



**GOVERNO DO
ESTADO DO CEARÁ**

Procuradoria Geral do Estado

**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 N.º: 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 BARRAGEM INHUÇU
VOLUME 2 - PROJETO EXECUTIVO**

Tomo 3 - Memória de Cálculo



Integração
Ministério da Integração Nacional



**SECRETARIA DOS
RECURSOS HÍDRICOS**
Governo do Estado do Ceará



**PROÁGUA
NACIONAL**



**BANCO
MUNDIAL**



consórcio

Revisão : Abril/2013

**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 Inhuçu

Volume 02 – PROJETO EXECUTIVO

Tomo 3 – Memória de Cálculo

Revisão de Abril de 2013

ÍNDICE

ÍNDICE GERAL

	Páginas
ÍNDICE.....	1
APRESENTAÇÃO	9
1 CALCULO DA FOLGA	13
2 CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO	16
3 CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO	18
4 ESCOLHA PRELIMINAR DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES	20
5 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO.....	23
5.1 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DOS MATERIAIS	24
5.1 ANÁLISE DA GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS	28
5.1.1 <i>Análise dos materiais solo compactado e areia</i>	<i>28</i>
5.1.2 <i>Análise dos materiais areia e brita</i>	<i>29</i>
5.1.3 <i>Análise dos materiais brita e transição grossa</i>	<i>30</i>
5.1.4 <i>Análise dos materiais transição grossa e enrocamento</i>	<i>30</i>
6 ANÁLISES DE FLUXO	32
6.1 INTRODUÇÃO	33
6.2 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	33
6.3 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO	34
6.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO	35
6.5 RESULTADOS	36
7 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO INCLINADO	39
8 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO HORIZONTAL	42
9 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA.....	45
9.1 INTRODUÇÃO	46
9.2 DESCRIÇÃO SOFTWARE UTILIZADO	46
9.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	48
9.4 CONDIÇÕES CRÍTICAS ANALISADAS	48
9.5 METODOLOGIA APLICADA E RESULTADOS OBTIDOS.....	49
9.5.1 <i>Superfície de ruptura em enrocamentos</i>	<i>49</i>
9.5.2 <i>Pesquisa da superfície potencial de ruptura</i>	<i>50</i>
9.5.3 <i>Resultados</i>	<i>51</i>
10 ANÁLISES DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO.....	65

10.1	INTRODUÇÃO	66
10.2	METODOLOGIA UTILIZADA	66
10.3	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS	66
10.4	ANÁLISES REALIZADAS	68
10.4.1	<i>Condição inicial</i>	68
10.4.2	<i>Durante a construção</i>	68
10.4.3	<i>Regime de Operação</i>	72
10.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	74
11	TOMADA D'ÁGUA	76
11.1	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA GALERIA	77
11.2	DIMENSIONAMENTO DO TUBO DE AERAÇÃO DA BARRAGEM PIAUS	82
12	DESCARGA DE FUNDO	84
12.1	CALCULO DO TEMPO DE ESVAZIAMENTO	85
12.1.1	<i>Determinação de v_1</i>	86
12.1.2	<i>Determinação de v_2</i>	86
12.1.3	<i>Determinação de A_1</i>	90
12.1.4	<i>Determinação de A_2</i>	91
12.1.5	<i>Expressão final:</i>	91
13	PERFIL CREAGER	94
13.1	DEFINIÇÃO DO HO:	95
13.2	DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO	97
14	DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DO SANGRADOURO	101
14.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	102
14.2	MEMÓRIA DE CÁLCULO	105
14.2.1	<i>Dados Básicos do Projeto</i>	105
14.2.2	<i>Dimensionamento dos Dois Canais Rápidos e das Duas Bacias de Dissipação</i>	105
14.3	CONTROLE DA CAVITAÇÃO	115
14.3.1	<i>Considerações Teóricas</i>	115
14.3.2	<i>Avaliação de Possibilidade de Cavitação nas Estruturas do Sangradouro da Barragem</i>	122

ÍNDICE FIGURAS

Páginas

Figura 1.1 – Fetch da bacia hidráulica – barragem Inhuçu.....	15
Figura 5.1 - Faixas granulométricas do solo compactado	25
Figura 5.2 - Faixas granulométricas do areal.....	26
Figura 5.3 - Faixas granulométricas da brita, transição grossa e enrocamento	27
Figura 6.1 - Modelo sem tratamento de fundação	35
Figura 6.2 - Modelo com tratamento de fundação	35
Figura 6.3 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de sem tratamento de fundação....	36
Figura 6.4 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação.....	37
Figura 6.5 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de com tratamento de fundação....	37
Figura 6.6 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação.....	38
Figura 7.1 - Filtro vertical.....	40
Figura 8.1 - Tapete Horizontal.....	43
Figura 9.1 - Esforços admitidos numa fatia - método de Morgenstern-Price (GEO SLOPE – 2007) ...	46
Figura 9.2 – Método de Otimização (Geostudio 2007)	47
Figura 9.3 – Superfície de ruptura pelo método tradicional(esquerda) e otimizada (direita) (Geostudio 2007).....	47
Figura 9.4 - Desenho esquemático da ruptura de um dique de enrocamento (Cruz, 2009)	50
Figura 9.5 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (sem otimização).....	51
Figura 9.6 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (otimizada)	51
Figura 9.7 - Alteração do grid nas análises.....	52
Figura 9.8 - Variação do FS - Final de Construção.....	53
Figura 9.9 - Variação do FS - Regime de Operação.....	53
Figura 9.10 - Variação do FS - Abalo Sísmicos	54
Figura 9.11 – Final de construção - S 01	56
Figura 9.12 – Final de construção - S 01 - Superfície Otimizada	56
Figura 9.13 – Final de construção - S 02	56

Figura 9.14 – Final de construção - S 02 - Superfície Otimizada	56
Figura 9.15 – Final de construção - S 03	57
Figura 9.16 – Final de construção - S 03 - Superfície Otimizada	57
Figura 9.17 – Final de construção - S 04	57
Figura 9.18 – Final de construção - S 04 - Superfície Otimizada	57
Figura 9.19 – Final de construção - S 05	58
Figura 9.20 – Final de construção - S 05 - Superfície Otimizada	58
Figura 9.21 – Final de construção - S 06	58
Figura 9.22 – Final de construção - S 06 - Superfície Otimizada	58
Figura 9.23 - Regime de Operação - S 01	59
Figura 9.24 - Regime de Operação - S 01 - Superfície Otimizada	59
Figura 9.25 - Regime de Operação - S 02	59
Figura 9.26 - Regime de Operação - S 02 - Superfície Otimizada	59
Figura 9.27 - Regime de Operação - S 03	60
Figura 9.28- Regime de Operação - S 03 - Superfície Otimizada	60
Figura 9.29 - Regime de Operação - S 04	60
Figura 9.30 - Regime de Operação - S 04 - Superfície Otimizada	60
Figura 9.31 - Regime de Operação - S 05	61
Figura 9.32 - Regime de Operação - S 05 - Superfície Otimizada	61
Figura 9.33 – Regime de Operação - S 06	61
Figura 9.34 – Regime de Operação - S 06 - Superfície Otimizada.....	61
Figura 9.35 – Abalo sísmico - S 01	62
Figura 9.36 – Abalo sísmico - S 01 - Superfície Otimizada	62
Figura 9.37 – Abalo sísmico - S 02	62
Figura 9.38 – Abalo sísmico - S 02 - Superfície Otimizada	62
Figura 9.39 – Abalo sísmico - S 03	63
Figura 9.40 – Abalo sísmico - S 03 - Superfície Otimizada	63
Figura 9.41 – Abalo sísmico - S 04	63
Figura 9.42 – Abalo sísmico - S 04 - Superfície Otimizada	63
Figura 9.43 – Abalo sísmico - S 05	64

Figura 9.44 – Abalo sísmico - S 05 - Superfície Otimizada	64
Figura 9.45 – Abalo sísmico - S 06	64
Figura 9.46 – Abalo sísmico - S 06 - Superfície Otimizada	64
Figura 10.1 - Função do Módulo de elasticidade para o material do núcleo	67
Figura 10.2 - Geometria da condição inicial adotada no modelo.....	68
Figura 10.3 - Distribuição de tensões no material de fundação (condição inicial).....	68
Figura 10.4 - Análise de tensão x deformação 1º estágio de carregamento	69
Figura 10.5 - Análise de tensão x deformação 2º estágio de carregamento	69
Figura 10.6 - Análise de tensão x deformação 3º estágio de carregamento	69
Figura 10.7 - Análise de tensão x deformação 4º estágio de carregamento	69
Figura 10.8 - Análise de tensão x deformação 4º estágio de carregamento	70
Figura 10.9 - Análise de tensão x deformação 6º estágio de carregamento	70
Figura 10.10 - Análise de tensão x deformação 7º estágio de carregamento	70
Figura 10.11 - Análise de tensão x deformação 8º estágio de carregamento	70
Figura 10.12 - Análise de tensão x deformação 9º estágio de carregamento	71
Figura 10.13 - Detalhe das tensões na região do núcleo – Final de construção.....	72
Figura 10.14 - Condições de contorno para regime de operação - barragem Inhuçu.....	73
Figura 10.15 - Análise de tensão x deformação - Regime de Operação.....	73
Figura 10.16 - Tensões efetivas - Regime de Operação	74
Figura 10.17 - Detalhe das tensões Totais na região do núcleo – Regime de operação – Talude de montante.....	74
Figura 11.1 – Desenho esquemático da tomada d’água	78
Figura 11.2 – Gráfico Cota x vazão da tomada d’água.....	82
Figura 12.1 - Desenho esquemático da liberação pela descarga de fundo.....	85
Figura 12.2 - Cota x Área x Volume	90
Figura 12.3 - Esvaziamento do reservatório	93
Figura 14.1 - Arranjo Geral da Barragem Inhuçu em imagem Google Earth.....	102
Figura 14.2 - Esquema ilustrativo das alturas e profundidades hidráulicas em canais.	107
Figura 14.3 - Perfil hidráulico da sangria da cheia Milenar.....	113
Figura 14.4 - Variação da velocidade.....	114

Figura 14.5 - Variação do número de Froude nas seções	114
Figura 14.6 - Distribuição de pressões em canais: (a) fluxo paralelo; (b) fluxo convexo; (c) fluxo côncavo. (Fonte: CHOW, 1973)	118
Figura 14.7 - Experiência de danos por cavitação em vertedores (FALVEY, 1982)	120

ÍNDICE QUADROS

Páginas

Quadro 4.1 - Inclinação dos Taludes – Paulo T. Cruz	21
Quadro 5.1 - Faixa Granulométrica do Solo do Maciço	24
Quadro 5.2 - Faixa Granulométrica da Areia Grossa.....	25
Quadro 5.3 - Faixa Granulométrica da brita.....	26
Quadro 5.4 - Faixa Granulométrica da transição grossa	27
Quadro 5.5 - Faixa Granulométrica do enrocamento.....	27
Quadro 6.1 - Parâmetros de permeabilidade dos materiais	33
Quadro 6.2 - Parâmetros de permeabilidade da fundação	34
Quadro 6.3 - Comparativo das vazões do modelo.....	38
Quadro 9.1 - Parâmetros dos materiais	48
Quadro 9.2 - Resultados das análises de estabilidade - Morgenstern-Price.....	54
Quadro 10.1 - Cálculo do módulo de elasticidade	67
Quadro 10.2 - Módulos de elasticidade dos materiais	67
Quadro 11.1 - Vazões da Tomada D'água.....	81
Quadro 12.1 - Esvaziamento do reservatório.....	92
Quadro 13.1 - Pontos da geometria do Creager	99
Quadro 14.1 - Calculo do sangradouro	109
Quadro 14.2 - Valores Usuais do Índice de Cavitação (FALVEY, 1990, TOMAZ, 2011)	121

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 esta se mostre viável..

O estudo é composto pelas seguintes Fases e Etapas:

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 do Perímetro de Irrigação.
- Etapa B4 - Manuais de Operação e Manutenção do Sistema
- Etapa B5 - Avaliação Financeira e Econômica Final do Sistema - Barragens, Canal/Túnel e Perímetro de Irrigação.

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

O Projeto da **Barragem Inhuçu** 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 Cálculo;

Tomo 3A: Tomo 3B: Memória de Cálculo – Dimensionamento estrutural;

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

Tomo 5: Quantitativos e Orçamento;

Tomo 5A: Cálculo de Quantitativos;

Tomo 6: Relatório Síntese;

O presente documento é nomeado como **Tomo 3: Memória de Cálculo do Volume 2- Projeto Executivo** e aborda os seguintes capítulos:

- **Apresentação**
- **Cálculo 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**
- **Perfil Creager**
- **Dimensionamento hidráulico do sangradouro**

1 CÁLCULO DA FOLGA

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:

$$f = 0,75 \cdot h + \frac{v^2}{2 \cdot g}, \text{ dada em metro.}$$

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

$$h = 0,75 + 0,34 \cdot F^{\frac{1}{2}} - 0,26 \cdot F^{\frac{1}{4}}, \text{ dada em metro, para } F < 18\text{km.}$$

$$h = 0,34 \cdot F^{\frac{1}{2}}, \text{ dada em metro, para } F > 18\text{km.}$$

Onde:

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

V é a velocidade da onda, dada pela formula:

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

Para o lago da Barragem Inhuçu, tem-se $F = 4,0\text{km}$, logo:

1. Cálculo da altura de onda:

$$F = 4,0\text{km} \Rightarrow h = 0,75 + 0,34 \cdot (4,0)^{\frac{1}{2}} - 0,26 \cdot (4,0)^{\frac{1}{4}} = 0,75 + 0,68 - 0,37$$

$$h = 1,05$$

2. Cálculo da velocidade da onda:

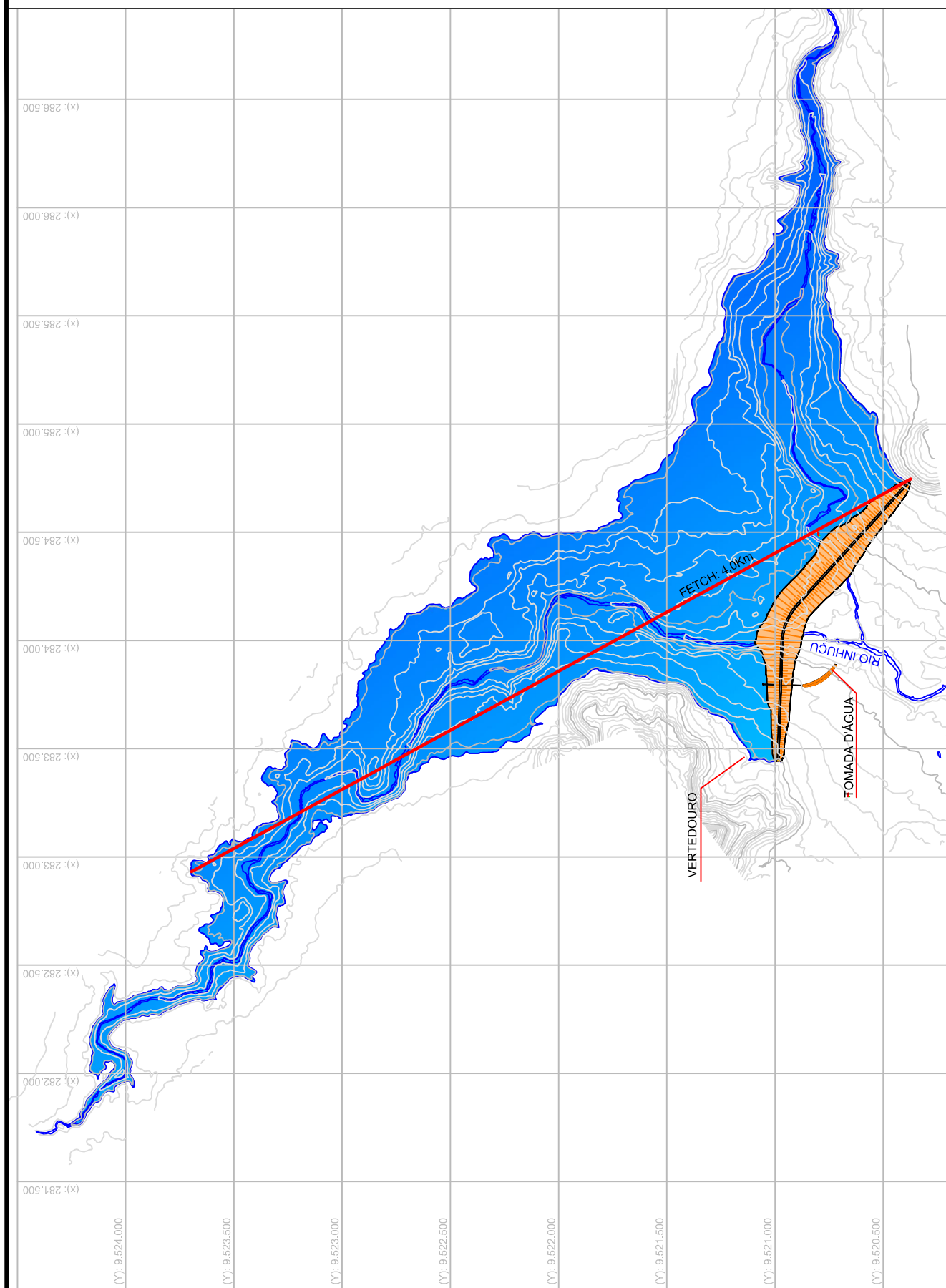
$$V = 1,5 + 2 \cdot (1,06) = 3,60\text{m} / \text{s}$$

3. Cálculo da folga:

$$f = 0,75 \cdot (1,06) + \frac{(3,62)^2}{2 \cdot (9,81)} = 0,80 + 0,67$$

$$f = 1,45\text{m}$$

Fetch da bacia hidráulica - barragem Inhuçu



2 CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO

2. CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO

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

$$C_C = C_S + L + f$$

Onde:

C_C = Cota do Coroamento.

C_S = Cota da Soleira = 601,00 m.

L_{1000} = Lâmina vertente na cheia milenar = 2,70 m (el.=603,70).

f = folga = 1,45 m.

$$CC_{\min} = 601,00 + 2,70 + 1,45 = 605,15m$$

Adotado: $CC_{\min} = 605,50m$

Verificação da segurança quanto a cheia decamilenar

Cota da soleira = 601,00 m

Lamina decamilenar = 3,40 m

Cota de segurança = cota da soleira + lamina decamilenar + 0,50 m

Cota de segurança $\leq$ cota do coroamento

$$Cota de segurança = 601,00 + 3,40 + 0,50 = 604,90 \text{ m} \leq 605,50 \text{ m} \quad - \text{Atende}$$

3 CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO

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: $L_c = 1,1\sqrt{(605,50 - 560,50)} + 0,9$

$L = 8,28$ m, adotado = 8,00m

4 ESCOLHA PRELIMINAR DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES

4. ESCOLHA PRELIMINAR 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. Entretanto, 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:

Quadro 4.1 - Inclinação dos Taludes – Paulo T. Cruz

Tipo de Material	Montante	Jusante
Solos Compactados	2:5(H) : 1,0(V) 3,0(H) : 1,0(V)	2:0(H) : 1,0(V)
Solos Compactados Argilosos	2:0(H) : 1,0(V) 3,0(H) : 1,0(V)	2:0(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)
Enrocamentos	1:3(H) : 1,0(V) 1,6(H) : 1,0(V)	1:3(H) : 1,0(V) 1,6(H) : 1,0(V)

Com relação à estabilidade de taludes de enrocamento, Cooke e Sherard (1987) apud Cruz (2009) citam que 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). 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 usuais em BEFC NÃO SÃO RECOMENDADAS a serem aplicadas para 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 Segurança para um plano paralelo ao talude (casca superficial) é dado pela seguinte expressão:

$$FS = \frac{tg\phi}{tg\beta}$$

Onde:

φ = Ângulo de atrito

β = 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 se adotaram preliminarmente inclinações mais conservadoras para os paramentos de montante e jusante, verificados posteriormente pela análise de estabilidade:

a) Paramento de Montante:

i. O talude será 1,0 (V) para 2,0 (H).

b) Paramento de Jusante:

i. O talude será 1,0 (V) para 2,0 (H).

5 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO

5 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DO ENROCAMENTO E TRANSIÇÃO

5.1 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 e da transição.
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 selecionadas, a qual é mostrada a seguir:

Quadro 5.1 - Faixa Granulométrica do Solo do Maciço

#	(mm)	Faixa
2"	50,8	100
1"	25,4	94-100
3/8"	9,5	83-100
Nº4	4,8	75-100
Nº10	2,0	67-100
Nº40	0,42	43-84
Nº200	0,074	28-63

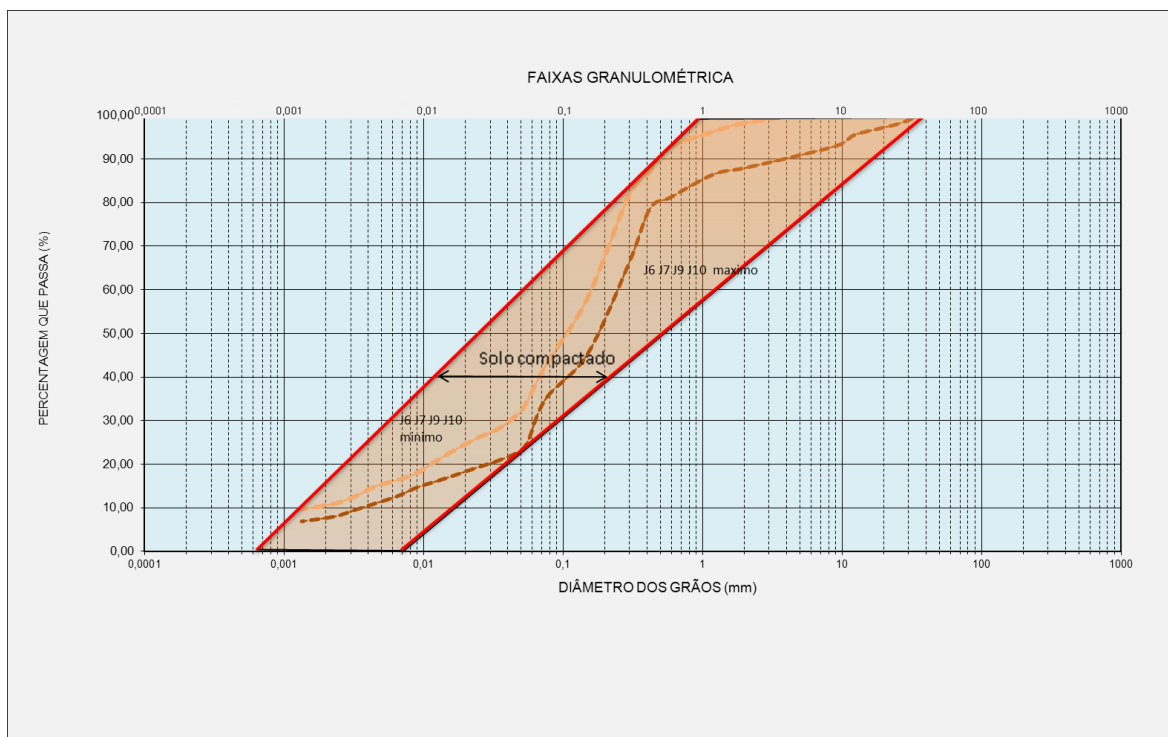


Figura 5.1 - Faixas granulométricas do solo compactado

A faixa granulométrica da areia grossa 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:

Quadro 5.2 - Faixa Granulométrica da Areia Grossa

#	(mm)	Faixa
2"	50,8	100
1"	25,4	78-100
3/8"	9,5	52-100
Nº4	4,8	29-95
Nº10	2,0	8-79
Nº40	0,42	0-43
Nº200	0,074	0-5

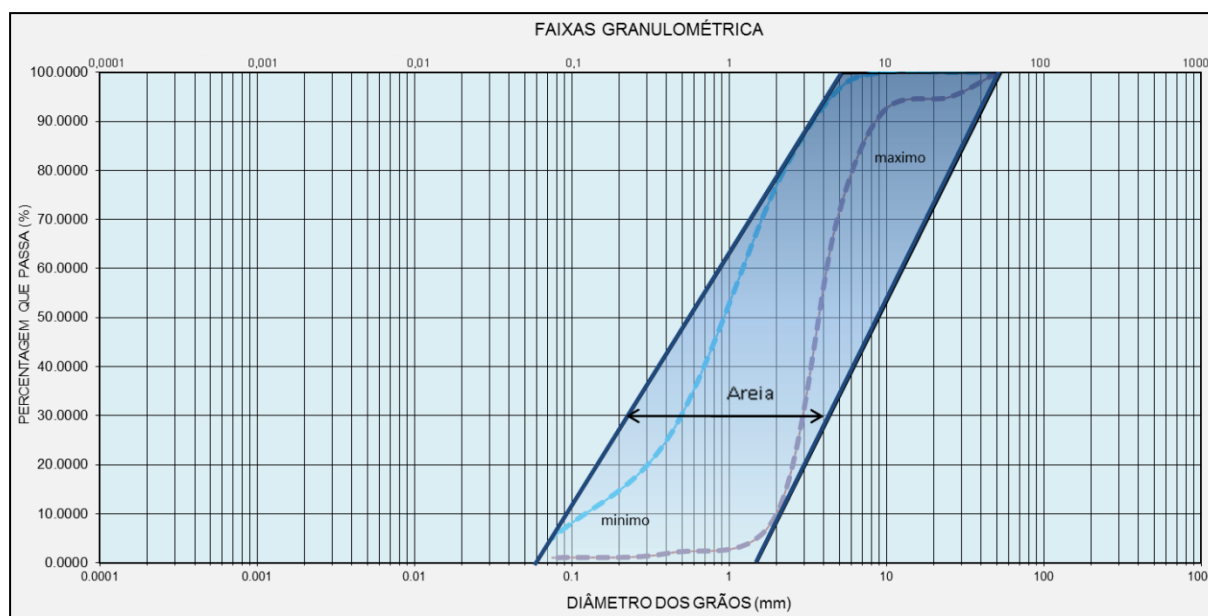


Figura 5.2 - Faixas granulométricas do areal

A faixa granulométrica da brita, 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.

Quadro 5.3 - Faixa Granulométrica da brita

#	(mm)	Faixa
2"	50,8	100
1"	25,4	55-100
3/8"	9,5	0-59
Nº4	4,8	0-33
Nº10	2,0	0

Quadro 5.4 - Faixa Granulométrica da transição grossa

#	(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 5.5 - Faixa Granulométrica do enrocamento

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

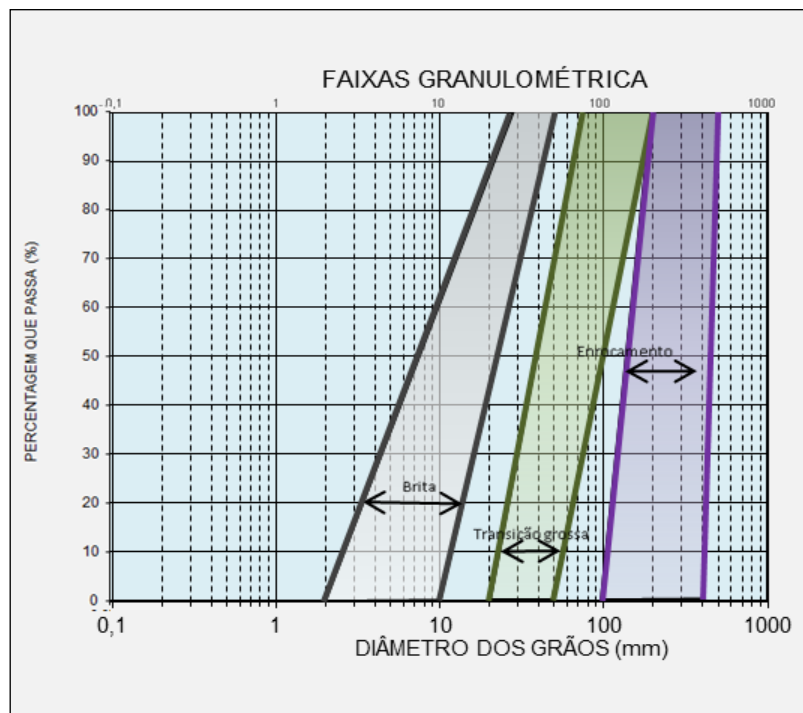


Figura 5.3 - Faixas granulométricas da brita, transição grossa e enrocamento

5.1 ANÁLISE DA GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS

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

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

em que D_{15} e D_{85} 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.

5.1.1 Análise dos materiais solo compactado e areia

Verificação do critério de permeabilidade

Valores máximos

$$\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{85(SOLO)}} = \frac{2,5}{10,2} = 0,25 < 5 \quad \text{OK}$$

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{85(SOLO)}} = \frac{0,15}{0,3} = 0,5 < 5 \quad \text{OK}$$

Verificação do critério de erosão interna

Valores máximos

$$\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{15(SOLO)}} = \frac{2,5}{0,028} = 89 > 5 \quad \text{OK}$$

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(AREIA)}}{D_{15(SOLO)}} = \frac{0,15}{0,002} = 75 > 5 \quad \text{OK}$$

5.1.2 Análise dos materiais areia e brita

Verificação do critério de permeabilidade

Valores máximos

$$\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{85(AREIA)}} = \frac{15}{30} = 0,5 < 5 \quad \text{OK}$$

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{85(AREIA)}} = \frac{3,0}{2,5} = 1,2 < 5 \quad \text{OK}$$

Verificação do critério de erosão interna

Valores máximos

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

Valores mínimos

$$\frac{D_{15(BRITA)}}{D_{15(AREIA)}} = \frac{3,0}{0,15} = 20 > 5 \quad \text{OK}$$

Verificação da uniformidade

Valores máximos

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

Valores mínimos

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

5.1.3 Análise dos materiais brita e transição grossa

Verificação do critério de permeabilidade

Valores máximos

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

Valores mínimos

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

Verificação do critério de erosão interna

Valores máximos

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

Valores mínimos

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

Verificação da uniformidade

Valores máximos

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

Valores mínimos

$$\frac{D_{60(T.GROSSA)}}{D_{15(T.GROSSA)}} = \frac{45}{25} = 1,8 < 20 \text{ OK}$$

5.1.4 Análise dos materiais transição grossa e enrocamento

Verificação do critério de permeabilidade

Valores máximos

$$\frac{D_{15(ENROCAMENTO)}}{D_{85(T.GROSSA)}} = \frac{120}{80} = 1,5 < 5 \quad \text{OK}$$

Valores mínimos

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

Verificação do critério de erosão interna

Valores máximos

$$\frac{D_{15(ENROCAMENTO)}}{D_{15(T.GROSSA)}} = \frac{120}{25} = 4,8 > 5 \quad \text{OK}$$

Valores mínimos

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

Verificação da uniformidade

Valores máximos

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

Valores mínimos

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

6 ANÁLISES DE FLUXO

6 ANÁLISES DE FLUXO

6.1 INTRODUÇÃO

Com o objetivo de se estimar a linha freática e vazões que atravessam a fundação e o aterro da Barragem Inhuçu, 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.

6.2 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 6.1 é apresentado os parâmetros que foram adotados.

Quadro 6.1 - Parâmetros de permeabilidade dos materiais

Material	K (m/s)
Solo compactado	$1,85 \times 10^{-8}$
Dreno de areia	$1,68 \times 10^{-5}$
Transição de brita	$1,00 \times 10^{-2}$
Enrocamento de arenito	$1,00 \times 10^{-1}$

A fundação da barragem foi considerada como material homogêneo, distribuídos em camadas. As camadas adotadas foram definidas de acordo com a sondagem SM-07 realizada na estaca 45 e pelos resultados dos ensaios de Lugeon. Desta forma no quadro a seguir serão apresentados os parâmetros adotados para a fundação

Quadro 6.2 - Parâmetros de permeabilidade da fundação

Material	Profundidade (m)	Permeabilidade média (m/s)
Silte arenoso	0,00 – 0,20	$4,10 \times 10^{-5}$
Arenito coerente friável	0,20 – 1,80	
Arenito coerente a muito coerente	1,80 – 4,90	
Arenito pouco coerente a muito coerente / intercalações de siltito	4,90 – 7,70	$5,15 \times 10^{-5}$
Arenito muito coerente	7,70 – 8,50	
Arenito incoerente a muito coerente / intercalações de siltito	8,50 – 19,30	$5,33 \times 10^{-7}$
Arenito medianamente coerente a muito coerente	19,30 – ∞	$1,12 \times 10^{-6}$

6.3 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

A geometria utilizada nas análises corresponde à seção máxima da Barragem Inhuçu localizada na Estaca 45+2.34m. Na discretização do maciço, a seção transversal foi dividida em regiões conforme os materiais presentes.

A seção da Barragem Inhuçu foi discretizada em uma malha de 4250 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 uma trincheira de vedação onde serão realizadas as injeções de cimento, tendo como dimensões a largura de 4,5 metros e profundidade de 30,0 metros. Nesta região com tratamento, adotou-se a hipótese de que a rocha atingiria uma permeabilidade de $1,0 \times 10^{-8}$ m/s (Menor permeabilidade atingida durante os ensaios de Lugeon na sondagem SM-07).

Nas Figuras 6.1 e 6.2 são apresentadas as malhas dos modelos.

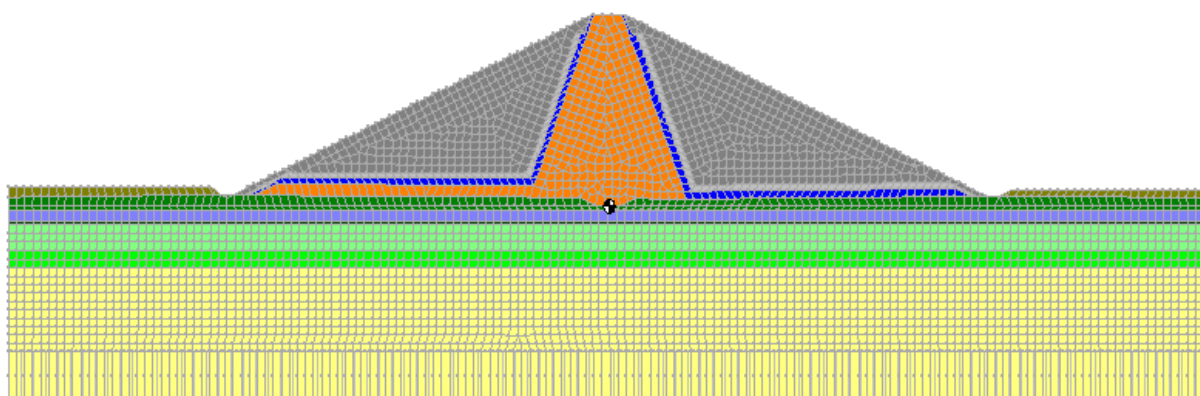


Figura 6.1 - Modelo sem tratamento de fundação

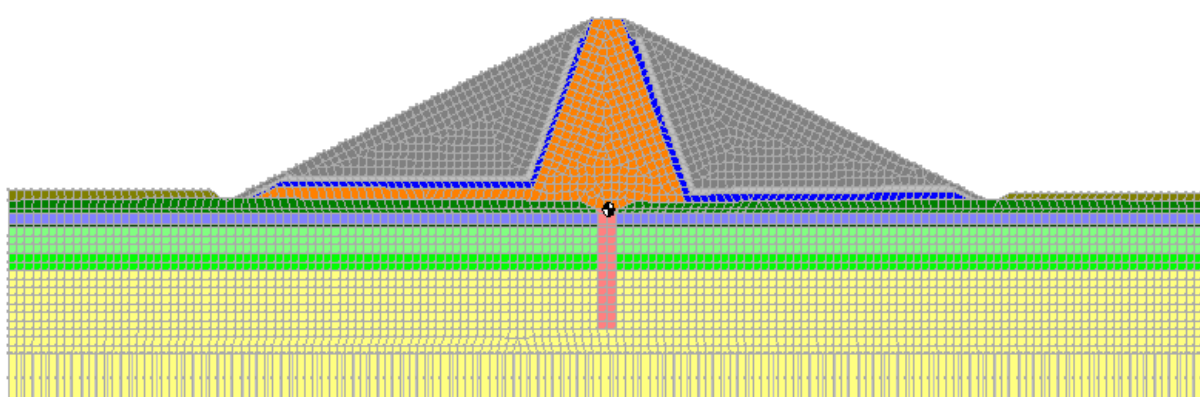


Figura 6.2 - Modelo com tratamento de fundação

6.4 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 601,00m.

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 iterativos.

6.5 RESULTADOS

Para a situação **sem tratamento** de fundação, temos a seguinte distribuição de equipotenciais.

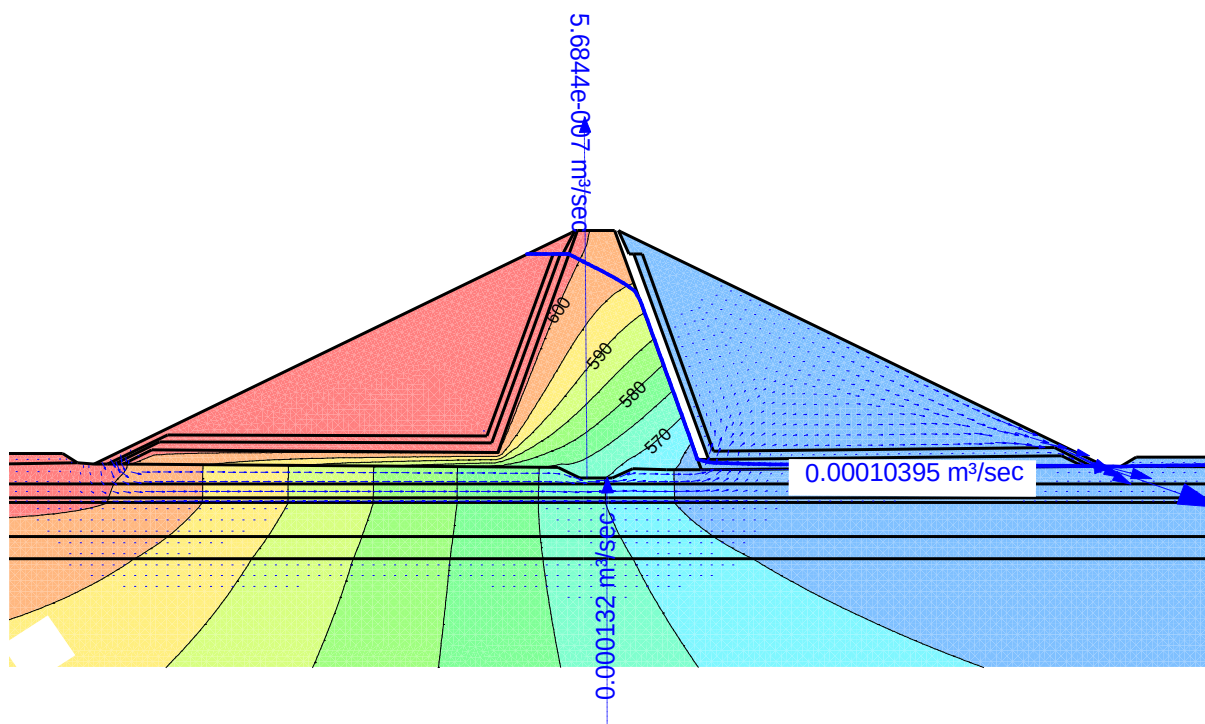


Figura 6.3 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de sem tratamento de fundação

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 início do dreno horizontal, como podemos visualizar na Figura a seguir:

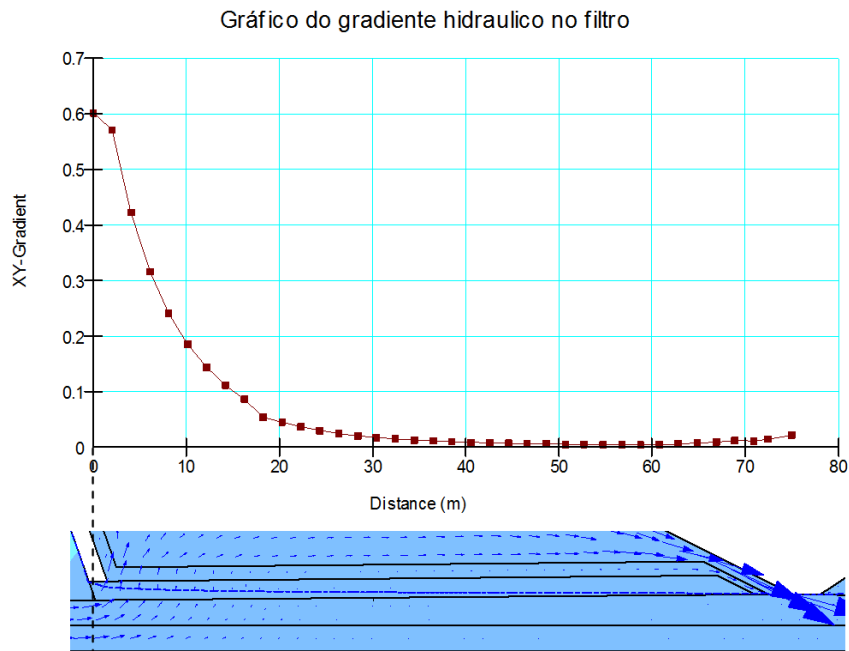


Figura 6.4 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação

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 como podemos verificar a seguir:

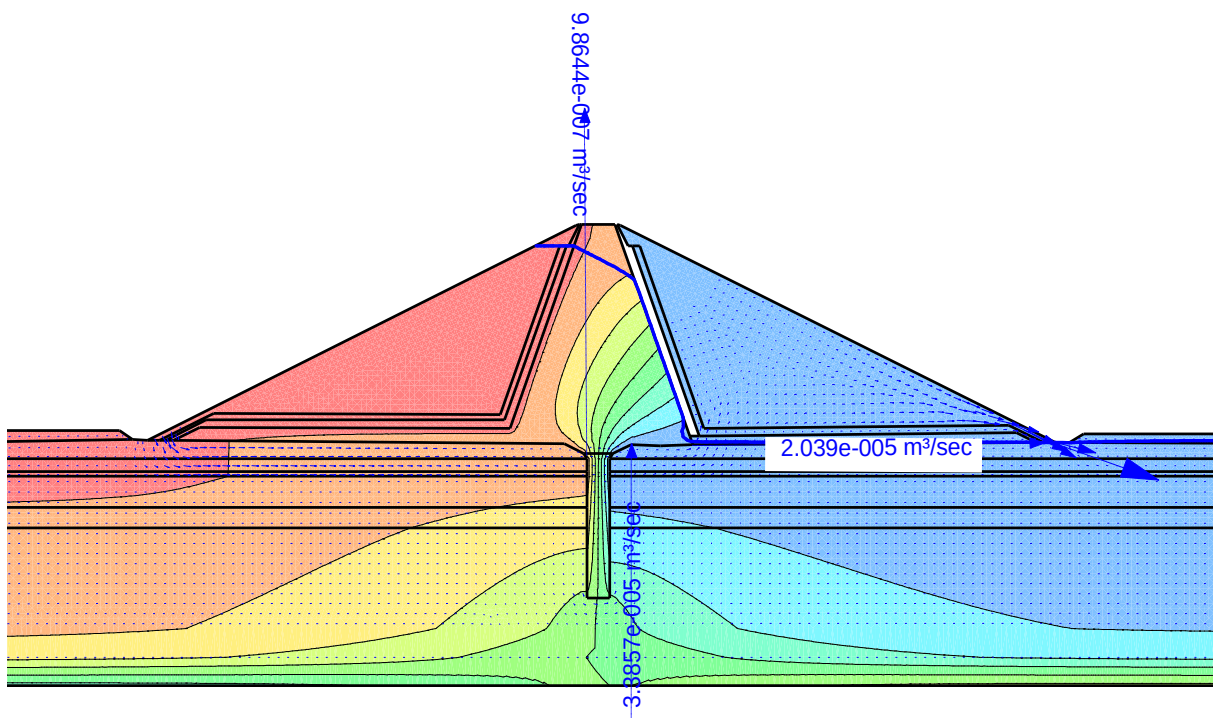


Figura 6.5 - Análise de fluxo com equipotenciais para a situação de com tratamento de fundação

A vazão pelo maciço sofre um aumento nesta situação (entorno de 70%), porem teve-se uma redução significativa na vazão pela fundação, como mostra o quadro comparativo a seguir.

Quadro 6.3 - Comparativo das vazões do modelo

Situação de fundação	Vazão (L/min)		
	Barragem	Fundação	Filtro horizontal
<u>Sem</u> tratamento de fundação	0,034	7,92	6,24
<u>Com</u> tratamento de fundação	0,052	2,03	1,22

Outra alteração foi verificada nos gradientes ao longo do dreno horizontal, tendo uma grande diminuição nos primeiros 20 metros ao longo do dreno.

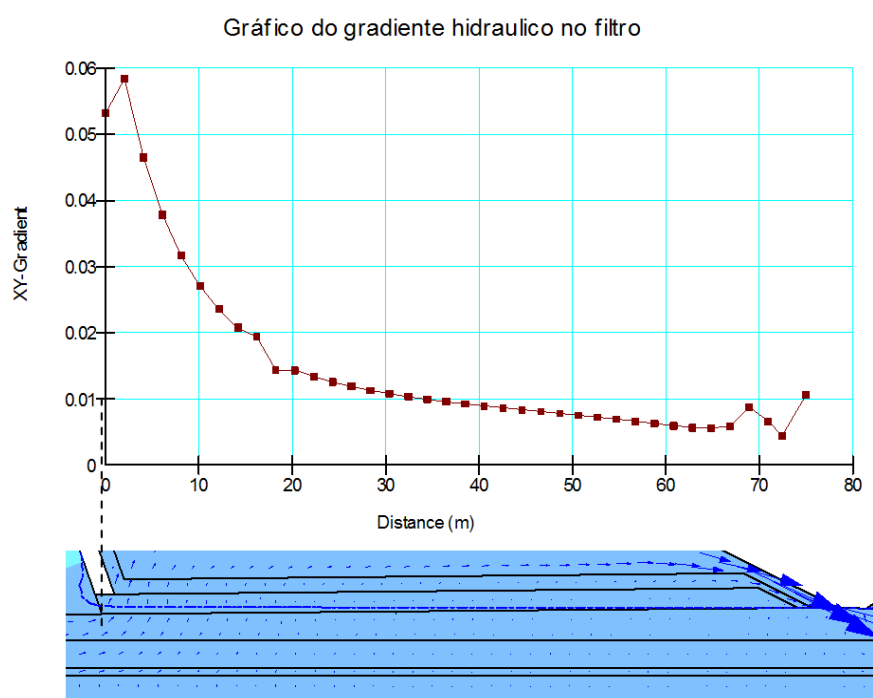


Figura 6.6 - Variação do gradiente de fluxo ao longo do tapete de drenagem para a situação de sem tratamento de fundação

7 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO INCLINADO

7 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO INCLINADO

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

$$Q = K_f \cdot i \cdot A \quad \therefore \quad Q = K_f \cdot i \cdot (B \times l)$$

Onde:

Q = Vazão absorvida pelo filtro

K_f = Coeficiente de permeabilidade do filtro

B = Espessura do filtro vertical

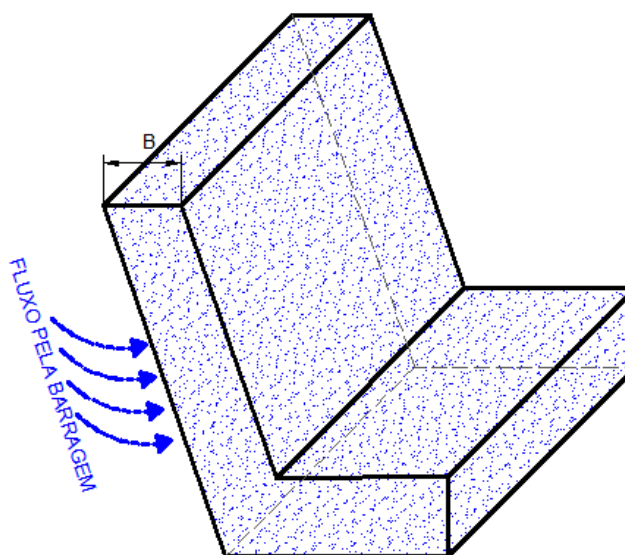
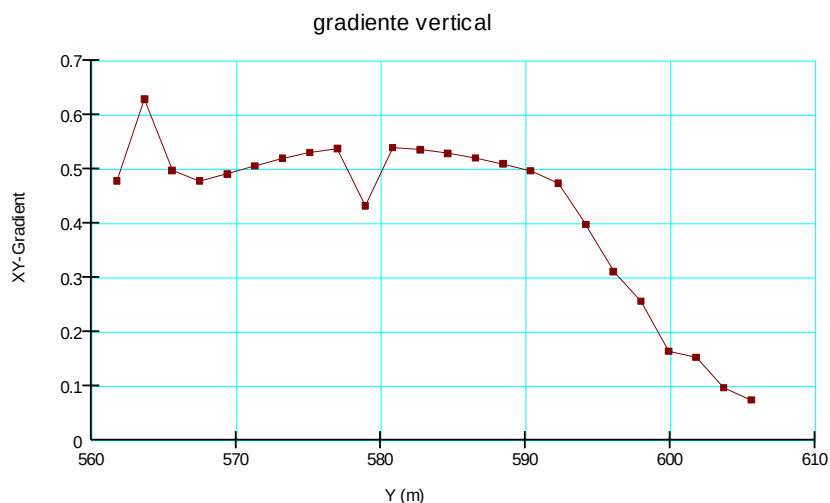


Figura 7.1 - Filtro vertical

Com base nos resultados das análises de fluxo da barragem Inhuçu, temos que o gradiente hidráulico máximo na face do filtro igual a 0.65, como podemos verificar no gráfico a seguir.



Portanto, temos a largura do filtro igual:

$$B = \frac{Q}{0,65 \times K_f}$$

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

$$Q = 5,68 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

Nos ensaios de permeabilidade de carga constante das amostras dos areais teve uma permeabilidade média de $k_f = 1,68 \times 10^{-5} \text{ m/s}$.

Logo, a espessura do filtro é dada pelo calculo abaixo:

$$B = \frac{5,68 \times 10^{-7} \text{ m/s}}{(0,65) \times (1,68 \times 10^{-5})}$$

$$B = 0,052 \text{ m}$$

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

8 DIMENSIONAMENTO DO FILTRO HORIZONTAL

8. DIMENSIONAMENTO DO FILTRO HORIZONTAL

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

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:

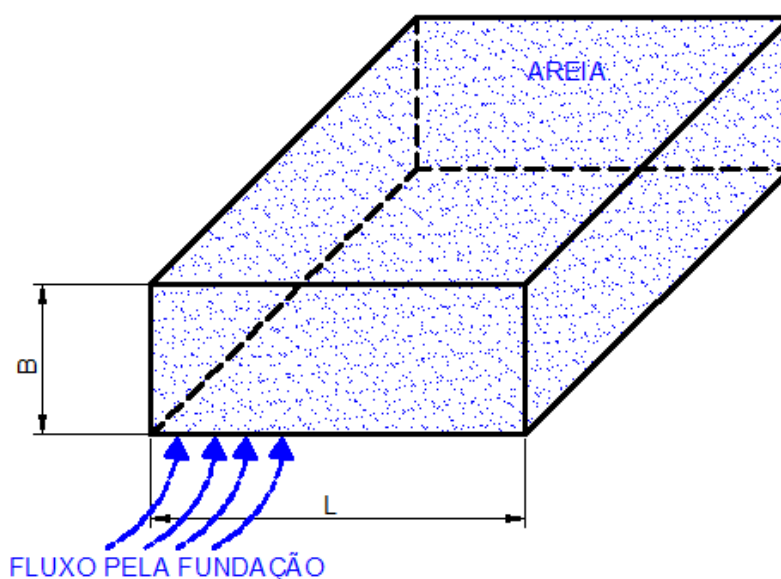


Figura 8.1 - Tapete Horizontal

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

$$B > \sqrt{\frac{Q \cdot L}{K_f}}$$

Onde:

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, por metro: $Q = 1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m}$. (A pior situação sem o tratamento de fundação)

b) Coeficiente de permeabilidade, admitindo o valor do tapete (areia + brita) igual a:

$$K_f = 4,30 \times 10^{-3} \text{ m/s}.$$

c) Comprimento do tapete (seção máxima): $L = 75,02 \text{ m}$.

Desta forma, tem-se:

$$\sqrt{\frac{(1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m}) \cdot (75,02 \text{ m})}{(4,3 \times 10^{-3} \text{ m/s})}} < B < \sqrt{\frac{2 \cdot (1,04 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{m}) \cdot (75,02 \text{ m})}{(4,3 \times 10^{-3} \text{ m/s})}}$$

$$1,35 \text{ m} < B < 1,91 \text{ m}$$

Com base no calculo apresentado acima, adotamos um valor de 3,5 metros de espessura para o dreno horizontal, sendo 2,00 metros de areia e 1,50 metros de brita.

9 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA

9. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA

9.1 INTRODUÇÃO

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

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 e abalo sísmico. As análises foram feitas para a seção máxima (Estaca 45 + 2,34m).

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

9.2 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 superfície 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.

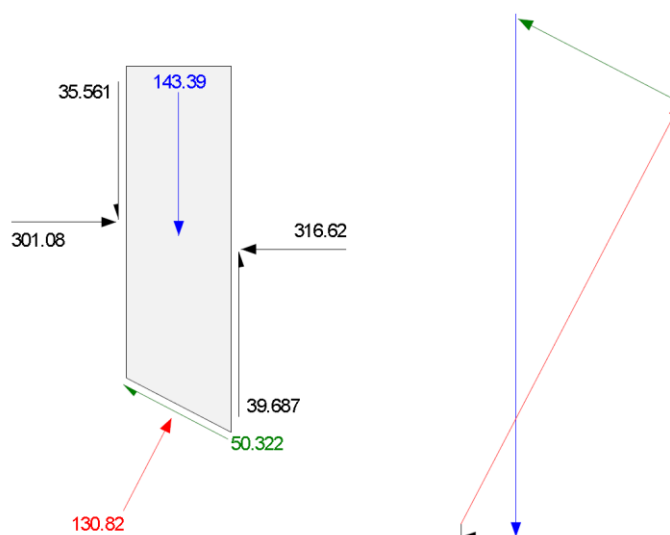


Figura 9.1 - Esforços admitidos numa fatia - método de Morgenstern-Price (GEO SLOPE – 2007)

Este programa calcula o coeficiente de segurança para a superfície crítica 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 específico dos materiais, e condições de poro-pressão e solicitações para cada situação estudada.

Além do cálculo 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 iterativo, 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.

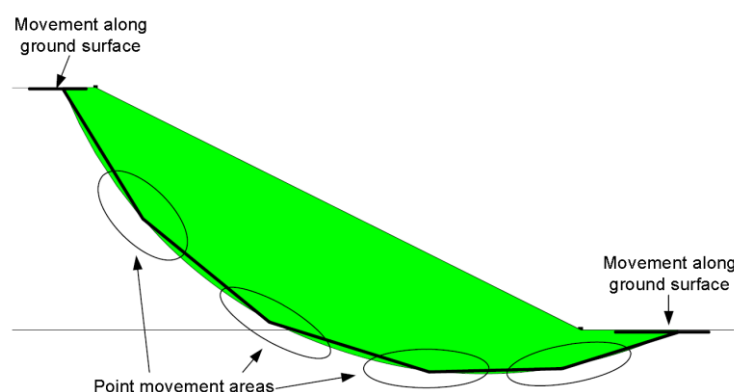


Figura 9.2 – Método de Otimização (Geostudio 2007)

A Figura 9.3 apresenta um comparativo de uma superfície de ruptura otimizada e uma superfície de ruptura circular tradicional.

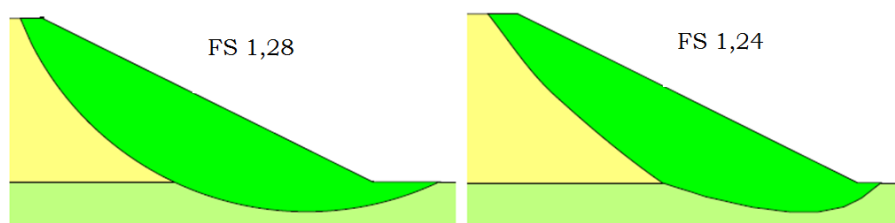


Figura 9.3 – Superfície de ruptura pelo método tradicional(esquerda) e otimizada (direita) (Geostudio 2007)

9.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ADOTADOS

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

Para os demais materiais, os parâmetros de resistência foram estimados de acordo com a literatura disponível. No Quadro 9.1, é apresentado os parâmetros geotécnicos adotados para cada material nas análises de estabilidade.

Quadro 9.1 - Parâmetros dos materiais

Material	γ (kN/m ³)	Coesão (kPa)	ϕ (°)
Solo compactado	19,81	10,0	30,71
Dreno de areia	19,50	00,0	30,00
Transição de brita	20,00	00,0	40,00
Enrocamento de arenito	20,50	00,0	35,00

9.4 CONDIÇÕES CRÍTICAS ANALISADAS

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

A situação de rebaixamento rápido não foi estudada devido ao fato de que o talude de montante (talude mais propício a ocorrer instabilidade nesta hipótese) ser constituído em grande parte com um material de alto valor de permeabilidade (enrocamento de arenito), e sendo assim, a dissipação da poro-pressão no interior do talude se dará “*pari passu*” conforme o nível do açude é rebaixado.

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 R_u (relação entre a pressão neutra e a pressão do peso da coluna de solo), adotando-se conforme recomendações da literatura $R_u = 0,25$. Para os demais materiais, como possuem elevados valores de permeabilidade, o coeficiente R_u foi desconsiderado devido a dissipação das pressões intersticiais serem quase instantânea.

- 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 crítica. 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.

- Abalo Sísmico

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.

9.5 METODOLOGIA APLICADA E RESULTADOS OBTIDOS

9.5.1 Superfície de ruptura em enrocamentos

Neste item serão apresentadas algumas referências 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 superfície crítica de ruptura deixa de ser superficial e tende a se desenvolver dentro do maciço 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 9.4), sendo este um dos critérios adotados por Charles e Soares (1984) na determinação do fator de segurança.

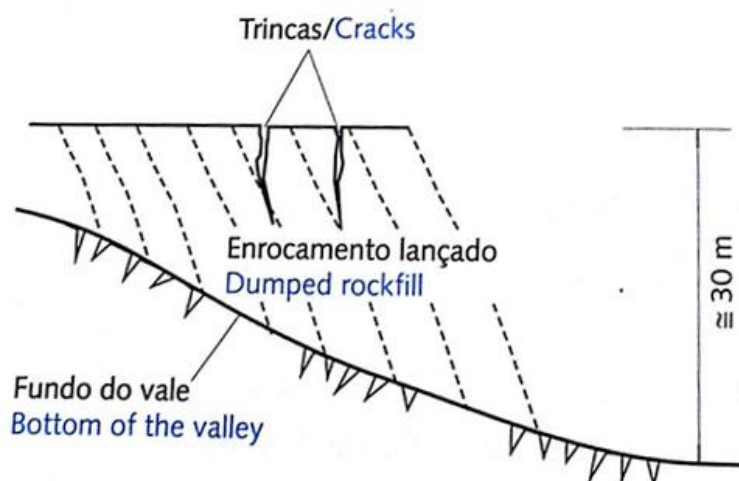


Figura 9.4 - Desenho esquemático da ruptura de um dique de enrocamento (Cruz, 2009)

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 Inhuçu, verificamos que a superfície potencial de ruptura devará ter as seguintes

PREMISSAS:

- 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 superfície tenderá a se desenvolver dentro do maciço em regiões mais profundas (altura da barragem é próxima do valor de 50 metros).

9.5.2 Pesquisa da superfície potencial de ruptura

Na pesquisa da superfície de ruptura, adotou-se por uma metodologia de bloco (*Block slip surface*). Esta metodologia de pesquisa da superfície 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, traça-se segmentos retilíneos com uma faixa inclinação pré-definida, estabelecendo uma superfície com um formato de cunha conforme mostra a figura a seguir.

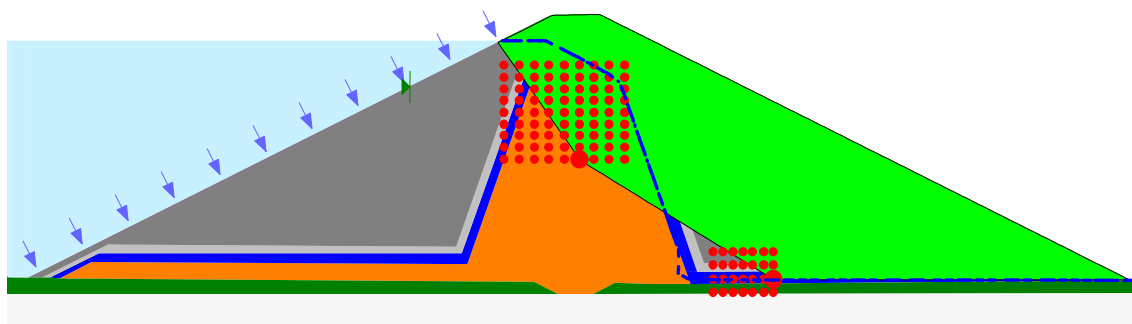


Figura 9.5 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (sem otimização)

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 Inhuçu, 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 9.5.

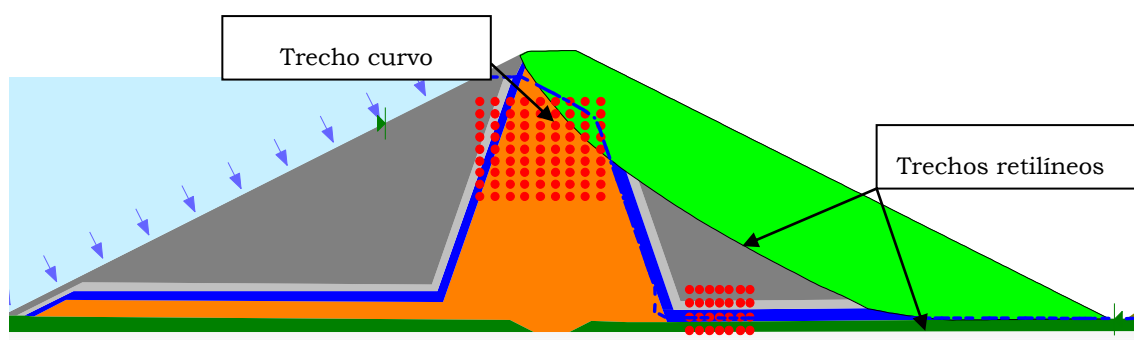


Figura 9.6 - Metodologia de pesquisa da superfície potencial de ruptura (otimizada)

Nesta nova configuração, temos uma superfície curva no trecho em solo, e retilínea e paralela ao talude no trecho do material de enrocamento, ratificando as hipóteses mencionadas de como poderia se estabelecer a superfície potencia de ruptura.

9.5.3 Resultados

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.

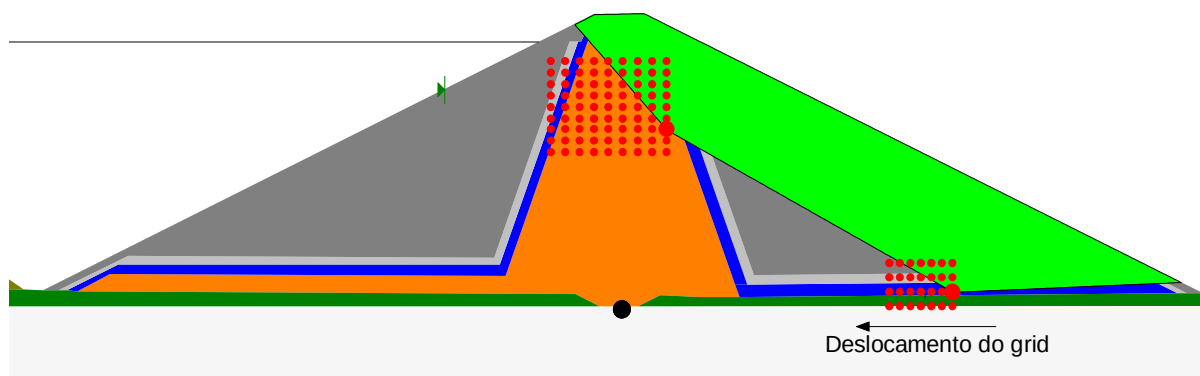


Figura 9.7 - Alteração do grid nas análises

O grid esquerdo apresenta uma malha de 8x8 pontos e o grid direito 6x3.

Ao todo, foram pesquisadas em 6 profundidades diferente (6 estágios). Cada um dos estágios, uma superfície potencial de ruptura era pesquisada entre um total de 56.700 possibilidades. Após a obtenção da superfície 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 superficial, não sendo representativa para o estudo por não estar de acordo com as premissas estabelecidas no item 9.5.1.

Analisando a variação da estabilidade em função da profundidade verificamos que na metodologia tradicional o Fator de segurança aumenta conforme a superfície de ruptura é aprofundada. Isto é perfeitamente normal uma vez que a massa a ser movimentada aumenta com o processo iterativo.

Contudo durante o processo de otimização, mesmo com o aumento da massa sobre a superfície de ruptura, devido ao rearranjo, atinge-se um determinado estágio no processo iterativo que não ocorre aumentos significativos do Fator de segurança e função do aprofundamento da superfície. Ou seja, o Fator de segurança tende a se “estabilizar” no processo.

Nos gráficos a seguir, são apresentados os resultados obtidos para cada situação estudada.

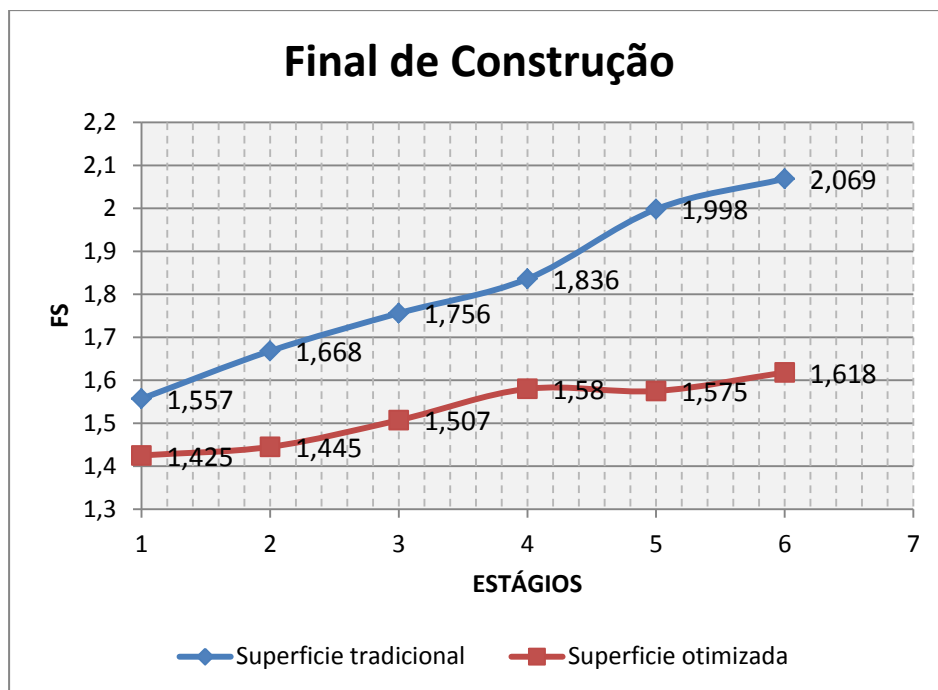


Figura 9.8 - Variação do FS - Final de Construção

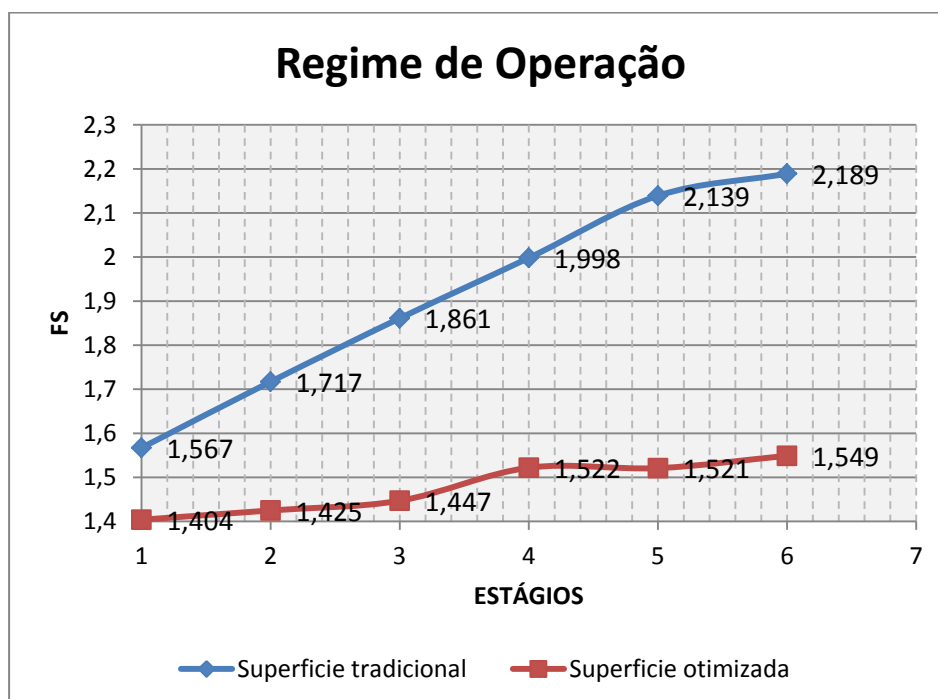


Figura 9.9 - Variação do FS - Regime de Operação

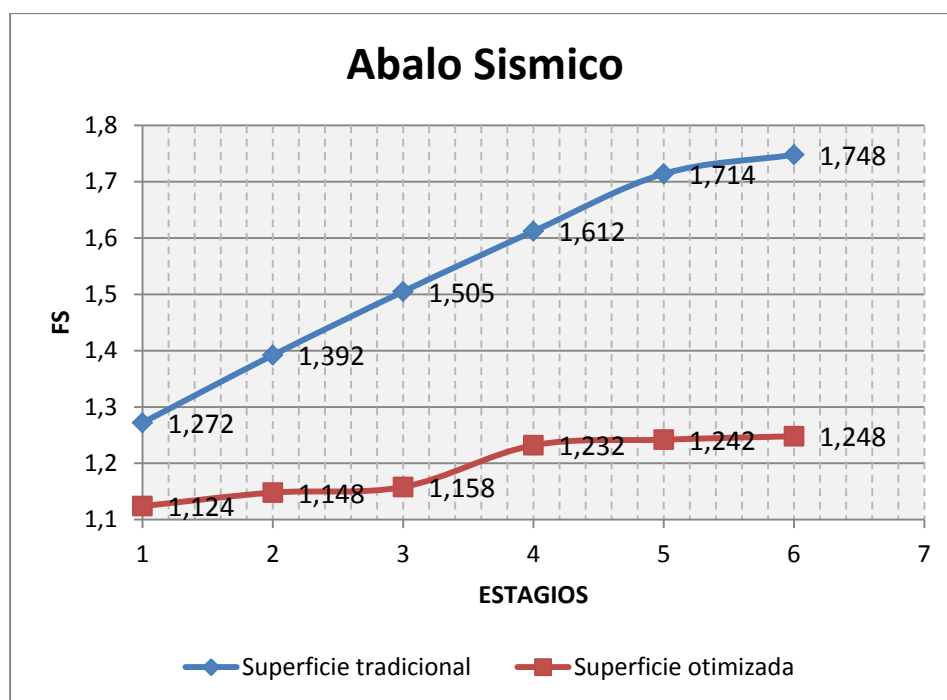


Figura 9.10 - Variação do FS - Abalo Sísmicos

Numa análise dos resultados, e com base nas premissas estabelecidas em relação às características que deverá ter a superfície (item 9.5.1), admitiu-se como “Fator de Segurança representativo” o valor mínimo para as análises onde a superfície apresentava mais profunda (geralmente entre os estágios de 4 a 6 após o processo de otimização).

O Quadro 9.2 mostra um resumo dos resultados das análises de estabilidade realizados nos taludes em que a tendência de ruptura é mais crítica 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).

Quadro 9.2 - Resultados das análises de estabilidade - Morgenstern-Price

Hipótese	Talude analisado	FS min	
		Calculado	Aceitável
Final de Construção	Jusante	1,575	1,300
Regime de operação	Jusante	1,521	1,500
Abalo sísmico	Jusante	1,232	1,000

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 em função das premissas.

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.

Final de Construção

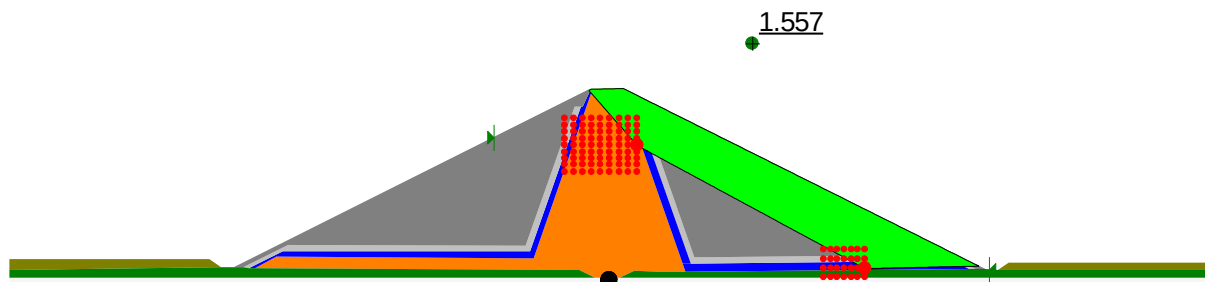


Figura 9.11 – Final de construção - S 01

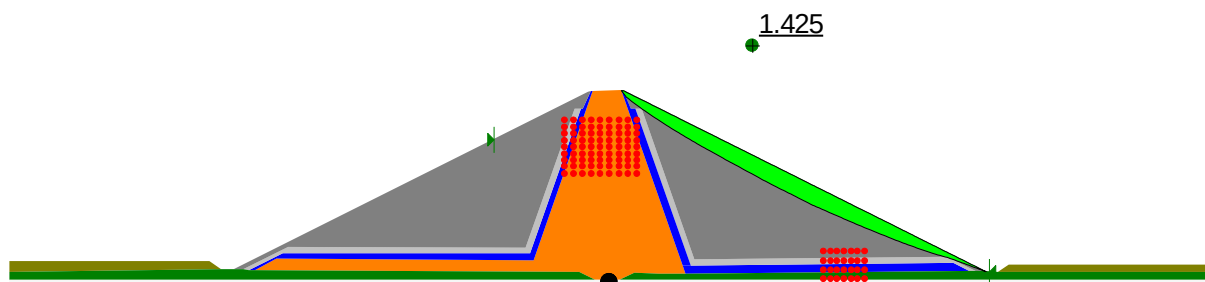


Figura 9.12 – Final de construção - S 01 - Superfície Otimizada

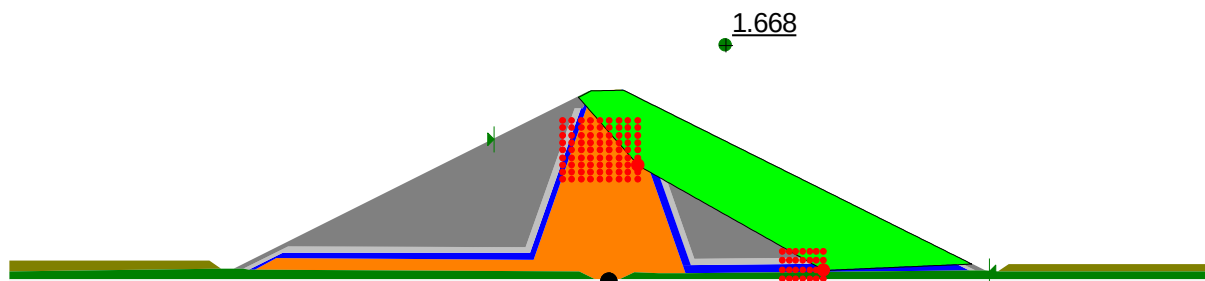


Figura 9.13 – Final de construção - S 02

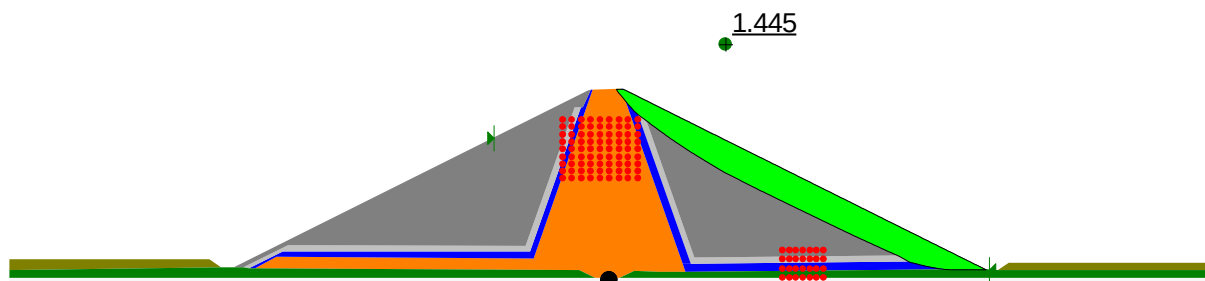


Figura 9.14 – Final de construção - S 02 - Superfície Otimizada

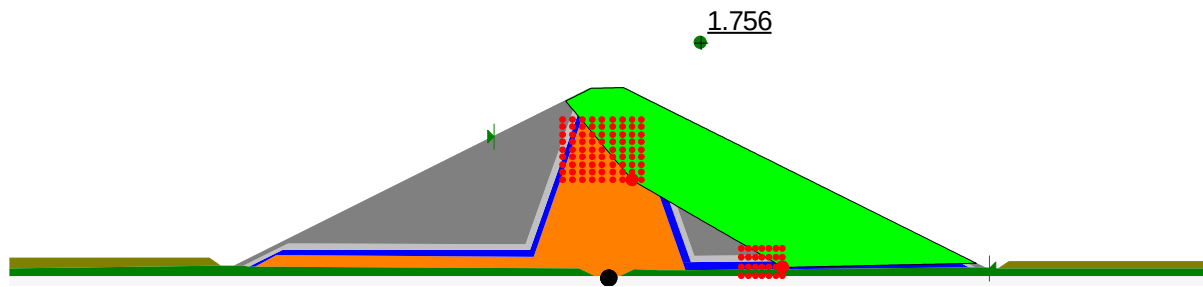


Figura 9.15 – Final de construção - S 03

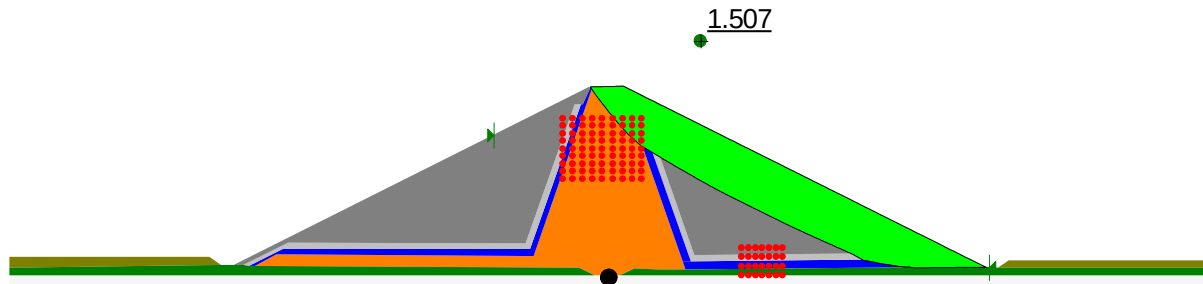


Figura 9.16 – Final de construção - S 03 - Superfície Otimizada

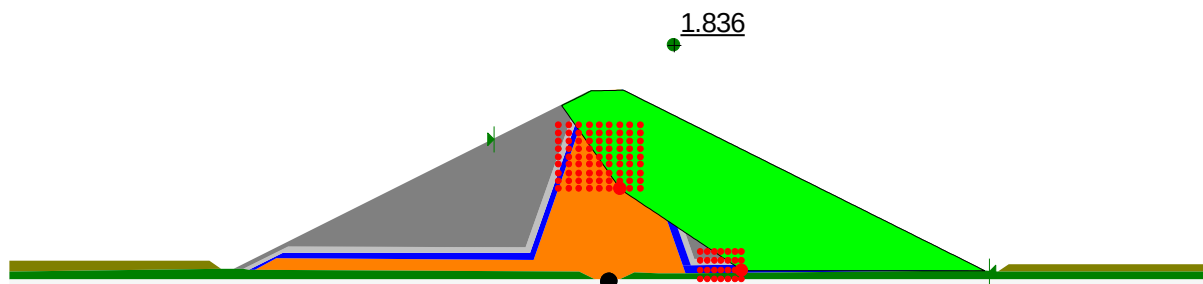


Figura 9.17 – Final de construção - S 04

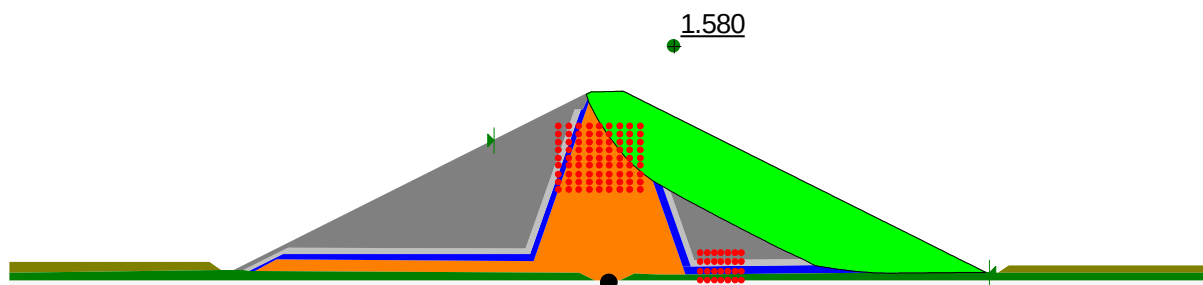


Figura 9.18 – Final de construção - S 04 - Superfície Otimizada

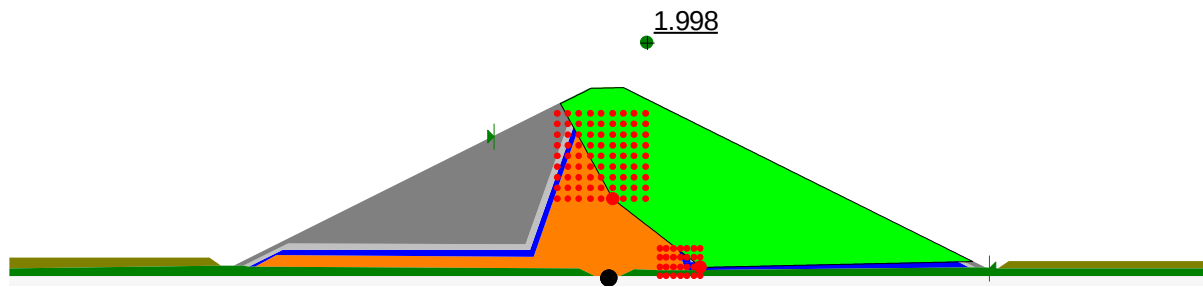


Figura 9.19 – Final de construção - S 05

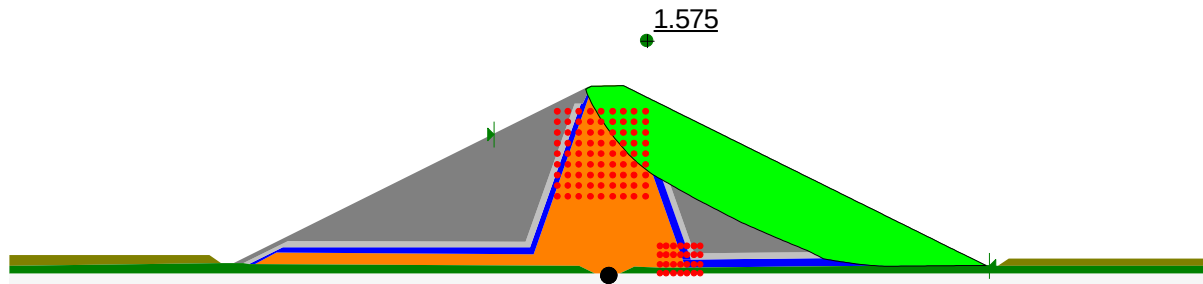


Figura 9.20 – Final de construção - S 05 - Superfície Otimizada

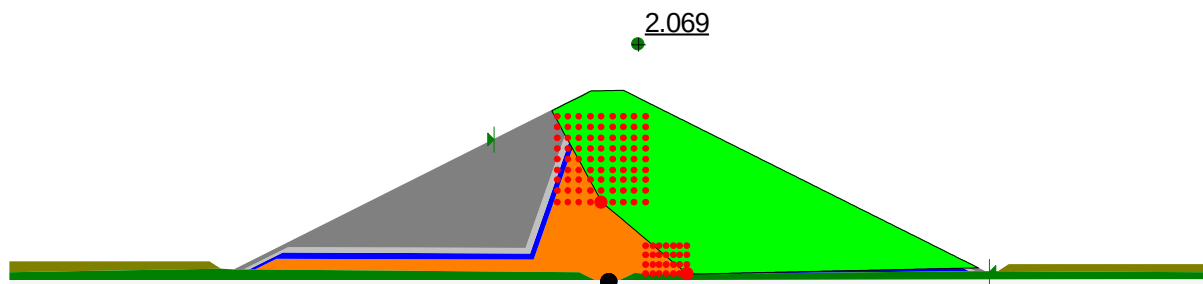


Figura 9.21 – Final de construção - S 06

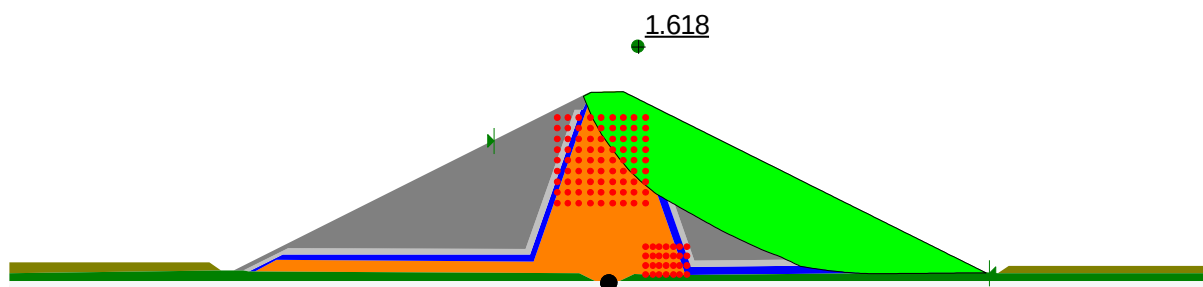


Figura 9.22 – Final de construção - S 06 - Superfície Otimizada

Regime de Operação

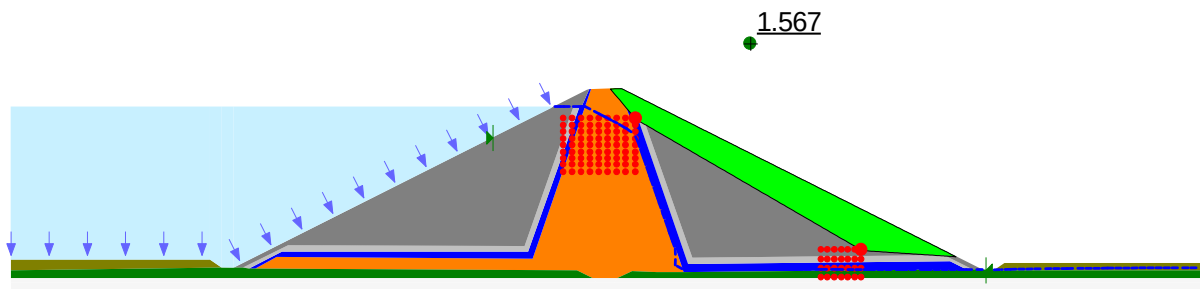


Figura 9.23 - Regime de Operação - S 01

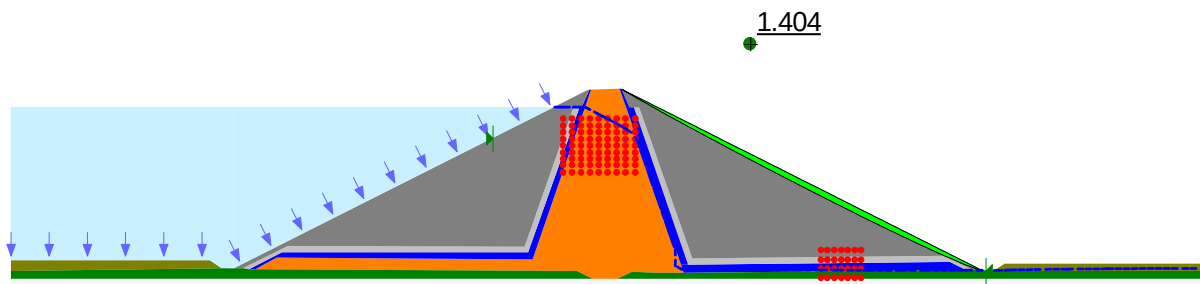


Figura 9.24 - Regime de Operação - S 01 - Superfície Otimizada

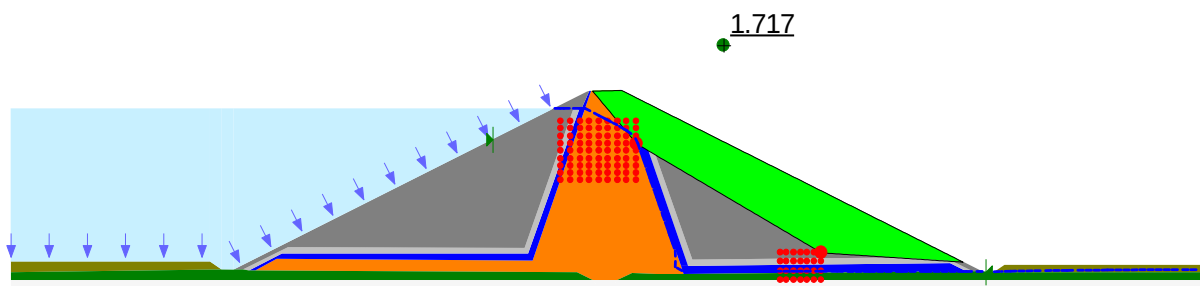


Figura 9.25 - Regime de Operação - S 02

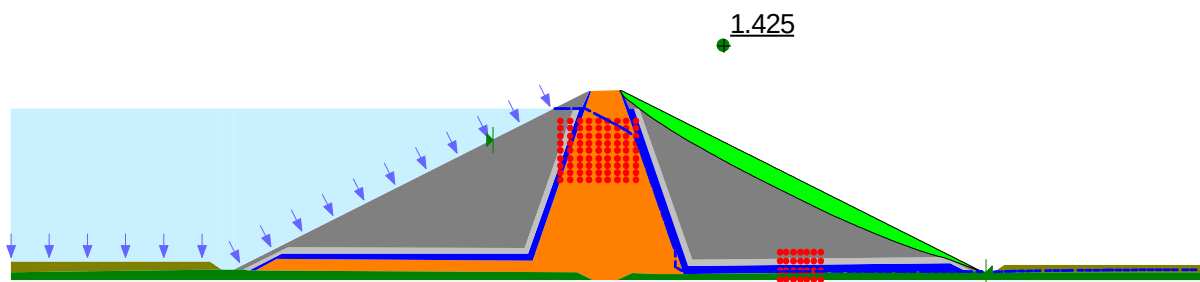


Figura 9.26 - Regime de Operação - S 02 - Superfície Otimizada

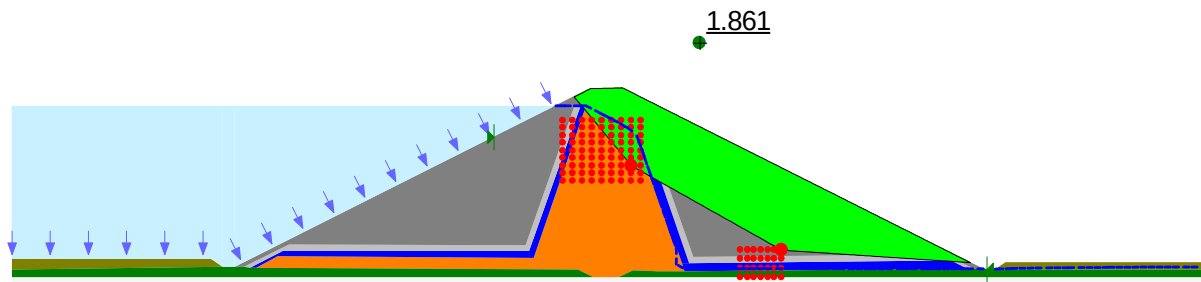


Figura 9.27 - Regime de Operação - S 03

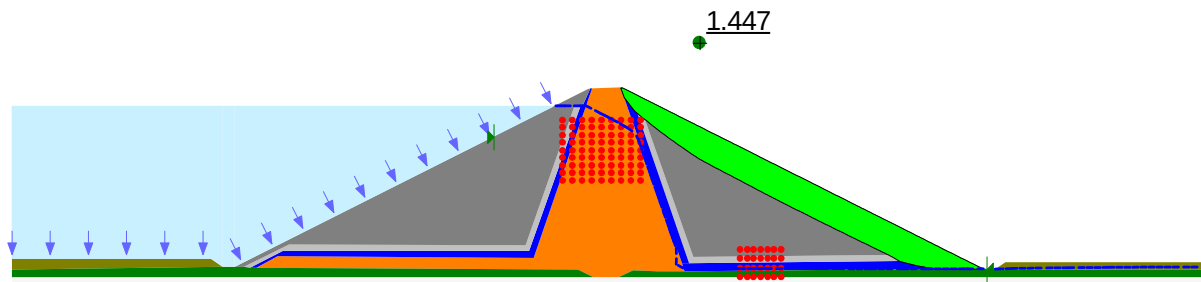


Figura 9.28- Regime de Operação - S 03 - Superfície Otimizada

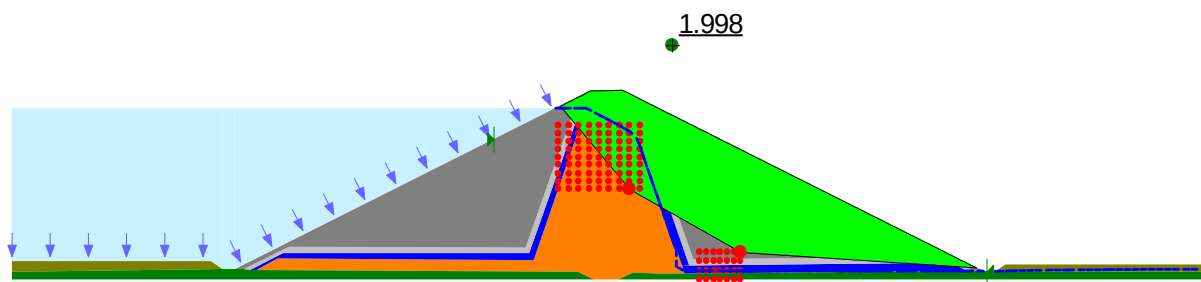


Figura 9.29 - Regime de Operação - S 04

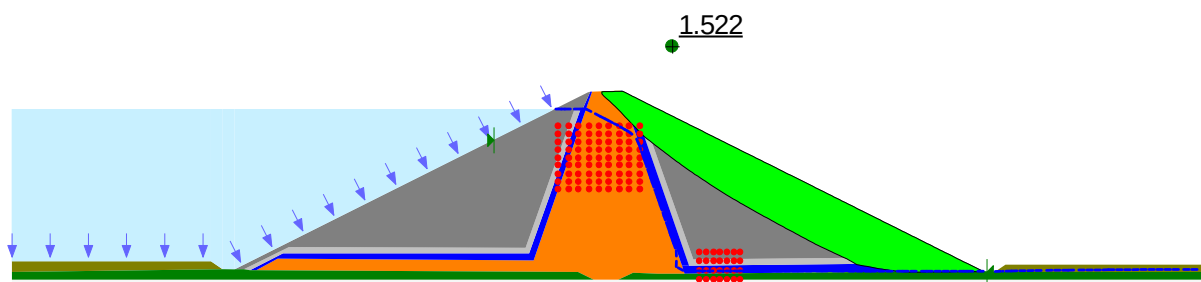


Figura 9.30 - Regime de Operação - S 04 - Superfície Otimizada

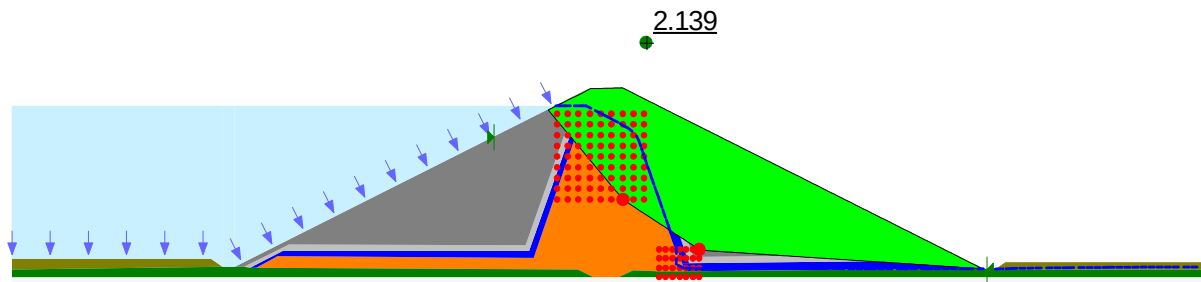


Figura 9.31 - Regime de Operação - S 05

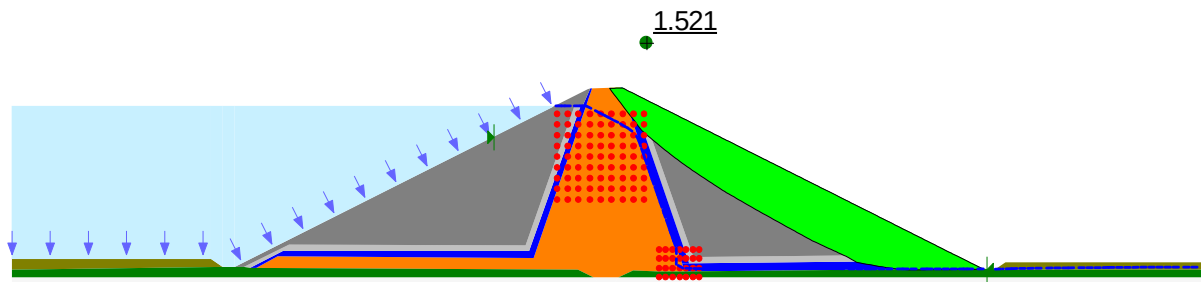


Figura 9.32 - Regime de Operação - S 05 - Superfície Otimizada

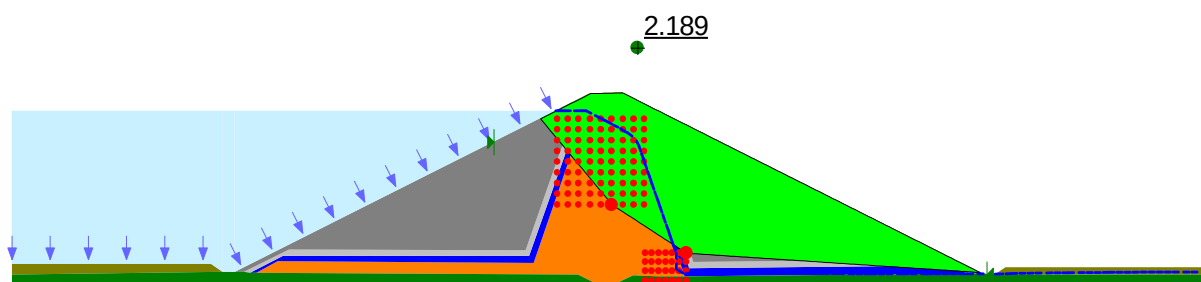


Figura 9.33 - Regime de Operação - S 06

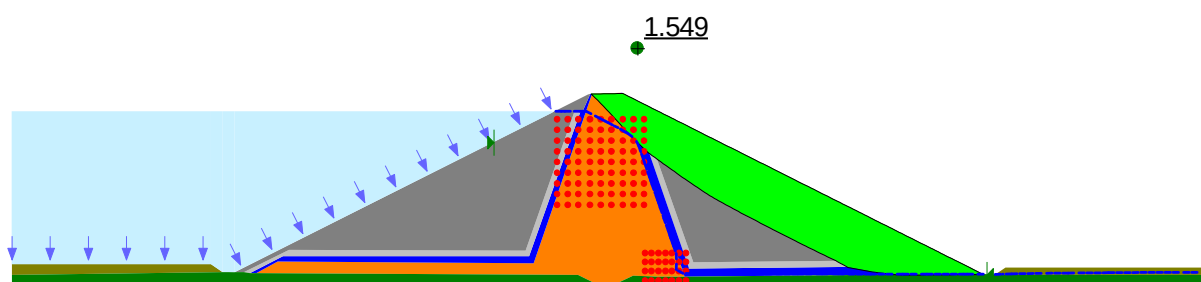


Figura 9.34 - Regime de Operação - S 06 - Superfície Otimizada

Abalo sísmico

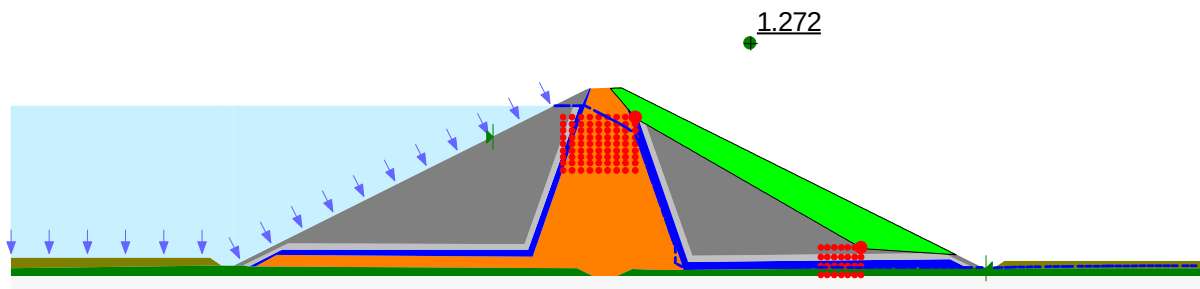


Figura 9.35 – Abalo sísmico - S 01

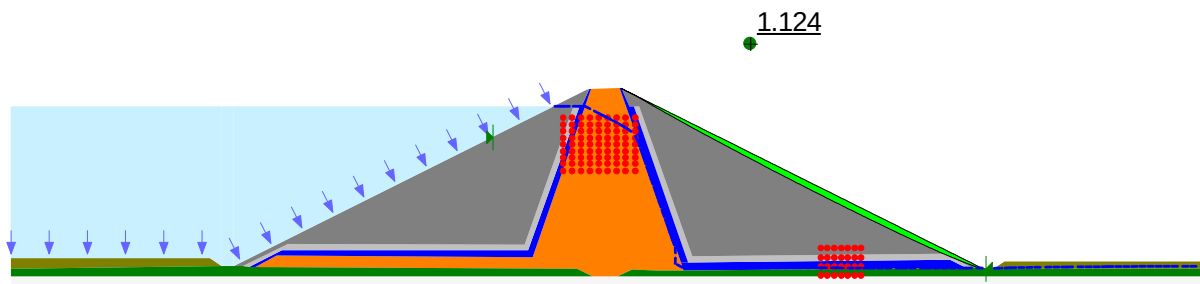


Figura 9.36 – Abalo sísmico - S 01 - Superfície Otimizada

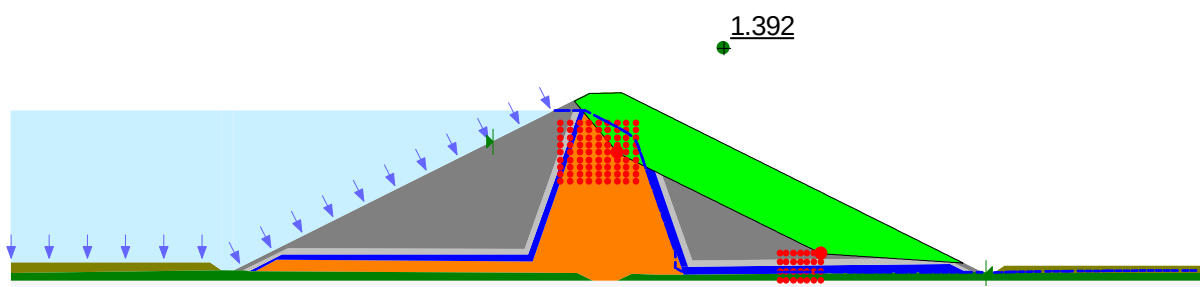


Figura 9.37 – Abalo sísmico - S 02

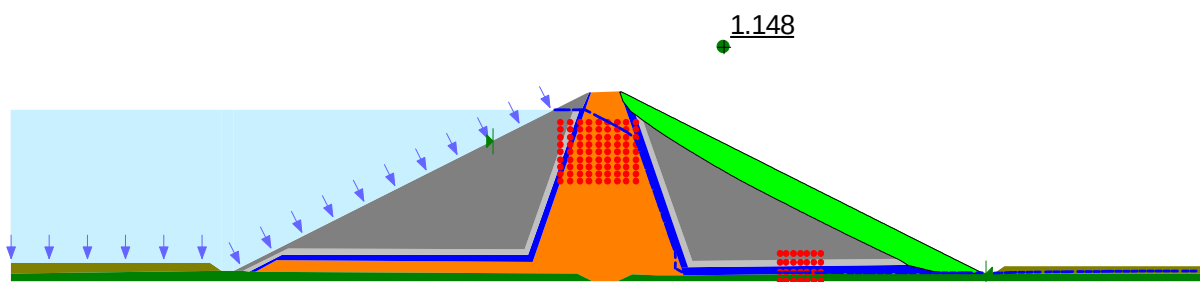


Figura 9.38 – Abalo sísmico - S 02 - Superfície Otimizada

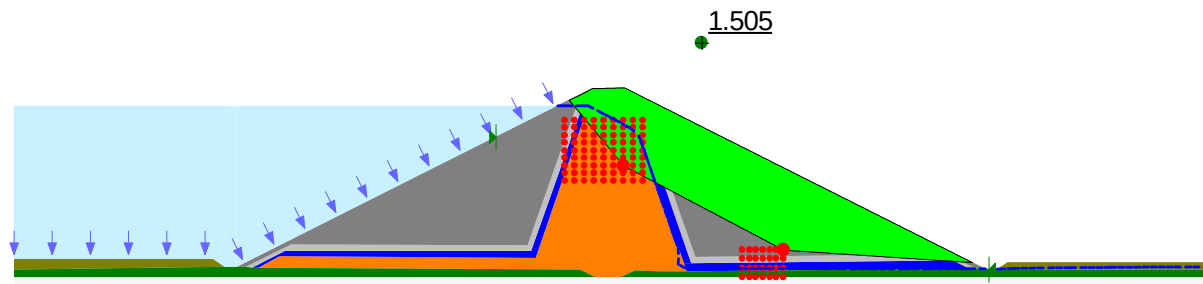


Figura 9.39 – Abalo sísmico - S 03

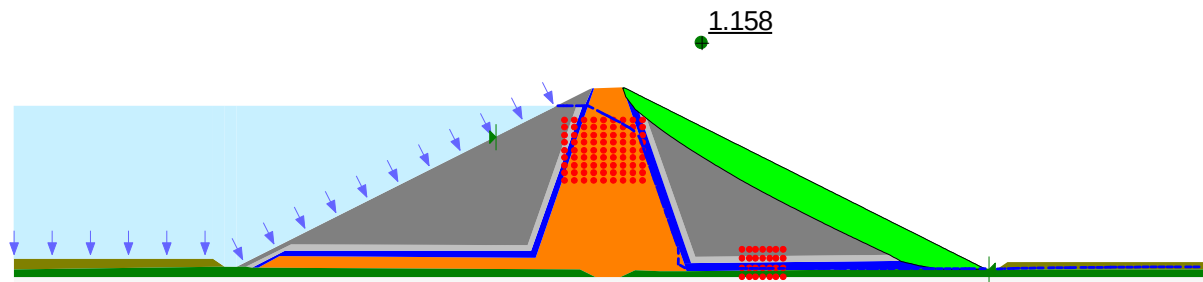


Figura 9.40 – Abalo sísmico - S 03 - Superfície Otimizada

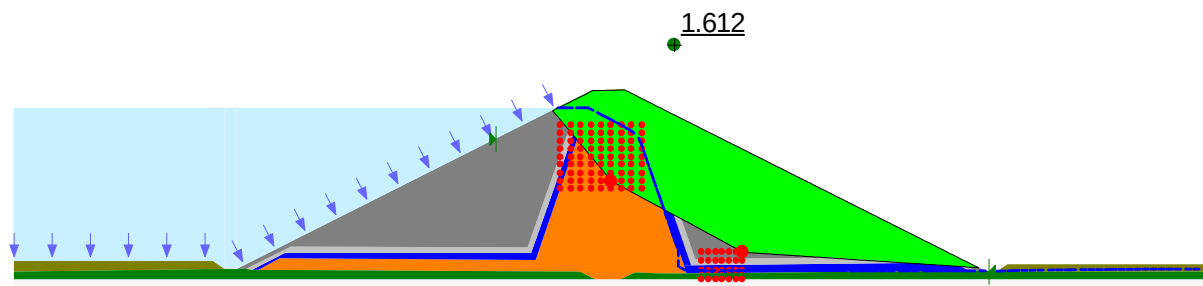


Figura 9.41 – Abalo sísmico - S 04

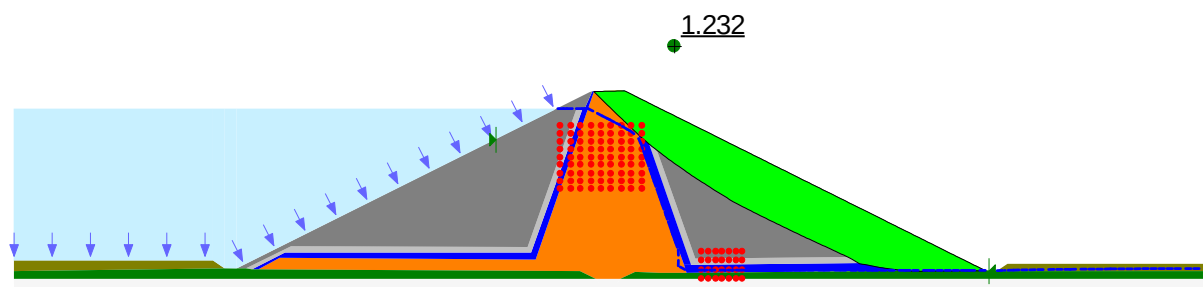


Figura 9.42 – Abalo sísmico - S 04 - Superfície Otimizada

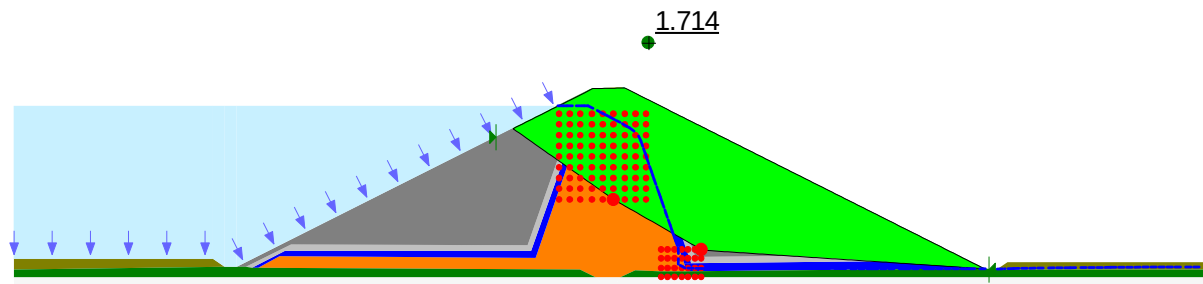


Figura 9.43 – Abalo sísmico - S 05

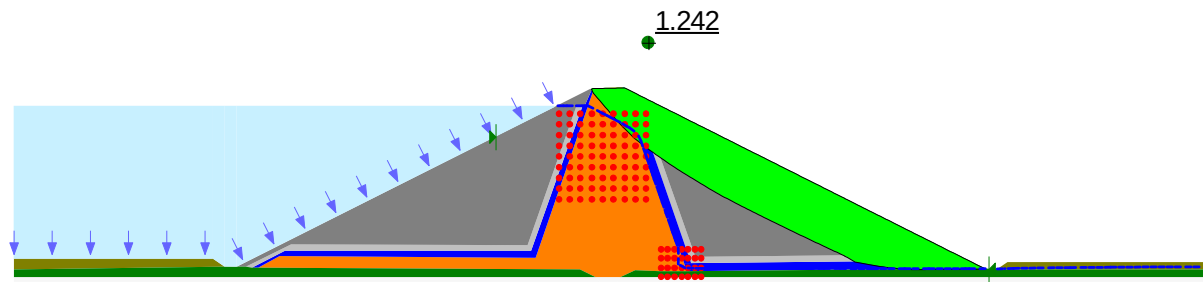


Figura 9.44 – Abalo sísmico - S 05 - Superfície Otimizada

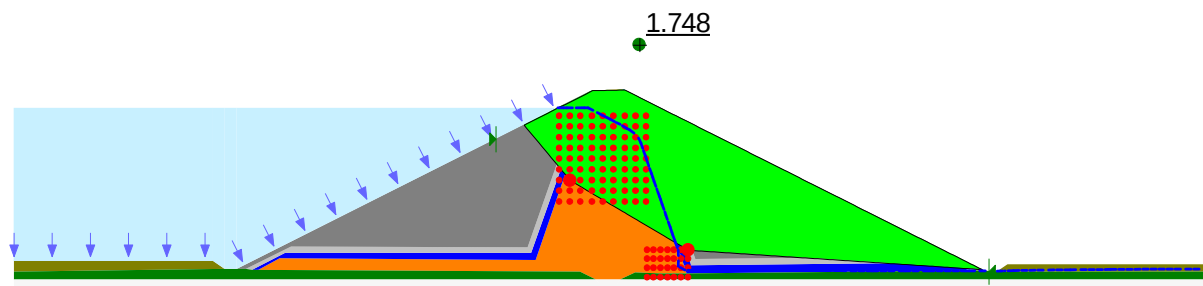


Figura 9.45 – Abalo sísmico - S 06

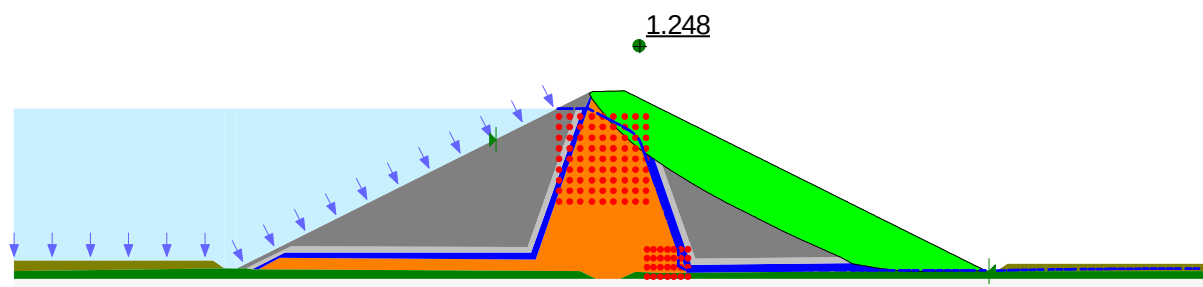


Figura 9.46 – Abalo sísmico - S 06 - Superfície Otimizada

10 ANÁLISES DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO

10. ANÁLISES DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO

10.1 INTRODUÇÃO

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

A seguir será apresentado o detalhamento do estudo realizado.

10.2 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.

10.3 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. 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:

A Figura 10.1 e o

Quadro 10.1 mostram a função do módulo de elasticidade para o material do núcleo adotada nos estudos de tensão x deformação.

Quadro 10.1 - Cálculo do módulo de elasticidade

Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão desviadora máxima (kPa)	Tensão de ruptura σ_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

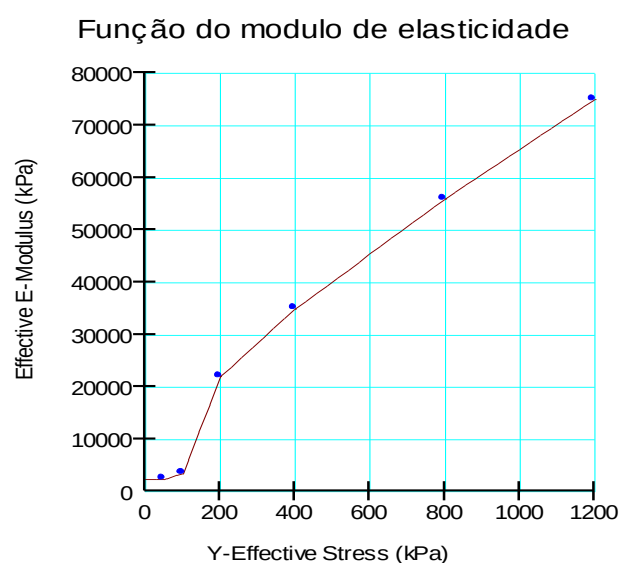


Figura 10.1 - Função do Módulo de elasticidade para o material do núcleo

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

Quadro 10.2 - Módulos de elasticidade dos materiais

Material	Peso Específico (kN/m ³)	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidade (kPa)
Solo compactado	19,81	0,32	Função variável
Dreno	19,50	0,33	80.000
Enrocamento	21,00	0,30	26.000
Fundação (arenito)	21,00	0,28	300.000

e

abalo

10.4 ANÁLISES REALIZADAS

10.4.1 Condição inicial

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

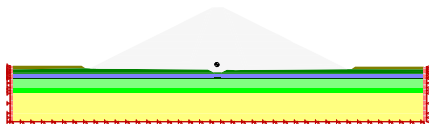


Figura 10.2 - Geometria da condição inicial adotada no modelo

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.

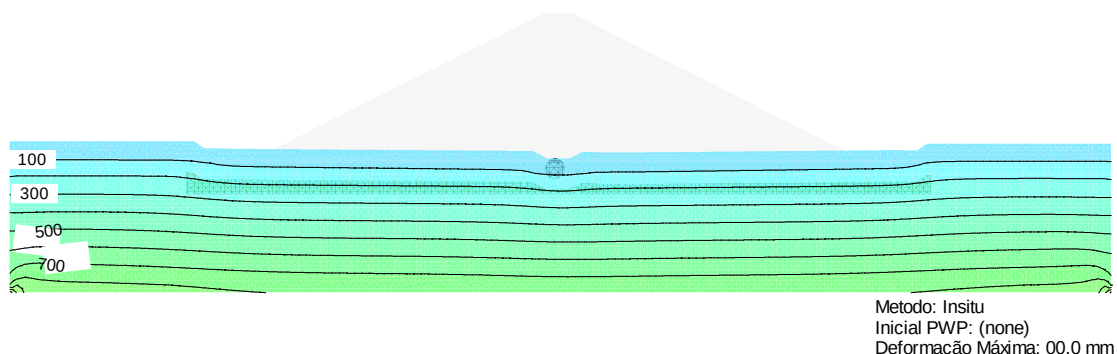


Figura 10.3 - Distribuição de tensões no material de fundação (condição inicial)

10.4.2 Durante a construção

As análises no período de construção levaram em consideração a construção da barragem Inhuçu divididas em 9 estágios de carregamento com camadas de aproximadamente 5,00 metros para cada camada. Esta metodologia permite simular uma condição mais próxima do carregamento em campo, podendo visualizar em cada estágio de carregamento a distribuição das tensões além das deformações que ocorrem. A seguir é apresentado em sequencia os resultados para cada etapa de carregamento

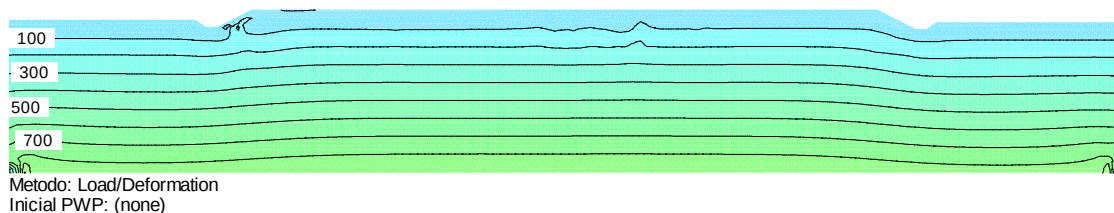


Figura 10.4 - Análise de tensão x deformação 1º estágio de carregamento

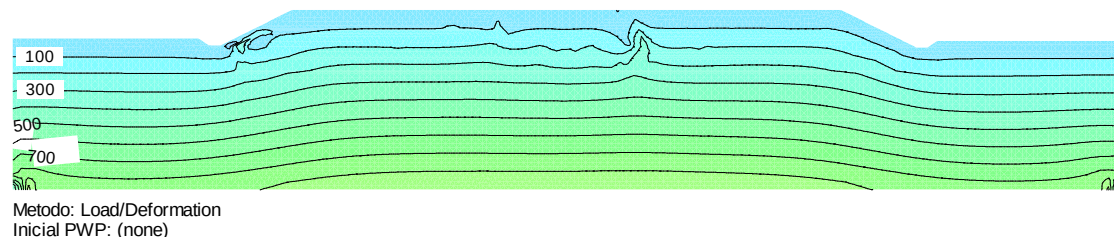


Figura 10.5 - Análise de tensão x deformação 2º estágio de carregamento

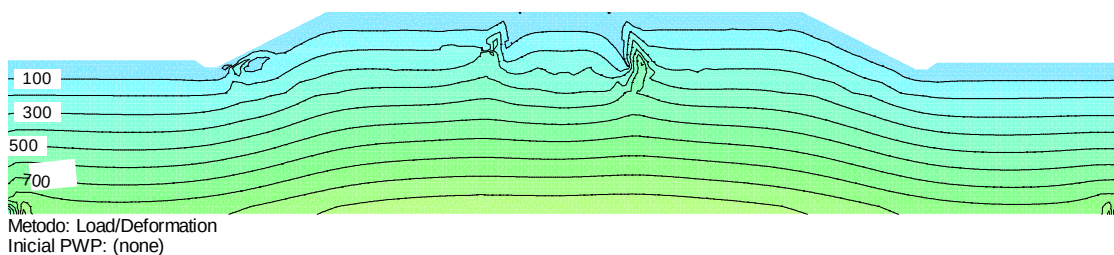


Figura 10.6 - Análise de tensão x deformação 3º estágio de carregamento

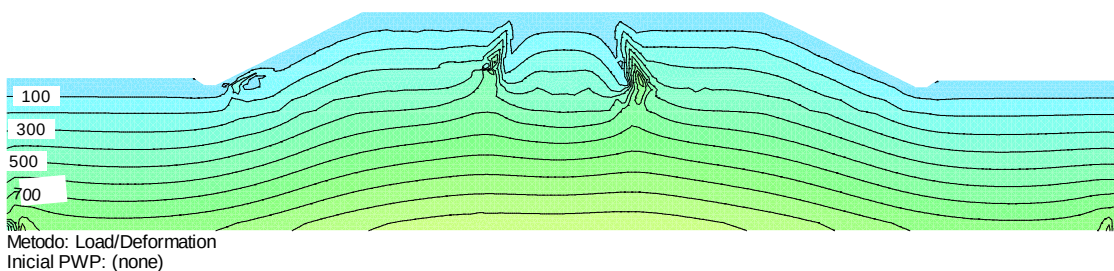


Figura 10.7 - Análise de tensão x deformação 4º estágio de carregamento

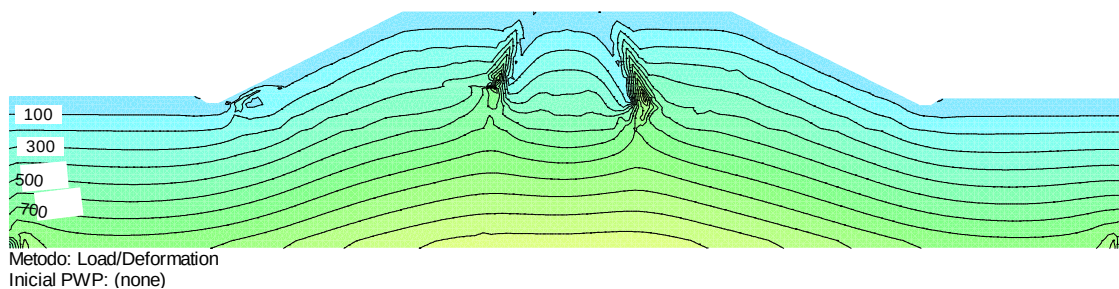


Figura 10.8 - Análise de tensão x deformação 4º estágio de carregamento

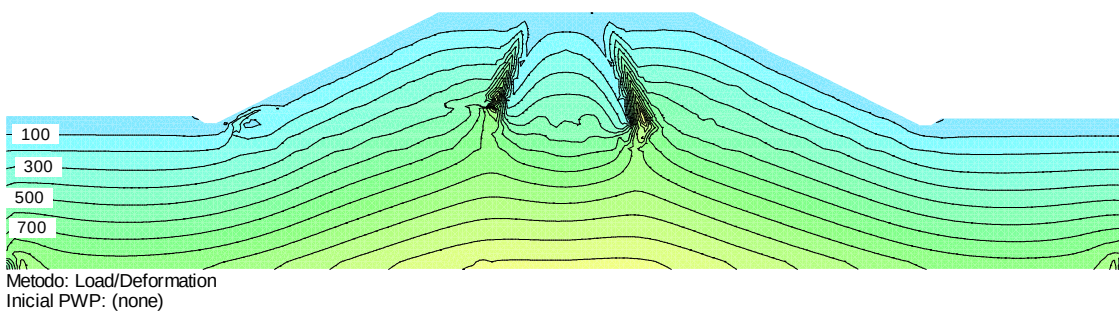


Figura 10.9 - Análise de tensão x deformação 6º estágio de carregamento

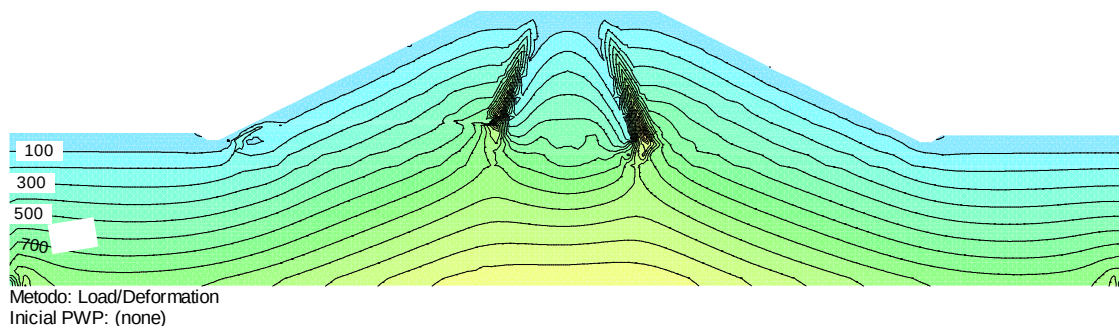


Figura 10.10 - Análise de tensão x deformação 7º estágio de carregamento

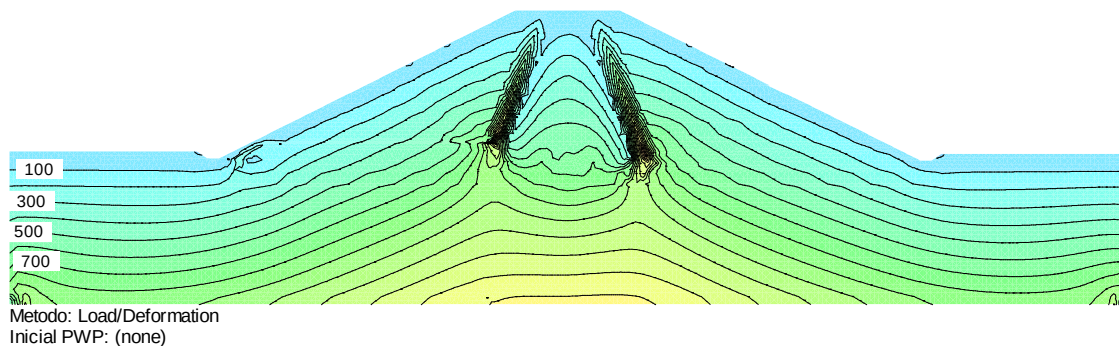


Figura 10.11 - Análise de tensão x deformação 8º estágio de carregamento

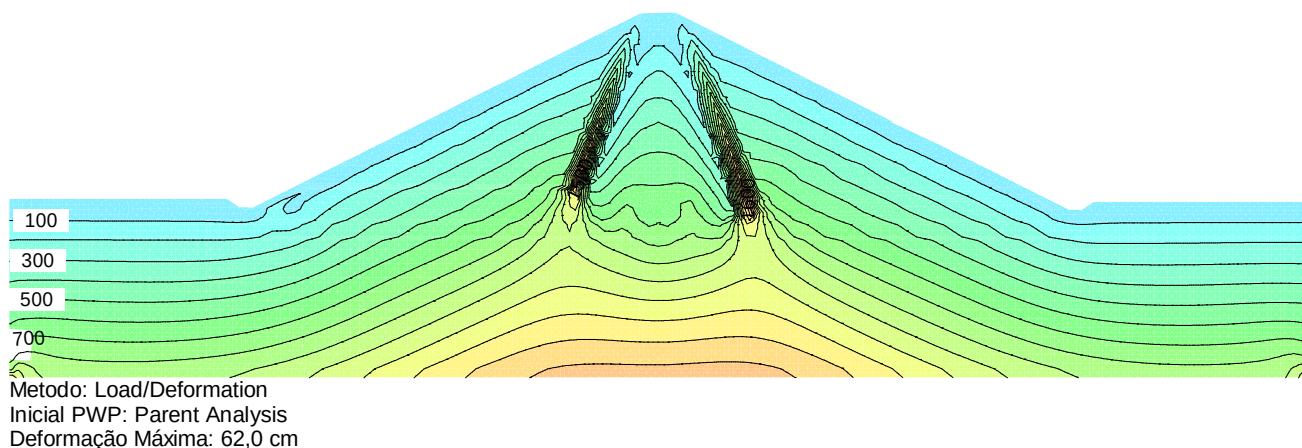


Figura 10.12 - Análise de tensão x deformação 9º estágio de carregamento

Ao final da ultima camada, verificou-se que o recalque do maciço atingiu uma valor máximo de **62,0 cm** (Figura 10.12).

Segundo o Engº Paulo Cruz, o recalque numa barragem de enrocamento pode ser estimada pela seguinte equação empírica:

$$\text{Recalque} = \frac{\gamma H^2}{4 \times E} \text{ (m)}$$

Onde:

γ = Peso específico (kN/m³)

H = Altura da barragem (m)

E = Modulo de elasticidade (kPa)

Aplicando a equação proposta pelo Engº Paulo Cruz na barragem Inhuçu, temos um recalque um pouco menor (Recalque de **45,4 cm**). Este valor calculado é um pouco abaixo do obtido pelas modelagens, porém os modelos numéricos adotados levam em consideração uma maior complexibilidade do problema (tanto como geometria como propriedades dos materiais) levando a resultados mais precisos.

Com relação a 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 entre 1500 a 1600 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 onde é possível ocorrer o faturamento hidráulico), verificamos que a tensão máxima atinge o valor de 1100 kPa na situação de final de construção.

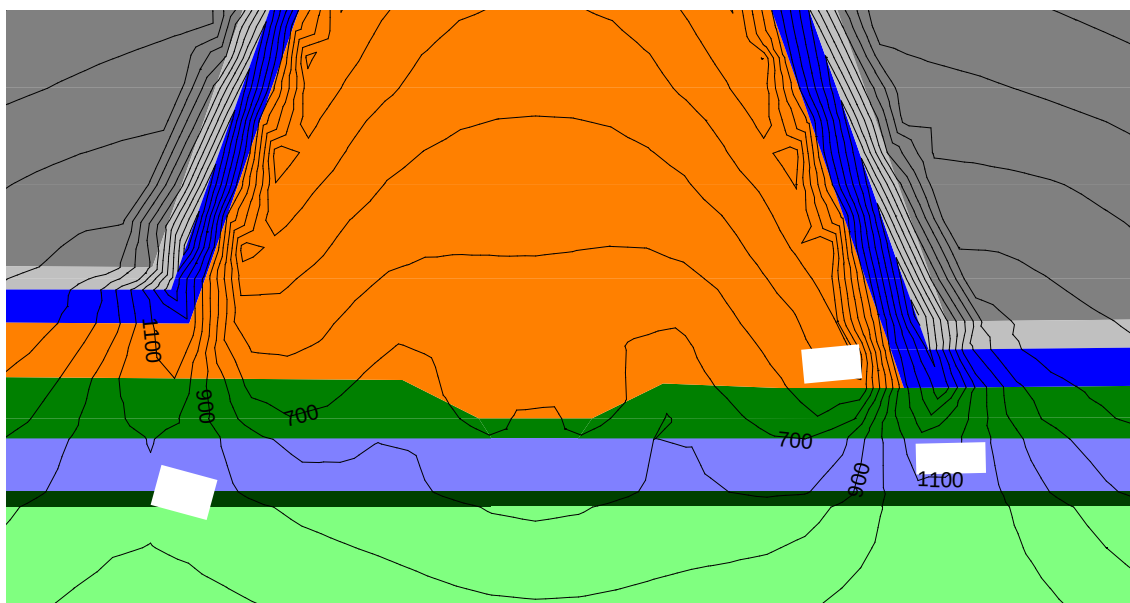


Figura 10.13 - Detalhe das tensões na região do núcleo – Final de construção

10.4.3 Regime de Operação

Na situação de regime de operação, são acrescidos alguns esforços tais como a “poro-pressão interna” no maciço e a pressão do nível d'água atuante no talude de montante, conforme pode ser verificado na Figura abaixo.

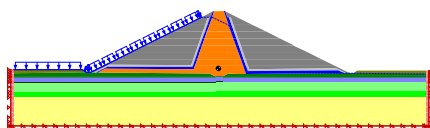


Figura 10.14 - Condições de contorno para regime de operação - barragem Inhuçu

Com a inclusão destas condições de contorno, as deformações tiveram um pequeno aumento em relação ao valor obtido no item anterior, com o valor de 67,3 cm conforme mostra a seguir.

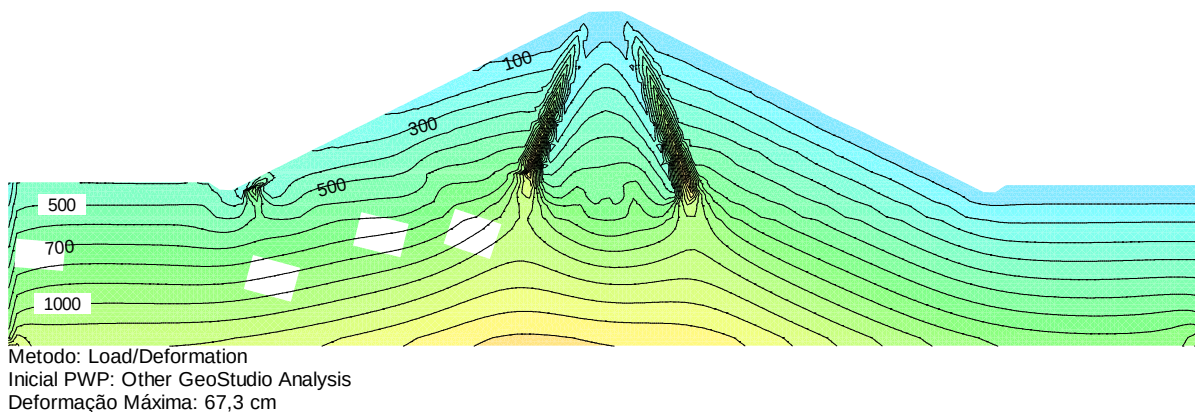


Figura 10.15 - Análise de tensão x deformação - Regime de Operação

Em termos de tensões efetivas, pode-se verificar uma redução nas tensões devido ao acréscimo da poro-pressão conforme pode ser visto na Figura 10.15.

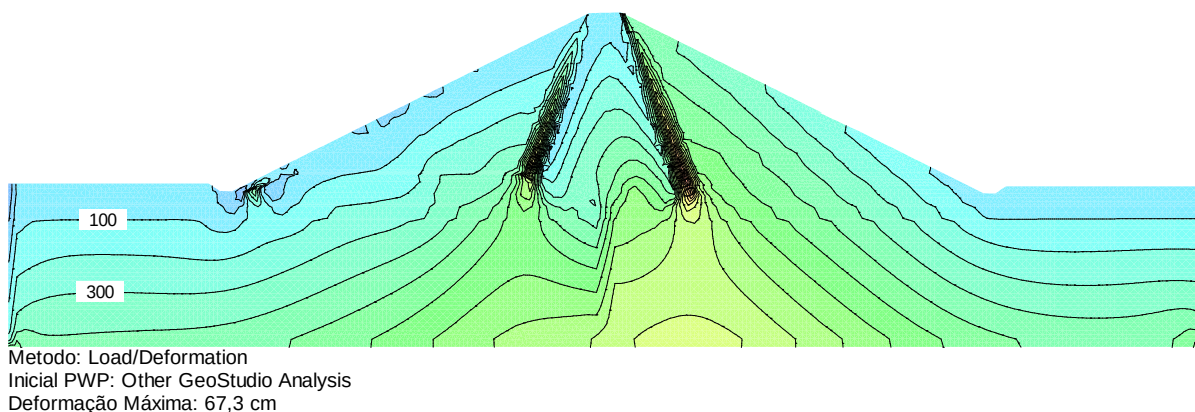


Figura 10.16 - Tensões efetivas - Regime de Operação

Verificando as tensões no núcleo no talude de montante, observamos pela Figura 10.17 que as tensões máximas Totais atingem os valores de 1200 kPa. Semelhante aos resultados observados na Figura 10.13.

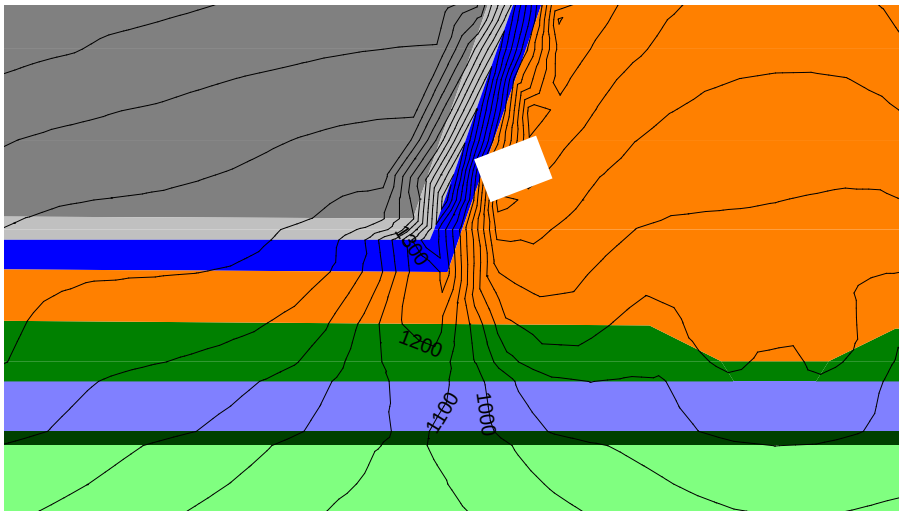


Figura 10.17 - Detalhe das tensões Totais na região do núcleo – Regime de operação – Talude de montante

10.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com base nos resultados apresentados neste capítulo, foi verificado que a barragem poderá ter um recalque médio de 62,0 cm no Final de Construção e mais 5,3 cm no Regime de Operação, totalizando 67,3 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 entre 1500 a 1600 kPa na região do sistema de drenagem interno ao final de construção, e 1300 a 1600 kPa na região do sistema de drenagem interno durante o regime de operação.

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 improbabilidade da ocorrência desse fenômeno.

Com relação a 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 1% acima da ótima, dotando esta zona de uma maior flexibilidade.

11 TOMADA D'ÁGUA

11. TOMADA D'ÁGUA

A tomada d'água será implantada na estaca 34 +00 m (eixo de projeto). O eixo da tubulação ficará na cota 578,40m e será em aço ASTM A-36 com diâmetro de 800mm. A extensão tubulação é de 121,29m. 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 $\phi=800\text{mm}$, do tipo HOWELL BUNGER. A válvula dispersora estará orientada por um ângulo de $22^{\circ}30'$ para cima da linha do horizonte. Atrás da válvula dispersora haverá um bloco de ancoragem em concreto ciclópico. No topo do bloco de ancoragem 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.

11.1 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA GALERIA

Considerando a válvula dispersora totalmente aberta. Considerando o nível mínimo de operação, cota 578,40m, e a vazão a ser regularizada de $1,05 \text{ m}^3/\text{s}$ com 90% dimensiona-se o tubo para passar essa vazão com velocidade de $2,5\text{m/s}$.

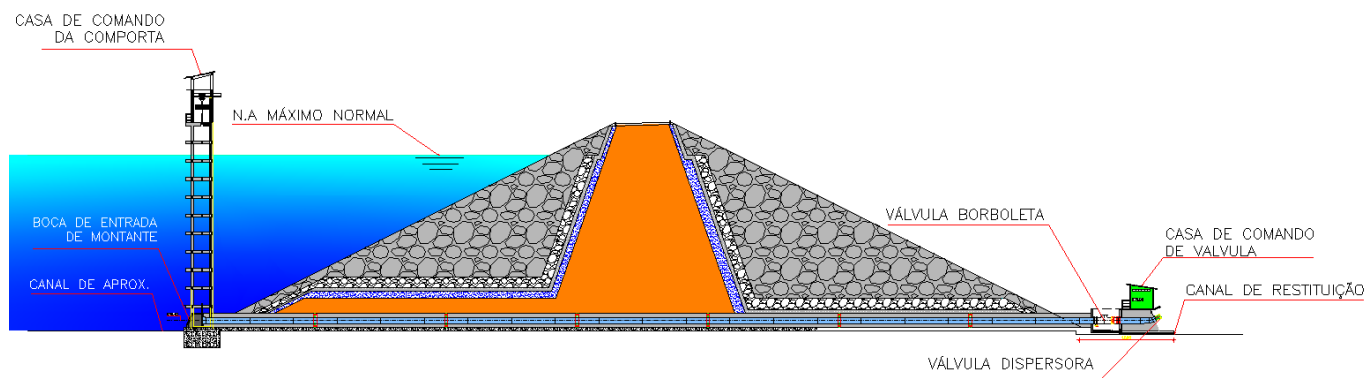


Figura 11.1 – Desenho esquemático da tomada d'água

$$Q = V \cdot S$$

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

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

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 1,05}{\pi \times 2,5}} = 0,731m$$

Será adotado D=800mm e S=0,50.

A velocidade para a vazão será:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{\frac{\pi \cdot D^2}{4}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \times 1,05}{\pi \cdot 0,80^2} \therefore V = 2,09m/s$$

Determinação das vazões e velocidade para as cotas de 601,00m a 579,00m 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:

$$P_1 = P_2 = P_{atm}$$

$$V_1 \cong 0$$

h_f = Perda de carga por fricção

h_L = Perda de carga localizada.

h_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.

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

$$K_3 = \text{Válvula Dispersora e Curva } 22^\circ 30' = 0,46$$

$$K_4 = \text{Válvula Borboleta} = 0,24$$

$$K_5 = \text{Saída} = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$

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

$$h_t = f \cdot \frac{121,29}{0,800} \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot 9,81} + 3,15 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81}$$

$$h_t = 7,73 \cdot f \cdot V_2^2 + 0,16 \cdot V_2^2$$

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

$$z = 7,73 \cdot f \cdot V_2^2 + 0,16 f V_2^2$$

$$V_2 = \left[\frac{z}{(7,73 \cdot f + 0,16)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

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.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Onde:

Re = Número de Reynold

ν = Viscosidade Cinemética

Para a água a 30° tem-se:

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

Do ábaco de Rugosidade Relativa x Diâmetro tem-se para a tubulação de $\phi=800mm$,

$$\frac{e}{D} = 0,00003.$$

Para $z = 22,00m$, adotando $f = 0,03$ tem-se:

$$\left[\frac{22,00}{7,73 \times 0,03 + 0,16} \right]^{1/2} = 7,49 m / s$$

Para $V_2 = 7,49 m / s$

$$Re = \frac{7,49 \times 0,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 7,46 \times 10^6$$

Do ábaco de Moody tira-se:

$$f = 0,011m$$

Para $f = 0,011$ tem-se:

$$V_2 = \left[\frac{22,00}{7,49 \times 0,011 + 0,16} \right]^{1/2} = 9,48 m / s$$

$$Re = \frac{9,48 \times 0,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 9,43 \times 10^6$$

Para $Re = 9,43 \times 10^6$, tira-se $f = 0,011$

Para $f = 0,011$ tem-se:

$$V_2 = \left[\frac{22,00}{7,49 \times 0,011 + 0,16} \right]^{1/2} = 9,48 m / s$$

A vazão para a cota 601,00 é $Q = 9,48 \times 0,50 = 4,74 \text{ m}^3/\text{s}$.

Esse procedimento foi repetido da Cota 601,00m a 579,00m, mostradas no Quadro 11.1:

Quadro 11.1 - Vazões da Tomada D'água

COTA (m)	VELOCIDADE (m/s)	VAZÃO (m³/s)
601	9.48	4.74
600	9.26	4.63
599	9.03	4.52
598	8.81	4.40
597	8.57	4.29
596	8.33	4.16
595	8.07	4.03
594	7.80	3.90
593	7.54	3.77
592	7.26	3.63
591	6.98	3.49
590	6.68	3.34
589	6.37	3.18
588	6.03	3.02
587	5.69	2.84
586	5.32	2.66
585	4.93	2.46
584	4.49	2.24
583	4.01	2.00
582	3.48	1.74
581	2.82	1.41
580.1	2.09	1.05
580	1.98	0.99
579	0	0

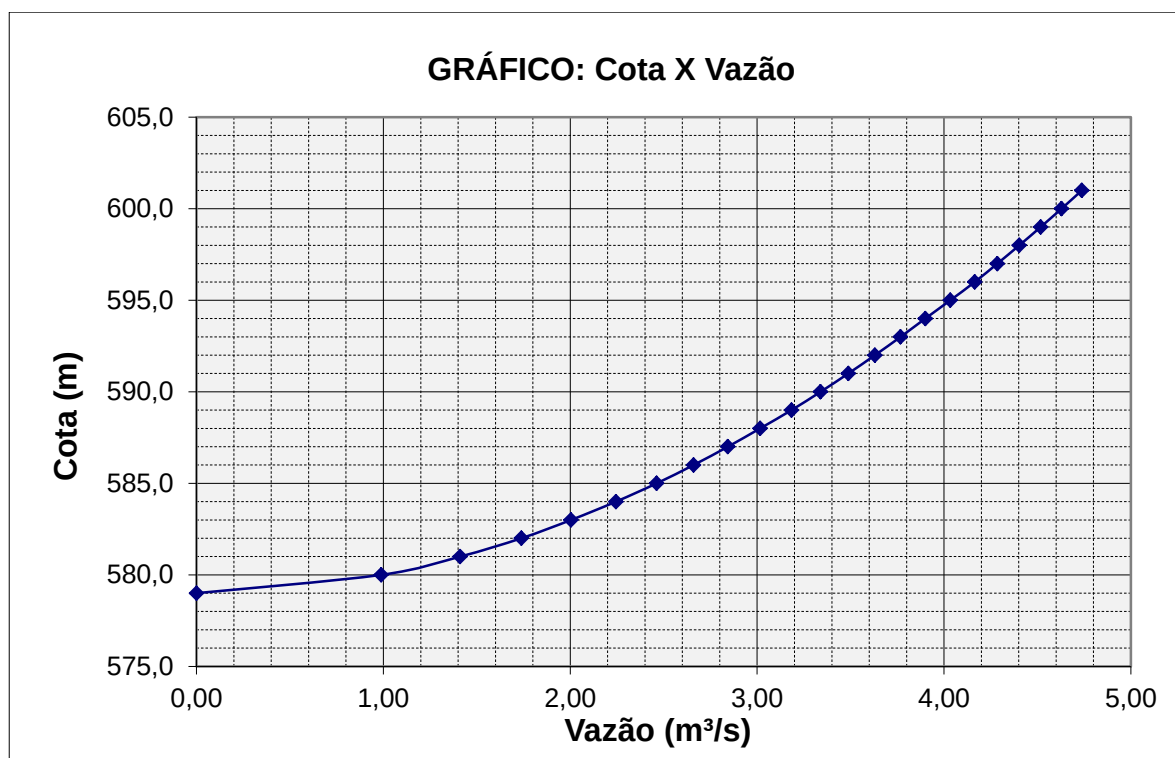


Figura 11.2 – Gráfico Cota x vazão da tomada d'água

11.2 DIMENSIONAMENTO DO TUBO DE AERAÇÃO DA BARRAGEM PIAUS

A vazão pela comporta é de $1,05 \text{ m}^3 / \text{s}$.

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

Onde:

Q_a = Vazão de ar no tubo de aeração

Q_w = Vazão de água pela comporta

O coeficiente β 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: $h_c = 0,72m$.

$$H = 22,00$$

$$F_c = \sqrt{\frac{2 \times 22,00}{0,72}} = 7,82$$

$$\beta = 0,04 \times (7,82 - 1)^{0,85} = 0,226$$

$$0,226 = \frac{Q_a}{0,99}$$

$$Q_a = 0,202m^3 / s$$

Adotando o diâmetro do tubo de aeração igual a: $\phi = 0,15m$.

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0,017m^2$$

$$V_a = \frac{Q_a}{A} = \frac{0,202}{0,017} = 11,88m/s < 45m/s \Rightarrow OK!$$

12 DESCARGA DE FUNDO

12. DESCARGA DE FUNDO

A descarga de fundo terá será implantada na estaca 46 +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 563,90m.

A extensão das tubulações de 1800mm é de 196,00m. 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 das comportas.

Na extremidade de jusante haverá uma derivação em cada tubo de 1800mm para duas tubulações de 1000 mm. Cada derivação apresentará uma válvula dispersora de diâmetro $\phi=1000\text{mm}$, do tipo HOWELL BUNGER. As válvulas dispersoras estarão orientadas por um ângulo de $22^{\circ}30'$ 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.

12.1 CALCULO DO TEMPO DE Esvaziamento

Neste capítulo será apresentado o tempo de esvaziamento do reservatório da barragem Inhuçu 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 12.1 apresenta um desenho esquemático do esvaziamento do reservatório.

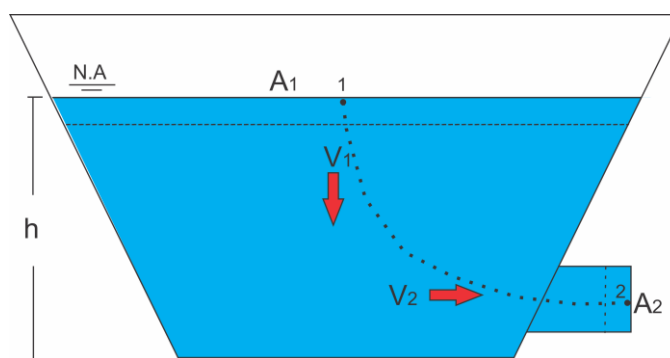


Figura 12.1 - Desenho esquemático da liberação pela descarga de fundo

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

$$Q_1 = Q_2 \quad (12.1)$$

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 \quad (12.2)$$

12.1.1 Determinação de v_1

Com o topo do reservatório aberto, consideramos que o fluido está sob influência somente 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 Δt tende a zero. Assim, temos que V_1 é definida pela seguinte expressão:

$$v_1 = \frac{dh}{dt} \quad (12.3)$$

12.1.2 Determinação de v_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.

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

Onde:

h_f = Perda de carga por fricção

h_L = Perda de carga localizada.

Considerando, $h_2 = 0$; $p_1 = p_2 = p_0 = 0$; $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{\text{água}}$ e $v_1 \approx 0$, temos:

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

Simplificando:

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} + h_f + h_L \quad (12.6)$$

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_f é determinada pela expressão de Darcy-Weisbach dada por:

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

Já para a determinação das perdas localizadas h_L , temos a seguinte expressão:

$$h_L = \sum Ki \frac{V_2^2}{2g} \quad (12.8)$$

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

Ki = coeficiente de perda de carga localizada.

K_1 = Grade = 1,45

K_2 = Válvula Dispersora e Curva $11^\circ 50'$ = 0,46

K_3 = Registro de gaveta = 0,15 (totalmente aberta)

K_4 = Redução (1800mm para 1000mm) = 0,36

K_5 = Saída = 1,0

Nos cálculos, serão adotados as perdas de carga de 1,45 para entrada na tubulação de 1800mm, e 1,963 para as perdas de carga em cada derivação de 1000mm

Substituindo nas expressões de perda de carga:

$$h_t = h_f + h_L$$

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

$$h_t = \left(f \cdot \frac{206,5}{1,800} \cdot \frac{V_2^2}{2 \cdot 9,81} + 1,45 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81} + 1,963 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81} + 1,963 \times \frac{V_2^2}{2 \times 9,81} \right)$$

$$h_t = 5,849 \cdot f \cdot V_2^2 + 0,2739 \cdot V_2^2$$

Expressão final de v_2

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

$$h_1 = \frac{v_2^2}{2g} + 5,849 \cdot f \cdot v_2^2 + 0,2739 \cdot v_2^2 \quad (12.9)$$

$$h_1 = 5,849 \cdot f \cdot v_2^2 + 0,3249 \cdot v_2^2 \quad (12.10)$$

Colocando v_2 em evidencia:

$$h_1 = v_2^2 \cdot (5,849 \cdot f + 0,3249) \quad (12.11)$$

$$v_2 = \frac{h_1}{5,849 \cdot f + 0,3249} \quad (12.12)$$

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 determina-se V_2 . Com V_2 calcula f e determina-se novamente V_2 . O processo prossegue até a convergência.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

Onde:

Re = Número de Reynold

ν = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

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

Do ábaco de Rugosidade Relativa x Diâmetro tem-se para a tubulação de $\phi=1.800\text{mm}$,

$$\frac{e}{D} = 0,00003.$$

1ª interação:

Para $h = 35,00\text{m}$, adotando $f = 0,01$ tem-se:

$$v_2 = \frac{h_1}{5,849.0,01 + 0,3249} = 9,55 \text{ m/s}$$

Para $V_2 = 9,55\text{m/s}$

$$Re = \frac{9,55 \times 1,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 2,14 \times 10^7$$

Do ábaco de Moody tira-se:

$$f = 0,011$$

2ª interação:

Adotando $f = 0,011$ tem-se:

$$v_2 = \frac{h_1}{5,849.0,011 + 0,3249} = 9,48 \text{ m/s}$$

Para $V_2 = 9,48\text{m/s}$

$$Re = \frac{9,48 \times 1,80}{8,04 \times 10^{-7}} = 2,12 \times 10^7$$

Do ábaco de Moody tira-se:

$$f = 0,011(\text{convergiu})$$

Logo, temos o valor de v_2 em função de h dado pela seguinte expressão:

$$v_2 = \frac{h_1}{5,849,0,011 + 0,3249}$$

$$v_2 = 1,603 \cdot h^{0,5} \quad (12.13)$$

12.1.3 Determinação de A_1

A área A_1 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.

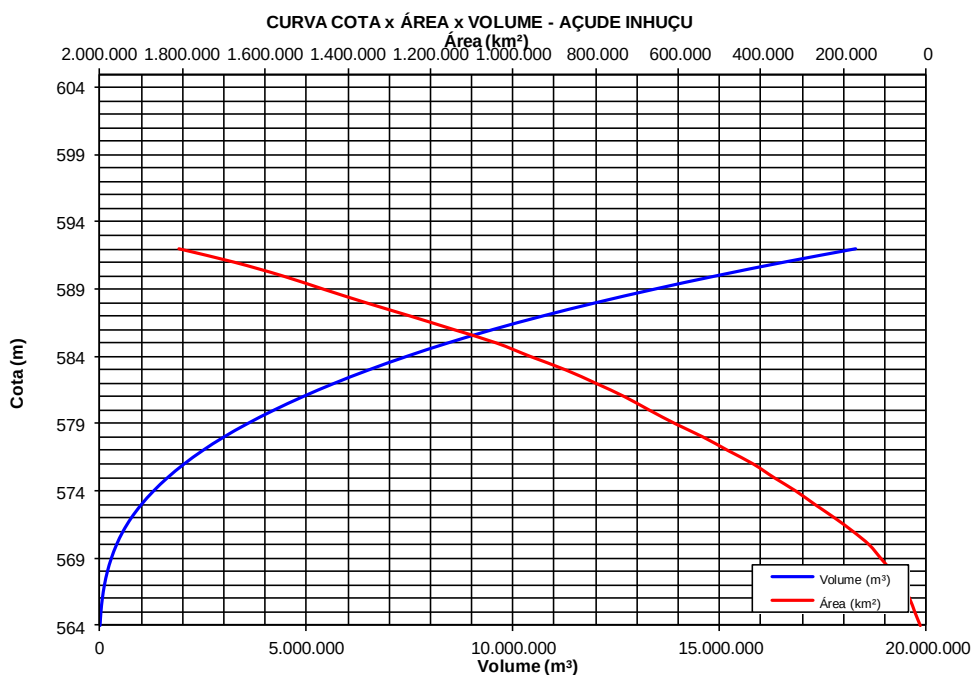


Figura 12.2 - Cota x Área x Volume

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 $R=0,9996$ 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:

$$A_1(h) = 0.053882 h^5 - 5,176277 h^4 + 197.76348 h^3 - 1346,12274 h^2 + 37331,95096 h + 19253,58987 \quad (12.14)$$

12.1.4 Determinação de A_2

A área A_2 é constante no problema, sendo determinada pela seguinte expressão:

$$A_2 = \frac{n \pi D^2}{4} \quad (12.15)$$

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:

$$A_2 = \frac{2 \pi 1,8^2}{4} \quad (12.16)$$

$$A_2 = 5,0894 \quad (12.17)$$

12.1.5 Expressão final:

Substituindo as expressões 03; 13; 14; 17 na equação 02, temos:

$$v_1 A_1 = v_2 A_2$$

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dt} \cdot 0.0539 h^5 - 5,17628 h^4 + 197.7635 h^3 - 1346,1227 h^2 + 37331,9510 h + 19253,5899 \\ = 1,603 \cdot h^{0,5} \cdot (5,0894) \end{aligned} \quad (12.18)$$

$$\frac{0.0539 h^5 - 5,17628 h^4 + 197.7635 h^3 - 1346,1227 h^2 + 37331,9510 h + 19253,5899}{1,603 \cdot h^{0,5} \cdot (5,0894)} dh = dt \quad (12.19)$$

Integrando os dois lados da expressão:

$$\int_0^h \left[\frac{0,0539 h^5 - 5,17628 h^4 + 197,7635 h^3 - 1346,1227 h^2 + 37331,9510 h + 19253,5899}{1,603 \cdot h^{0,5} \cdot (5,0894)} \right] dh = \int_0^t dt \quad (12.20)$$

$$T = 4720,018 + 3050,643h - 66,000h^2 + 6,926h^3 - 0,141h^4 + 0,001h^5 h^{1/2} \quad (12.21)$$

Com base na expressão anterior, determinou-se o tempo total de esvaziamento para cada cota do reservatório, entre o nível do sangradouro (cota 601) e a cota aproximada da descarga de fundo (cota 565), conforme pode ser verificado no a seguir no Quadro 12.1 e Figura 12.3.

Quadro 12.1 - Esvaziamento do reservatório

COTA (M)	TEMPO DE ESVAZIAMENTO (DIAS)
565	0,00
567	0,17
569	0,38
571	0,62
573	0,91
575	1,25
577	1,65
579	2,11
581	2,64
583	3,25
585	3,94
587	4,71
589	5,58
591	6,55
593	7,62
595	8,80
597	10,09
599	11,51
601	12,26

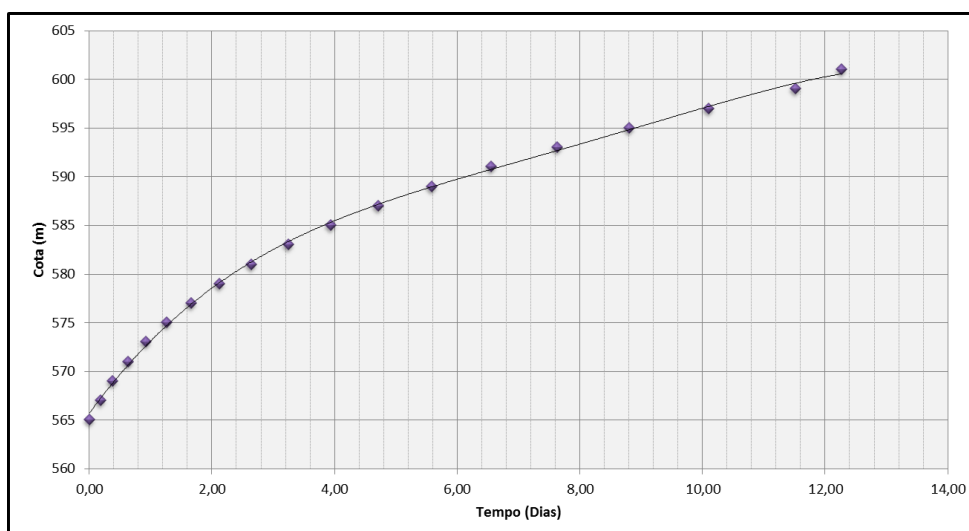


Figura 12.3 - Esvaziamento do reservatório

13 PERFIL CREAGER

13. PERFIL CREAGER

13.1 DEFINIÇÃO DO HO:

Para definição do perfil da linha d'água no canal de aproximação foram definidas 3 seções transversais equidistantes de 150 m.

O fundo do canal de aproximação é horizontal cuja cota é 598,00 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:

$$h := 2.6$$

$$h_1 := 5.6$$

$$u_1 := 1.827261905$$

$$R_1 := 5.6$$

$$L_1 := 150$$

$$L_2 := 150$$

$$R_2 := h_2$$

$$R_2 := 5.608489204$$

$$h_1 + \frac{q^2 \cdot 1}{h_1^2 \cdot 2g} + n^2 \cdot L_1 \cdot \frac{q^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{h_1} + \frac{1}{h_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{(R_1 + R_2)^{\frac{4}{3}}} = S_0 L_1$$

$$+ h_2 + \frac{q^2}{2g} \cdot \frac{1}{h_2^2}$$

$$5.770177679 + \frac{1.570612008 \left(0.1785714286 + \frac{1}{h_2} \right)^2}{(5.6 + h_2)^{4/3}} = h_2$$

$$+ \frac{5.336772030}{h_2^2}$$

$$h_2 := 5.608489204$$

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

$$S_E = 0.0001340295031$$

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

$$h_2 + \frac{q^2 \cdot 1}{h_2^2 \cdot 2g} + n^2 \cdot L_2 \cdot \frac{q^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{h_2} + \frac{1}{h_3} \right)^2 \cdot \frac{1}{(R_2 + R_3)^{\frac{4}{3}}} = S_0 L_2$$

$$+ h_3 + \frac{q^2}{2g} \cdot \frac{1}{h_3^2}$$

$$5.778152100 + \frac{1.570612008 \left(0.1783011367 + \frac{1}{h_3} \right)^2}{(5.608489204 + R_3)^{4/3}} = h_3$$

$$+ \frac{5.336772030}{h_3^2}$$

$$R_3 := h_3$$

$$h_2 + \frac{q^2 \cdot 1}{h_2^2 \cdot 2g} + n^2 \cdot L_2 \cdot \frac{q^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{h_2} + \frac{1}{h_3} \right)^2 \cdot \frac{1}{(R_2 + h_3)^{\frac{4}{3}}} = S_0 L_2$$

$$+ h_3 + \frac{q^2}{2g} \cdot \frac{1}{h_3^2}$$

$$5.778152100 + \frac{1.570612008 \left(0.1783011367 + \frac{1}{h_3} \right)^2}{(5.608489204 + h_3)^{4/3}} = h_3$$

$$+ \frac{5.336772030}{h_3^2}$$

$$h_3 := 5.616933334$$

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

$$u_2 := 1.824496098$$

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

$$S_{2E} = 0.0001333562916$$

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

$$u_3 := 1.821753270$$

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

$$H_3 = 5.701509913$$

$$C_f := 598$$

$$Cota_{reserv} := C_f + H_3$$

$$Cota_{referência} := 603.7$$

A cota calculada é 603.701 enquanto que a cota de referência é 603.7. Logo, estão corretos os parâmetros hidráulicos calculados no canal de aproximação. A lâmina d'água h sobre a soleira do vertedor Creager é 2,6 m enquanto que a carga hidráulica H_o dada pela soma de $h + u^2/2g$ é 2,7 m.

13.2 DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

$$Q = 1534,9 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$q = \frac{1534,9}{150} = 10,23 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}$$

$$H_o = h_o + h_a$$

$$h_o = 2,6 \text{ m}$$

h_a = altura da carga cinética.

P = altura de aproximação.

$$V_a = \frac{q}{P + h_o} = \frac{10,23}{3 + 2,6} = 1,83 \text{ m} / \text{s}$$

$$h_a = \frac{q^2}{2g \times (P + h_o)^2} = \frac{10,23^2}{2 \times 9,81 \times 5,60^2} = 0,17 \text{ m}$$

$$H_o = 2,6 + 0,17 = 2,77 \text{ m}$$

$$\frac{h_a}{H_o} = \frac{0,17}{2,77} = 0,06$$

Da relação acima obtém-se do “Bureau of Reclamation” os valores:

$$K = 0,510 \text{ e } n = 1,845$$

A curva de jusante do creager é dada pela equação:

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

Substituindo na equação, tem-se:

$$\frac{Y}{2,77} = -0,510 \times \left(\frac{x}{2,77} \right)^{1,845}$$

$$Y = -0,216 \cdot X^{1,845}$$

Procurando o ponto da curva onde a declividade é $-1,25$ que corresponde a um talude de 1:0,8 (V:H), tem-se a seguinte condição $\frac{d_y}{d_x} = -1,25$.

$$\frac{d_y}{d_x} = -0,399 \cdot X^{0,845}$$

Resolvendo a igualdade, tem-se:

$$-0,399 \cdot X^{0,845} = -1,25$$

$$X_T = 3,133^{1/0,845} = 3,863$$

Onde X_T = abscissa do ponto de tangencia.

$$Y_T = -0,210 \times 3,863^{1,845} = 2,614$$

Como $Y_T > 601 - 598,00 = 3,00$

Considerando um par de eixos cartesiano com origem na ogiva do creager, o eixo x orientado para jusante e o eixo y orientado para cima será então calculado os pontos do dorso do creager que são mostrados no Quadro a seguir:

Quadro 13.1 - Pontos da geometria do Creager

X	Y	Cota
0	0,000	601
0,1	-0,003	600,997
0,2	-0,011	600,989
0,3	-0,023	600,977
0,4	-0,040	600,960
0,5	-0,060	600,940
1	-0,216	600,784
1,5	-0,456	600,544
2	-0,776	600,224
2,5	-1,171	599,829
3	-1,640	599,360
3,5	-2,179	598,821
4	-2,788	598,212
4,6	-3,608	597,392
5	-4,208	596,792

Determinação dos elementos de montante do perfil Creager.

Da relação $\frac{h_a}{H_o} = 0,06$ obtém-se dos ábacos do “Bureau of Reclamation” as seguintes relações:

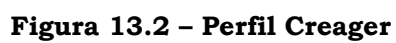
$$\frac{X_c}{H_o} = 0,253 \Rightarrow X_c = 0,70$$

$$\frac{Y_c}{H_o} = 0,10 \Rightarrow Y_c = 0,28$$

$$\frac{R_1}{H_o} = 0,50 \Rightarrow R_1 = 1,38$$

$$\frac{R_2}{H_o} = 0,21 \Rightarrow R_2 = 0,57$$

Para concordância com a laje do rápido, adotou-se uma curvatura com $R=1,65\text{m}$. A seguir é apresentado o perfil dimensionado.



14 DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DO SANGRADOURO

14. DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DO SANGRADOURO

14.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O projeto do sangradouro do açude Inhuçu foi fortemente condicionado pela topografia e pelas condições geotécnicas do terreno natural. O sangradouro teve de ser obrigatoriamente localizado na margem direita do reservatório, porquanto da impossibilidade de sua localização na margem esquerda devido à presença da comunidade de Barra do Sotero nesta margem do rio. A Figura 14.1 mostra o arranjo geral da barragem e do sangradouro numa imagem Google Earth, na qual se pode visualizar as condições geométricas do lay-out do projeto da barragem.

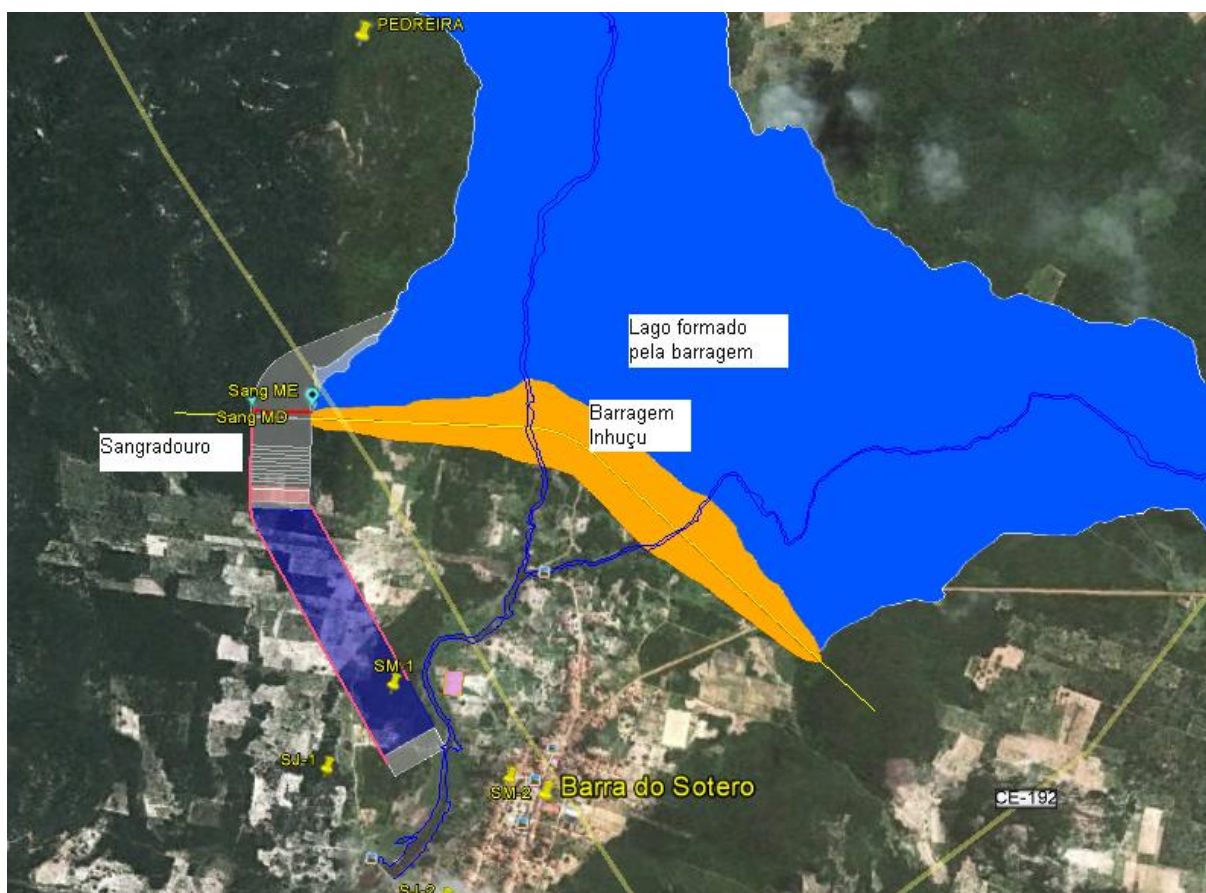


Figura 14.1 - Arranjo Geral da Barragem Inhuçu em imagem Google Earth.

Pode se observar na Figura 14.1 que a comunidade de Barra do Sotero fica localizada imediatamente a jusante da barragem pela margem esquerda do rio Inhuçu, e, portanto, não haveria melhor alternativa de construção do sangradouro que não fosse pela margem direita do rio, descarregando a vazão de sangria após o primeiro looping de curvatura do

rio, à frente da comunidade de Barra do Sotero. O arranjo proposto, dentre as diversas alternativas possíveis ficou condicionado às seguintes características topo-geológicas do terreno natural:

i. A queda total entre a base da soleira do perfil Creager do sangradouro (cota 598,00) e a restituição na calha natural do rio (cota 558,00) é de 40 m, numa distância de 1053 m, o que corresponde a uma declividade média do terreno natural de 3,79%, porém, a declividade é de 6,2% nos primeiros 180 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 lamina d'água com velocidade, mesmo baixa. Por esta razão houve, por 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, sendo o primeiro mais íngreme, e o segundo, mais suave, permitindo introduzir, na transição de um trecho para outro, uma bacia de dissipação de energia cinética;

iv. O trecho final do canal de sangria, na restituição das águas para o leito 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 150 m de largura, e cerca de 128,40 m de extensão pelo eixo (da estaca M06+9,41 à estaca M00+1,00), situada na ombreira direita da barragem. O fundo do canal deverá ser nivelado na cota 598,00 m. O eixo do canal de acesso forma um ângulo de 23,77° com o eixo da barragem Inhuçu (ver Desenho BIN-PE-04-01/24). Esta esconsidade faz com que a extensão do muro lateral direito do canal tenha um comprimento de 206 m, enquanto que o muro lateral esquerdo (junto à barragem) tenha um comprimento de apenas 32,8 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 18 a 50. A largura do perfil Creager é de 150 m, com crista na cota 601,00 m e base nivelada na cota 598,00. O perfil pode ser visto no desenho BIN-PE-04-10/24. A jusante do pé do Creager há um trecho horizontalizado com aproximadamente 20 m de comprimento, finalizando na estaca J01+15,29 do eixo do sangradouro, a partir do qual nasce o primeiro canal rápido;
- c) Entre a estaca J01+15,29 e a estaca J11+18,04 desenvolve-se o primeiro canal rápido, inicialmente com eixo perpendicular ao eixo do perfil Creager, com largura constante de 150 m, em trecho retilíneo até a estaca J09+19,80, a partir da qual ocorre uma deflexão de 31,04° para a esquerda, terminando na estaca J09+19,80. A declividade do canal rápido neste trecho é de 9,38% caracterizando regime supercrítico de escoamento;
- d) Entre a estaca J11+18,04 e a estaca J16+8,55 ocorre a 1ª bacia de dissipação. A primeira bacia de dissipação consiste em dois trechos horizontalizados com 50 m de extensão, desnivelados em 2 m, sendo o primeiro trecho horizontal assente na cota 578,00 m e, o segundo, na cota 580 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 J18+19,63 e a estaca J41+2,27, se desenvolve o segundo canal rápido, com largura constante de 150 m, declividade constante de 4,97%, com eixo retilíneo até a 2ª bacia de dissipação;
- f) Entre a estaca J41+2,27 e a estaca J44+17,60 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 é assente na cota 558,00 m e, o segundo, na cota 560,00 m. O trecho em declividade adversa possui uma rampa de 8%, situando-se entre as estacas J43+17,60 e J44+17,60. 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 560,00 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. A margem oposta do barranco do rio deverá ser protegida por um enrocamento de contenção, ao longo de aproximadamente 384 m. Esta obra garantirá a proteção à comunidade de Barra do Sotero contra erosões do leito natural do rio Inhuçu, devido ao deságue do canal de sangria. O desenho BI-PE-04-01/24 apresenta o detalhamento do arranjo geral do sangradouro.

14.2 MEMÓRIA DE CÁLCULO

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

14.2.1 Dados Básicos do Projeto

- a) Vazão de Dimensionamento: $Q = 1534,9 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Armazenamento Máximo no Reservatório: $\text{Vol} = 50.191.300 \text{ m}^3$
- c) Cota Máxima no Reservatório na Vazão de Pico: $\text{Cotamax} = 603,7 \text{ m}$
- d) Largura do Vertedor Creager: $B = 150 \text{ m}$
- e) Cota de Fundo do Canal de Aproximação: $C_f = 598,00$
- f) Cota da Soleira do Perfil Creager: $C_s = 601,00 \text{ m}$
- g) Altura do Perfil Creager: $P = 3,00 \text{ m}$
- h) Declividade de Fundo do Canal de Aproximação: $S_o = 0,0 \%$ (Horizontal)
- i) Carga Hidráulica de Referência na Soleira do Creager: $H_o = 2,0 \text{ m}$

14.2.2 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);

α_1, α_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.

$$h_e = LS_f + C \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$$

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:

$$Q = K \cdot \overline{S_f}$$

$$K = \frac{1}{n} AR^{2/3}$$

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:

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

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 ($h \approx y$): 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):

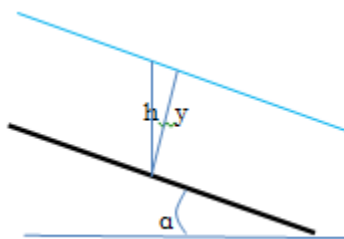


Figura 14.2 - Esquema ilustrativo das alturas e profundidades hidráulicas em canais.

Note que para que $h \approx y$ é necessário que α seja muito pequeno. Matematicamente é necessário que $\text{sen} \alpha \approx 0,01$ ou $\cos^2 \alpha \approx 0,9999$.

Então no costado do perfil Creager jamais teremos α pequeno e não haverá a tal distribuição hidrostática de pressões, conseqüentemente haverá acelerações verticais a_s 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 foram calculados no item anteriormente.

Quadro 14.1 - Calculo do sangradouro

Ponto de Cálculo	Distância Montante a Jusante	Vazão Total Q (m3/s)	Cota de Fundo do Canal (m)	Cota do Nível d'Água (m)	Prof. na Seção (m)	Cota da Linha de Energia (m)	Declividade e da Linha de Energia (m/m)	Velocidade da Água (m/s)	Área de Fluxo (m2)	Largura Superficial (m)	Número de Froude	Prof. da Lâmina Emulsionada (m)	Cota da Lâmina Emulsionada (m)	Altura de Bordo Livre (m)	Cota Mínima do Topo do Muro Lateral (m)	Altura Mínima do Muro Lateral (m)
Crista do Creager ⁽¹⁾	0.00	1535	601.00	603.20	2.20	604.30	0.001552	4.66	329.24	150	1.00	2.119	603.119	1.348	604.467	3.467
Pé do Creager	4.00	1535	598.00	599.05	1.05	603.89	0.017799	9.75	157.43	150	3.04	1.145	599.145	1.817	600.963	2.963
Trecho Horizontal	5.00	1535	598.00	599.05	1.05	603.87	0.017647	9.73	157.84	150	3.03	1.144	599.144	1.815	600.959	2.959
Trecho Horizontal	6.00	1535	598.00	599.05	1.05	603.85	0.017494	9.70	158.25	150	3.01	1.143	599.143	1.811	600.954	2.954
Trecho Horizontal	23.00	1535	598.00	599.10	1.10	603.50	0.015148	9.29	165.27	150	2.82	1.184	599.184	1.778	600.962	2.962
Transição Trecho Horizontal para 1ª Rápida	24.00	1535	598.00	599.10	1.10	603.48	0.015022	9.26	165.68	150	2.81	1.183	599.183	1.775	600.958	2.958
1ª Rápida S0=9.375%	25.00	1535	597.91	599.00	1.09	603.45	0.015481	9.35	164.19	150	2.85	1.175	599.085	1.782	600.867	2.957
1ª Rápida S0=9.375%	236.36	1535	578.09	578.76	0.67	590.92	0.082043	15.45	99.33	150	6.06	0.879	578.969	2.257	581.226	3.136
Fim 1ª Rápida - Início 1ª Bacia de Dissipação	237.36	1535	578.00	578.66	0.66	590.84	0.082167	15.46	99.29	150	6.07	0.866	578.866	2.250	581.116	3.116
Trecho Horizontal 1ª BD	238.36	1535	578.00	578.67	0.67	590.72	0.080814	15.38	99.78	150	6.02	0.876	578.876	2.250	581.126	3.126
Trecho Horizontal 1ª BD	244.36	1535	578.00	578.68	0.68	590.05	0.073321	14.94	102.76	150	5.76	0.875	578.875	2.211	581.086	3.086
Trecho Horizontal 1ª BD	245.36	1535	578.00	578.69	0.69	589.95	0.072167	14.87	103.25	150	5.72	0.886	578.886	2.211	581.097	3.097
Trecho Horizontal 1ª BD Ressalto Hidráulico	246.36	1535	578.00	583.23	5.23	583.43	0.000090	1.96	784.57	150	0.27	4.817	582.817	1.024	583.841	5.841
Trecho Horizontal 1ª BD	247.36	1535	578.00	583.23	5.23	583.43	0.000090	1.96	784.55	150	0.27	4.817	582.817	1.024	583.841	5.841
Trecho Horizontal 1ª BD	286.36	1535	578.00	583.23	5.23	583.42	0.000091	1.96	783.90	150	0.27	4.817	582.817	1.024	583.841	5.841

Ponto de Cálculo	Distância Montante a Jusante	Vazão Total Q (m3/s)	Cota de Fundo do Canal (m)	Cota do Nível d'Água (m)	Prof. na Seção (m)	Cota da Linha de Energia (m)	Declividade e da Linha de Energia (m/m)	Velocidade da Água (m/s)	Área de Fluxo (m2)	Largura Superficial (m)	Número de Froude	Prof. da Lâmina Emulsionada (m)	Cota da Lâmina Emulsionada (m)	Altura de Bordo Livre (m)	Cota Mínima do Topo do Muro Lateral (m)	Altura Mínima do Muro Lateral (m)
Fim do Trecho Horizontal 1ª BD	287.36	1535	578.00	583.23	5.23	583.42	0.000091	1.96	783.88	150	0.27	4.817	582.817	1.024	583.841	5.841
Início Rampa Adversa 1ª BD	288.36	1535	578.05	583.22	5.17	583.42	0.000094	1.98	775.64	150	0.28	4.765	582.815	1.027	583.842	5.792
Rampa adversa 1ª BD	289.36	1535	578.10	583.22	5.12	583.42	0.000097	2.00	767.47	150	0.28	4.719	582.819	1.030	583.848	5.748
Rampa adversa 1ª BD	325.36	1535	579.90	582.66	2.76	583.36	0.000730	3.71	414.11	150	0.71	2.611	582.511	1.244	583.755	3.855
Fim Rampa adversa 1ª BD	326.36	1535	579.95	582.58	2.63	583.35	0.000854	3.89	394.78	150	0.77	2.497	582.447	1.264	583.711	3.761
Início Trecho Horizontal 1ª BD	327.36	1535	580.00	582.46	2.46	583.34	0.001073	4.17	368.26	150	0.85	2.347	582.347	1.296	583.643	3.643
Trecho Horizontal 1ª BD	328.36	1535	580.00	582.45	2.45	583.34	0.001076	4.17	367.97	150	0.85	2.338	582.338	1.295	583.633	3.633
Trecho Horizontal 1ª BD	376.36	1535	580.00	582.35	2.35	583.32	0.001239	4.35	352.61	150	0.91	2.251	582.251	1.314	583.565	3.565
Fim Trecho Horizontal 1ª BD	377.36	1535	580.00	582.19	2.19	583.30	0.001552	4.66	329.23	150	1.00	2.109	582.109	1.347	583.456	3.456
Início 2ª Rápida SO=4.9707%	378.36	1535	579.95	581.96	2.01	583.28	0.002078	5.09	301.37	150	1.15	1.953	581.903	1.392	583.296	3.346
2ª Rápida SO=4.9707%	379.36	1535	579.90	581.82	1.92	583.27	0.002397	5.32	288.59	150	1.22	1.874	581.774	1.415	583.189	3.289
2ª Rápida SO=4.9707%	773.36	1535	560.33	561.11	0.78	569.90	0.047810	13.13	116.87	150	4.75	0.944	561.274	2.083	563.357	3.027
2ª Rápida SO=4.9707%	774.36	1535	560.28	561.06	0.78	569.85	0.047833	13.14	116.85	150	4.75	0.944	561.224	2.084	563.308	3.028
2ª Rápida SO=4.9707% (Ressalto Hidráulico)	775.36	1535	560.23	565.12	4.89	565.34	0.000113	2.10	732.24	150	0.30	4.512	564.742	1.044	565.786	5.556
2ª Rápida	776.36	1535	560.18	565.12	4.94	565.34	0.000109	2.07	740.23	150	0.30	4.558	564.738	1.039	565.778	5.598

Ponto de Cálculo	Distância Montante a Jusante	Vazão Total Q (m3/s)	Cota de Fundo do Canal (m)	Cota do Nível d'Água (m)	Prof. na Seção (m)	Cota da Linha de Energia (m)	Declividade e da Linha de Energia (m/m)	Velocidade da Água (m/s)	Área de Fluxo (m2)	Largura Superficial (m)	Número de Froude	Prof. da Lâmina Emulsionada (m)	Cota da Lâmina Emulsionada (m)	Altura de Bordo Livre (m)	Cota Mínima do Topo do Muro Lateral (m)	Altura Mínima do Muro Lateral (m)
S0=4.9707%																
2ª Rápida S0=4.9707%	819.36	1535	558.05	565.20	7.15	565.30	0.000033	1.43	1072.08	150	0.17	6.545	564.595	0.945	565.541	7.491
Fim da 2ª Rápida S0=4.9707%	820.36	1535	558.00	565.20	7.20	565.30	0.000032	1.42	1079.73	150	0.17	6.591	564.591	0.944	565.535	7.535
Início Trecho Horizontal 2ª BD	821.36	1535	558.00	565.20	7.20	565.30	0.000032	1.42	1079.72	150	0.17	6.591	564.591	0.944	565.535	7.535
Trecho Horizontal 2ª BD	822.36	1535	558.00	565.20	7.20	565.30	0.000032	1.42	1079.72	150	0.17	6.591	564.591	0.944	565.535	7.535
Trecho Horizontal 2ª BD	869.36	1535	558.00	565.20	7.20	565.30	0.000032	1.42	1079.45	150	0.17	6.591	564.591	0.944	565.535	7.535
Fim do Trecho Horizontal 2ª BD	870.36	1535	558.00	565.20	7.20	565.30	0.000032	1.42	1079.45	150	0.17	6.591	564.591	0.944	565.535	7.535
Início Rampa Adversa 2ª BD	871.36	1535	558.08	565.19	7.11	565.30	0.000033	1.44	1067.07	150	0.17	6.509	564.589	0.947	565.536	7.456
Rampa Adversa 2ª BD	872.36	1535	558.16	565.19	7.03	565.30	0.000035	1.46	1054.62	150	0.18	6.439	564.599	0.950	565.550	7.390
Rampa Adversa 2ª BD	894.36	1535	559.92	565.09	5.17	565.29	0.000094	1.98	775.33	150	0.28	4.765	564.685	1.027	565.712	5.792
Início Último Trecho Horizontal	895.36	1535	560.00	565.08	5.08	565.29	0.000099	2.01	762.20	150	0.29	4.685	564.685	1.031	565.715	5.715
Trecho Horizontal Final	896.36	1535	560.00	565.08	5.08	565.29	0.000099	2.01	762.18	150	0.29	4.685	564.685	1.031	565.715	5.715
Trecho Horizontal Final	994.36	1535	560.00	565.07	5.07	565.28	0.000100	2.02	760.54	150	0.29	4.675	564.675	1.033	565.708	5.708
Fim do Trecho Horizontal Final - Restituição no rio	995.36	1535	560.00	565.07	5.07	565.28	0.000100	2.02	760.52	150	0.29	4.675	564.675	1.033	565.708	5.708

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

$$D_a = 0,906 \cdot D \cdot e^{0,061 F_r} \quad \text{para } F_r < 8,2$$

$$D_a = 0,620 \cdot D \cdot e^{0,1051 F_r} \quad \text{para } F_r > 8,2$$

Onde : D_a = Profundidade da lâmina emulsionada (m);

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

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

F_r = Número de Froude na seção.

O cálculo da altura de bordo livre foi realizado 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.

¹ 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.

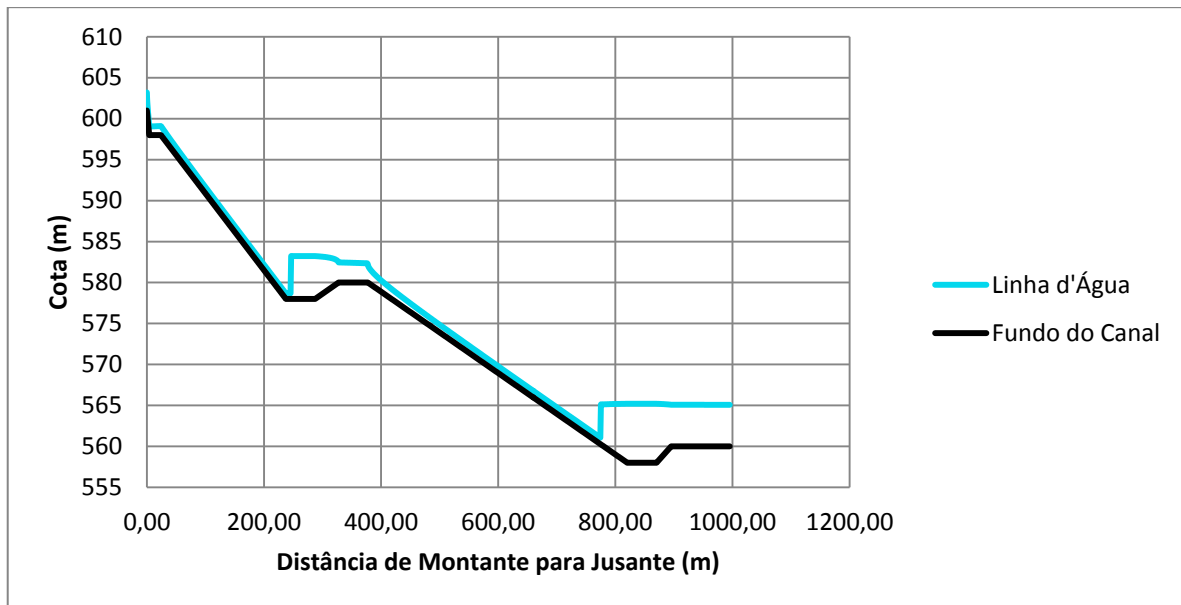


Figura 14.3 - Perfil hidráulico da sangria da cheia Milenar.

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 sem formação 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.

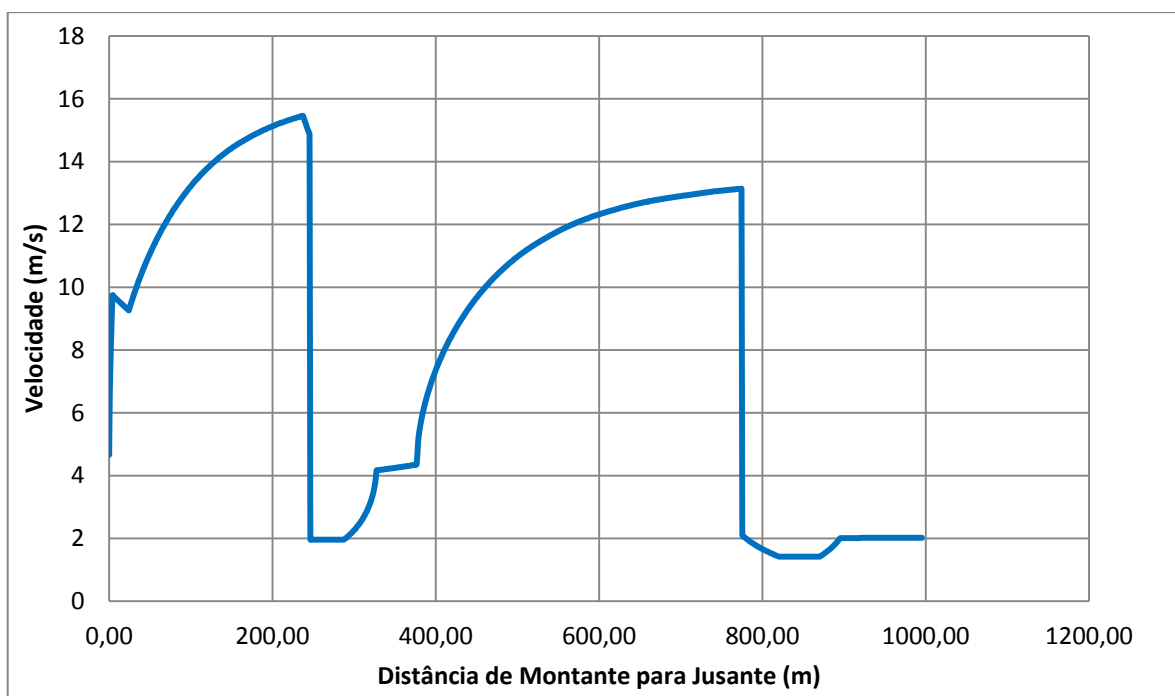


Figura 14.4 - Variação da velocidade

Pode ser observado na Figura 14.4 que a velocidade nas seções não ultrapassa 16 m/s na primeira rápida e 13,5 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 (F_r).

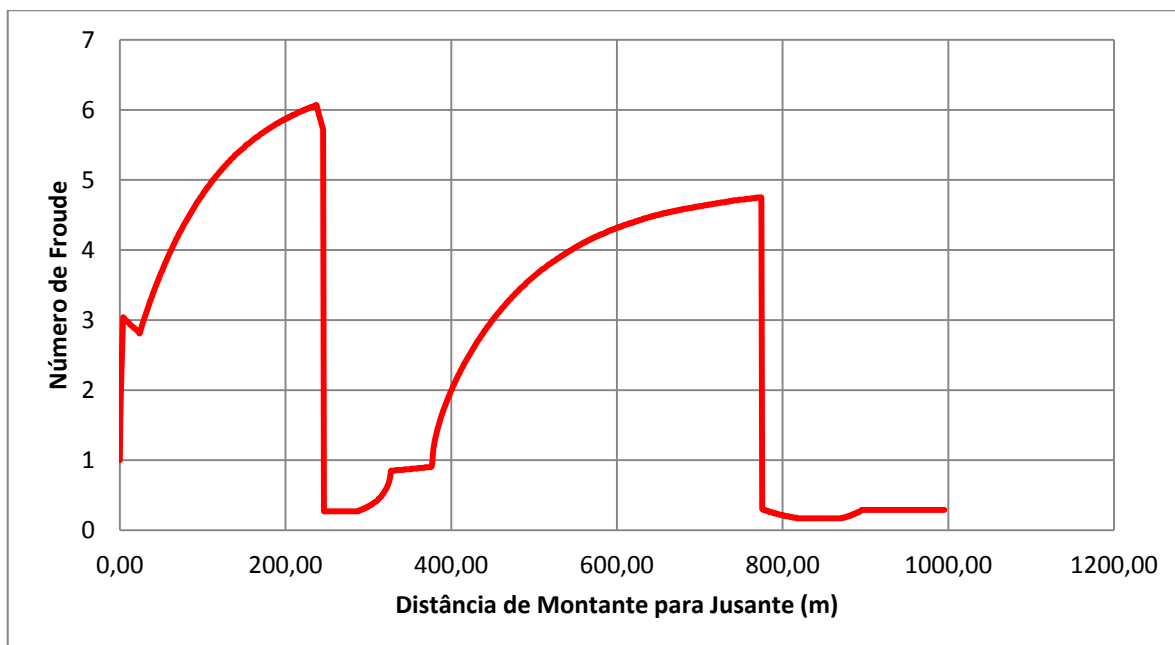


Figura 14.5 - Variação do número de Froude nas seções

A Figura 14.5 mostra que o número de Froude máximo é da ordem de 6,0, ficando inferior a 1 (regime subcrítico) nas saídas de ambas bacias de dissipação.

14.3 CONTROLE DA CAVITAÇÃO

14.3.1 Considerações Teóricas

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 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 $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 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 adquirir assim grande importância nos estudos de cavitação. Normalmente, em vertedores na forma de canal, o desenvolvimento da camada limite alcança rapidamente a superfície 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:

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

Onde: σ_i = 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 curvilíneo, há alteração da distribuição de pressões na qual a carga piezométrica difere do padrão hidrostático. A Figura 14.6 mostra esta diferença.

Na Figura 14.6(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 à 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 curvilíneo no plano vertical. Esta curvatura pode ser convexa (Figura 14.6-b) ou côncava (Figura 14.6-c).

Na Figura 14.6, a distribuição hidrostática de pressões é representada sempre pela linha reta A-B.

No caso de fluxo côncavo (Figura 14.6-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 14.6-b), a força centrífuga está apontada para cima, agindo contra a aceleração da gravidade, conseqüentemente, 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:

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

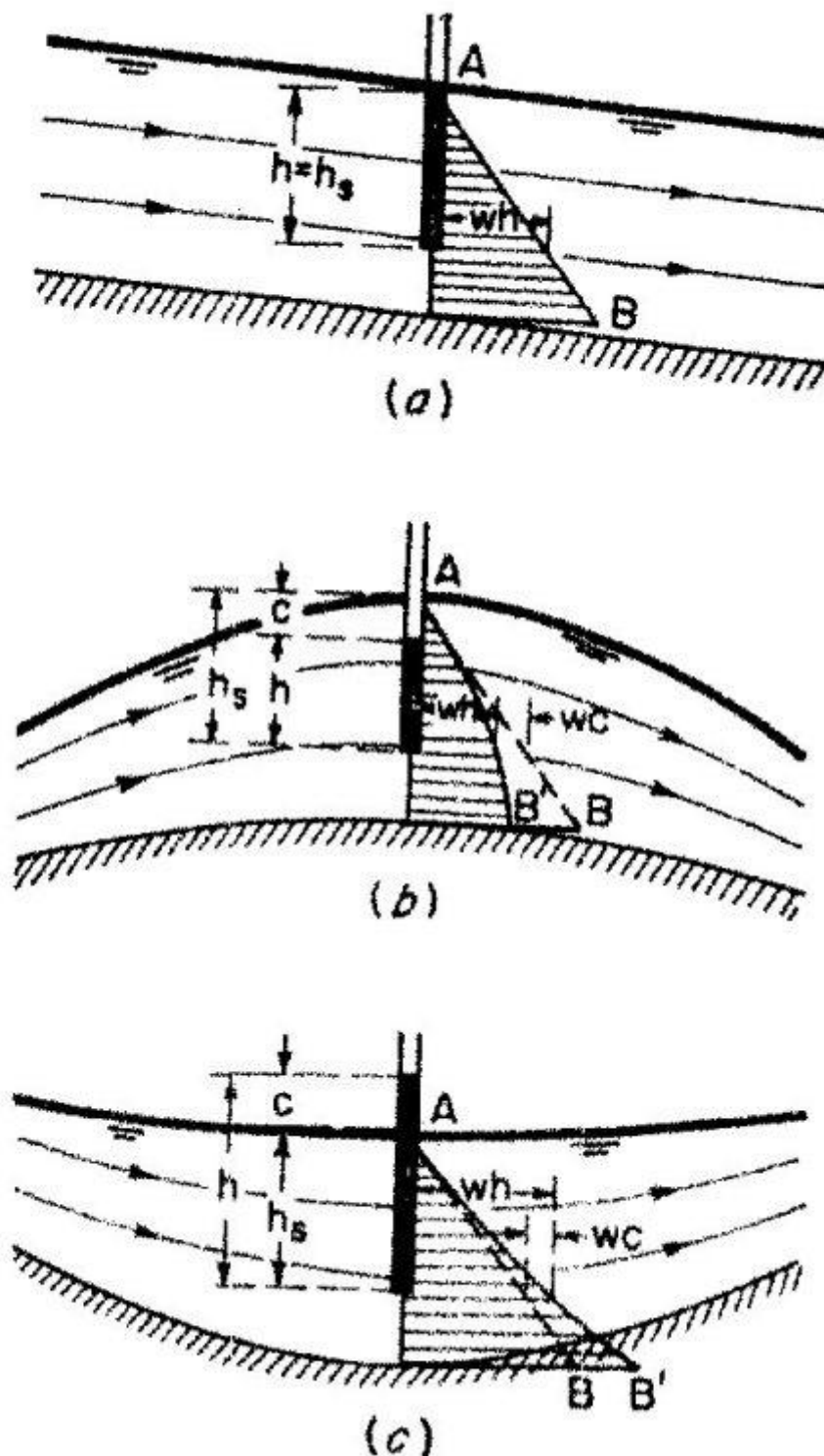


Figura 14.6 - Distribuição de pressões em canais: (a) fluxo paralelo; (b) fluxo convexo; (c) fluxo côncavo. (Fonte: CHOW, 1973)

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

y = Profundidade da água no canal;

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: σ = Índice de cavitação incipiente

y = Profundidade de fluxo, em metros;

θ = Ângulo da tangente à curvatura com a horizontal;

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

p_B = Pressão barométrica, em mca, usualmente tomada como 10,33 mca ao nível do mar;

p_V = 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:

$$R_c = \frac{1 + \frac{dy}{dx}^2}{\frac{d^2y}{dx^2}}$$

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 (ft³/s/ft);

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

$p_{\max}$ = Pressão máxima admissível na curvatura, em libras por pé quadrado (lb/ft²).

Khatsuria (2005) define σ_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 σ acima de σ_1 , não irá cavitatar. Se opera a um σ abaixo de σ_1 , então irá cavitatar. Assim, quanto mais baixo o valor de σ , 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 σ_1 não importando qual seja a combinação entre pressão e velocidade produza aquele σ_1 . Daí, teoricamente, um sistema tendo uma determinada geometria terá certo valor para σ_1 , independentemente da diferença de escala, logo, σ_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 14.7 apresenta este gráfico.

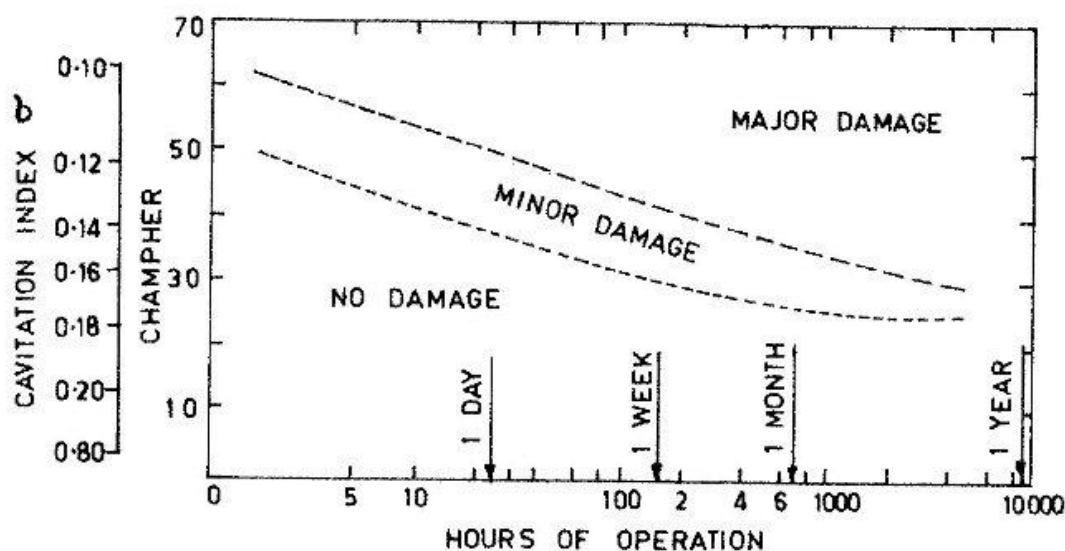


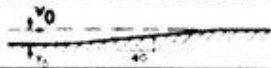
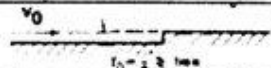
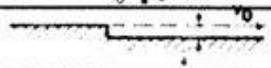
Figura 14.7 - Experiência de danos por cavitação em vertedores (FALVEY, 1982)

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 σ for menor do que 0,12 provavelmente a superfície não precisará ser protegida.

O Quadro 14.2 apresenta os valores usuais de índice de cavitação apresentados por FALVEY (1990) apud TOMAZ (2011).

Quadro 14.2 - Valores Usuais do Índice de Cavitação (FALVEY, 1990, TOMAZ, 2011)

Estrutura ou tipo de irregularidade	σ	Referência
Entrada de tunel	1,5	Tullis, 1981
Expansão súbita em tunel	1,0* a 0,19	Russe, 1967 e Rouse, 1966
Pilar de Impacto		
Com forma piramidal	1,4 a 2,3	Galperin, 1977
Com forma triangular (USBR Tipo III)	0,33	Khatsuria, 2000
Bloco em forma de T (Bhavani bacia de dissipação)	0,68	Kuttiammu, 1951
Superfície de vertedouros	0,20	Falvey, 1982
Comportas fixas e removíveis	0,20 a 0,30	Wagner, 1967 e Ball, 1976
Concreto áspero com 20mm de depressão máxima	0,60	Ball, 1976
Declividade no fluxo da água	0,20	Ball, 1976 Arndt, 1977 Falvey, 1982
Declividade ao longo do escoamento	0,20	
Diferença de nível acima do fluxo da água não excedendo 6mm	1,6	
Diferença de nível abaixo do fluxo da água não excedendo 6mm	1,0	
Dente final na bacia de dissipação	1,05 a 1,75	
Jato de água em dissipador	0,15 a 0,70	

(*): não usual

Os valores indicados na Tabela 5.2 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:

$$p = p_a \cdot 1 - \frac{B \cdot z}{T_0}^{g \cdot R \cdot B}$$

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

P_a = 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_0 = Temperatura média ao nível do mar, igual a 518,69 °R, 288,16 K ou 15 °C;

R = 287 m²/(s² K).

O valor $g/R \cdot B$ é de 5,26 para o ar.

14.3.2 Avaliação de Possibilidade de Cavitação nas Estruturas do Sangradouro da Barragem

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

- A transição do trecho horizontal para a entrada do primeiro canal rápido, que ocorre na estaca 22+6,715, onde há uma curva simples de concordância promovendo um fluxo curvilíneo convexo;
- A transição do trecho final do primeiro canal rápido para a primeira bacia de dissipação, que ocorre na estaca 33, onde há uma curva simples de concordância do trecho em declive para a entrada da bacia, promovendo um fluxo curvilíneo côncavo.

A transição do segundo canal rápido para a segunda bacia de dissipação somente conviria investigar caso a transição da estaca 33 resultasse em possibilidade de cavitação, uma vez

que a velocidade e ângulo da curva são significativamente inferiores aos daquele primeiro caso.

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 598,00 m. A pressão barométrica local resultante será de:

$$p = p_a \cdot 1 - \frac{B \cdot z}{T_0}^g \cdot R \cdot B$$

$$p = (101350 \text{ Pa}) \cdot 1 - \frac{(0,00650 \text{ K/m}) \cdot (598 \text{ m})}{288,16 \text{ K}}^{5,26}$$

$$p = 94.363 \text{ Pa} = 9,61 \text{ mca}$$

Logo, a pressão barométrica ao nível do sangradouro será de 9,61 mca, ao invés de 10,33 mca.

Raio de Curvatura para a Curva Convexa da Estaca 22+6,715 (Transição para 1ª Rápida)

A velocidade neste trecho, segundo a **Tabela 5.1**, é de 9,26 m/s. A profundidade da água na seção é de 1,10 m.

A vazão específica é de 10,23 m³/s/m.

Estes valores correspondem em unidades inglesas:

- Velocidade: $V = 9,26 \text{ m/s} = 30,38 \text{ ft/s}$;
- Vazão específica: $q = 10,23 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} = 110,17 \text{ ft}^3/\text{s}/\text{ft}$

Admitindo-se uma pressão máxima de 0,1 kgf/cm² (218,2 lbf/ft²) para a curvatura, o que equivale à própria carga hidráulica relativa à profundidade do fluxo calculada na seção, o raio de curvatura será:

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

$$R = \frac{2 \cdot \left(\frac{110,17 \text{ ft}^3}{\text{s}}\right) \cdot (30,38 \text{ ft})}{(218,2 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2})} = 30,67 \text{ ft} = 9,35 \text{ m}$$

Isto é, o raio de curvatura projetado para a transição da curva convexa é de 30,67 pés equivalente a 9,35 m.

Raio de Curvatura para a Curva Côncava da Estaca 33 (Transição da 1ª Rápida para a 1ª Bacia de Dissipação)

A velocidade neste trecho, segundo a **Tabela 5.1**, é de 15,46 m/s. A profundidade da água na seção é de 0,66 m.

A vazão específica é de 10,23 m³/s/m.

Estes valores correspondem em unidades inglesas:

- Velocidade: $V = 15,46 \text{ m/s} = 50,72 \text{ ft/s}$;
- Vazão específica: $q = 10,23 \text{ m}^3/\text{s/m} = 110,17 \text{ ft}^3/\text{s/ft}$

Admitindo-se uma pressão máxima de 0,2 kgf/cm² (409,83 lbf/ft²) para a curvatura, o que equivale três vezes a carga hidráulica relativa à profundidade do fluxo calculada na seção, o raio de curvatura será:

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

$$R = \frac{2 \cdot \left(\frac{110,17 \text{ ft}^3}{\text{s}} \right) \cdot (50,72 \text{ ft})}{(409,83 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2})} = 27,26 \text{ ft} = 8,31 \text{ m}$$

Isto é, o raio de curvatura projetado para a transição da curva côncava é de 27,26 pés equivalente a 8,31 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 22+6,715

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 $\theta = 5,3^\circ$ equivalente a uma declividade de -9,375% no canal da primeira rápida, logo, $\cos\theta=0,995$.

Calcula-se:

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

$$\sigma = \frac{1,1 \cdot 0,995 - \frac{1,1 \cdot 9,26^2}{9,81 \cdot 9,35} + 9,61 - 0,23}{\frac{9,26^2}{2 \cdot 9,81}} = 2,16$$

O índice de cavitação sendo 2,16, 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 33

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 $\theta = 5,3^\circ$ corresponde à mesma declividade de -9,375% no canal da primeira rápida na transição para a 1ª bacia de dissipação, logo, $\cos\theta=0,995$.

Calcula-se:

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

$$\sigma = \frac{0,66 \cdot 0,995 + \frac{0,66 \cdot 15,46^2}{9,81 \cdot 8,31} + 9,61 - 0,23}{\frac{15,46^2}{2 \cdot 9,81}} = 0,982$$

No caso da transição de um canal rápido para uma bacia de dissipação não há valores de referência no Quadro 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 0,98, 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 ($y=0,66$ m), quando na verdade haverá uma grande turbulência na bacia de dissipação por conta do ressalto hidráulico que se formará a cerca de 9,0 metros a jusante dentro da bacia de 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 emprego de

modelo reduzido, se deslocar para montante afogando a descarga do fluo 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 do **Quadro 14.2**, para uma lâmina emulsionada de 1,183 m, o índice de cavitação sobe de 0,98 para 1,15, afastando-se completamente da zona de danos mostrada na Figura 14.7.

Conclusão sobre a Possibilidade de Cavitação no Sangradouro do Inhuçu

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

De fato, a vazão específica de 10,23 m³/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 15 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.



consórcio