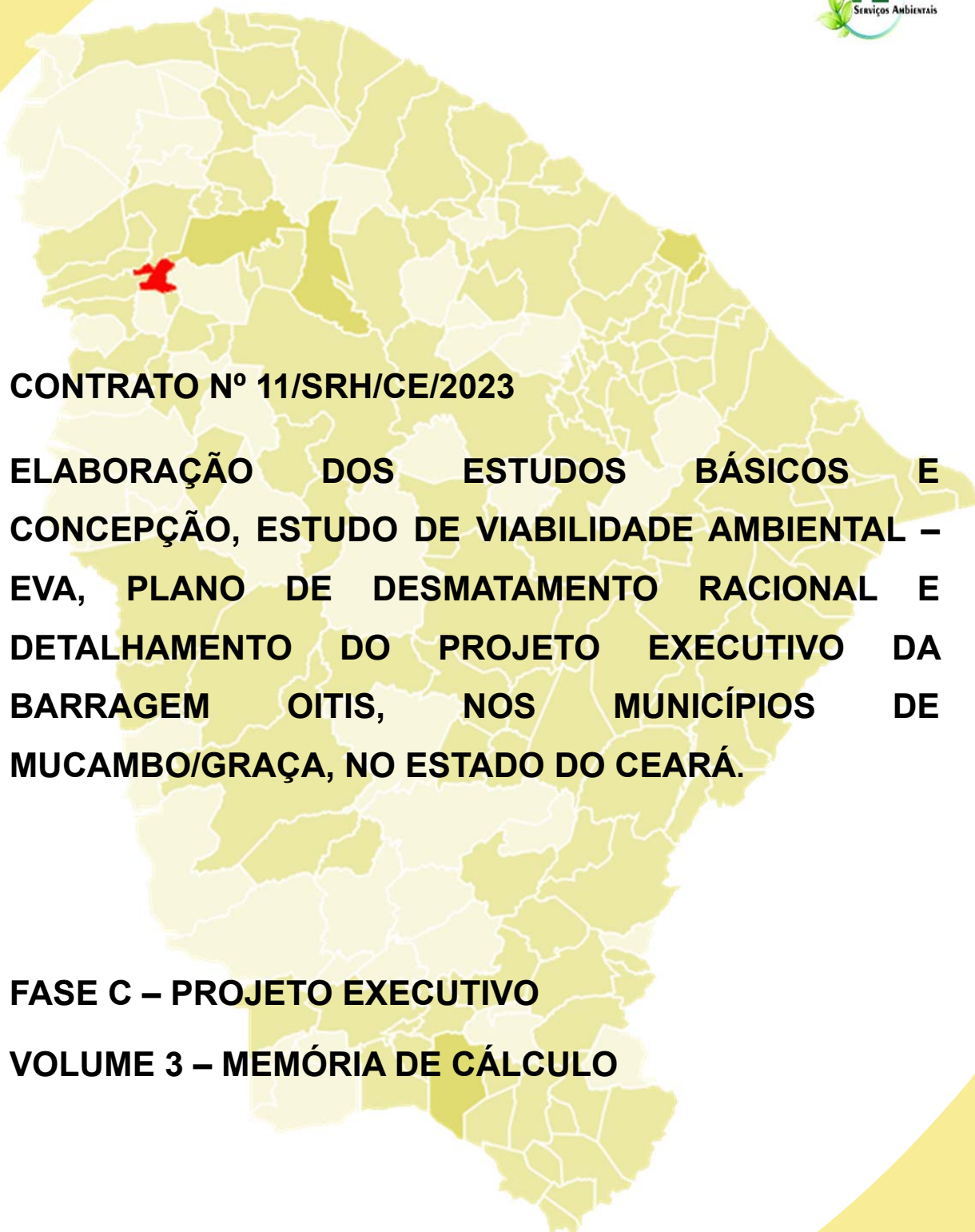




CONTRATO Nº 11/SRH/CE/2023

**ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS BÁSICOS E
CONCEPÇÃO, ESTUDO DE VIABILIDADE AMBIENTAL –
EVA, PLANO DE DESMATAMENTO RACIONAL E
DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA
BARRAGEM OITIS, NOS MUNICÍPIOS DE
MUCAMBO/GRAÇA, NO ESTADO DO CEARÁ.**

**FASE C – PROJETO EXECUTIVO
VOLUME 3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO**

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	6
1 – INTRODUÇÃO	8
2 – CÁLCULO DA FOLGA.....	9
3 – CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO	10
4 – CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO	11
5 – ESCOLHA DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES	11
6 – CÁLCULO DO RIP-RAP	13
6.1 – Tamanho dos blocos para utilização no Rip-Rap.....	13
7 – DETERMINAÇÃO DA LINHA FREÁTICA.....	17
8 – ESTUDOS DE PERCOLAÇÃO PELA BARRAGEM E FUNDAÇÃO	20
9 – DIMENSIONAMENTO DO FILTRO VERTICAL.....	23
10 – DIMENSIONAMENTO DO TAPETE HORIZONTAL	24
11 – COTA DO VOLUME MORTO	25
12 – TOMADA D'ÁGUA.....	26
12.1 – Dimensionamento Hidráulico da galeria	27
12.2 – Dimensionamento Estrutural	40
12.3 – Canal da tomada d'água	41
13 – DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO	43
13.1 - Dimensionamento do vertedouro	45
13.1.1 – Curvas do perfil de jusante	45
13.1.2 – Curvas do perfil de montante.....	48
13.1.3 – Determinação do ponto B da curva reversa	49
13.2 – Dimensionamento da bacia hidráulica	50
13.3 – Altura do muro lateral em jusante da bacia de dissipação.....	53
13.4 – Cálculo da cota da soleira da bacia.....	55
13.4.1 – Curva de remanso	56
13.5 – Dimensionamento do Enrocamento	62
13.6 – Análise da Estabilidade da seção do vertedouro	63
13.6.1 – Análise da seção na cheia milenar	65

13.6.1.1 – Verificação ao tombamento	65
13.6.1.2 – Verificação a flutuação	67
13.6.1.3 – Verificação ao deslizamento	67
13.6.1.4 – Tensões no solo	68
13.6.2 – Análise com o reservatório na cota de soleira (NA=154.000)	68
13.6.2.1 – Verificação ao tombamento	69
13.6.2.2 – Verificação a flutuação	70
13.2.2.3 – Verificação ao deslizamento	70
13.6.2.4 – Tensões no solo	71
13.7 – Análise da Estabilidade dos Muros Laterais	72
13.7.1 – Verificação de segurança quanto ao tombamento	74
13.7.2 – Verificação quanto ao deslizamento	75
13.7.3 – Verificação da segurança a ruptura do solo	75
13.8 – Dimensionamento dos chumbadores da bacia de dissipação	77
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
ANEXO 01 – QUADROS DE CUBAÇÕES	81
ANEXO 02 - COORDENADAS DE LOCAÇÃO DOS EIXOS	88

Lista de Figuras

Figura 02: Extensão do fetch.....	9
Figura 07a – Linha freática	17
Figura 07b – Ábaco para correção de saída da linha freática	19
Figura 07c – Detalhe da saída da linha freática	19
Figura 08 – Permeabilidade para diferentes tipos de solo.....	21
Figura 12.1a – Esquema de montagem da tomada d'água.....	27
Figura 12.1b – Ábaco de rugosidade relativa.	30
Figura 12.1c – Ábaco de Moody, coeficiente de perda de carga distribuída	31
Figura 12.1d – Seção homogênea para reb. rápido. FS-1,376	39
Figura 12.1e – Seção zoneada (abraço dos muros) para reb. rápido. FS-1,479....	39
Figura 12.1f – Curva de descarga da galeria	40
Figura 12.2 – Esquemático do envelopamento da tubulação.....	40
Figura 12.3 – Seção tipo do canal da galeria	41
Figura 13a – Corpos de prova da sondagem mista SM-02.	44
Figura 13b – Corpos da sondagem mista SM-03.	44
Figura 13.1.1 - Definição da curva de jusante do vertedouro tipo Creager	46
Figura 13.1.3 – Perfil Creager. Localização dos pontos A e B.....	49
Figura 13.2a – Esquemático do fluxo de água sobre o Creager	50
Figura 13.2b – Comprimento do ressalto hidráulico proposto pelo USBR (1955) .	52
Fonte: Porto (1999)	52
Figura 13.3 – Esquema do ressalto hidráulico	54
Figura 13.4 – Esquemático da soleira da bacia de dissipação.....	55
Figura 13.5 – Ábaco para dimensionamento do enrocamento.	62
Figura 13.6.1 – Diagrama de esforço com cheia decamilenar	65
Figura 13.6.2 – Diagrama de esforço, reservatório na cota de soleira	69
Figura 13.7 – Diagrama de esforços atuantes sobre o muro lateral.....	72
Figura 13.7.2 – Forças resistentes ao deslizamento horizontal.....	75
Figura 13.7.3– Esquemático, tensões suportadas pelo solo na base do muro	76

Lista de Quadros

Quadro 5a – Inclinação dos taludes – Bureau of Reclamation.....	12
Quadro 5b – Inclinação dos taludes - Terzagui	12
Quadro 5c – Inclinação dos taludes – Paulo T. Cruz.....	13
Quadro 6 – Espessura do Rip-Rap. Bureau of Reclamation	13
Quadro 6.1a – Faixa granulométrica do solo utilizado no maciço.	15
Quadro 6.1b – Faixa granulométrica do material de transição	16
Quadro 6.1c – Faixa granulométrica do material do Rip-Rap.....	16
Quadro 7 – Coordenadas para traçar a linha freática	18
Quadro 8a – Resultado da permeabilidade do material das jazidas	21
Quadro 8b – Ensaio de Lugeon realizado nas sondagens.	22
Quadro 12.1a – Vazões e velocidade de escoamento. Tubulação com Ø200 mm.	32
Quadro 12.1b – Tempo de rebaixamento. Tubulação com Ø200 mm.	34
Quadro 12.1c – Vazões e velocidade de escoamento. Tubulação com Ø300 mm.	37
Quadro 12.1d – Tempo de rebaixamento. Tubulação com Ø300 mm.	38
Quadro 13.1 – Pontos da curva de jusante do perfil Creager	48
Quadro 13.5 – Granulometria do enrocamento	63
Quadro 13.6a – Fatores de segurança (NBR 13028).....	63
Quadro 13.6b – Fatores de Segurança e de redução de atrito (Eletrobrás).....	64
Quadro 13.6c – FS adotados em obras no Estado do Ceará.....	64
Quadro 13.6d – Fator de segurança encontrado na análise	64

APRESENTAÇÃO

A empresa de Consultoria e Engenharia Maximino dos Santos & Cia Ltda, no âmbito do contrato Nº 11/SRH/CE/2023 assinado em 27/01/2024, com publicação em 20/02/2024 com ordem serviço nº 02/2024/SRH emitida em 05/02/2024, tem por finalidade a ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS BÁSICOS E CONCEPÇÃO, ESTUDO DE VIABILIDADE AMBIENTAL-EVA, PLANO DE DESMATAMENTO RACIONAL E DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM OITIS, SITUADA ENTRE OS MUNICÍPIOS DE MUCAMBO/GRAÇA, NO ESTADO DO CEARÁ.

Os estudos desenvolvidos, em atendimento ao Termo de Referência, foram constituídos por atividades multidisciplinares que permitem a elaboração de relatórios específicos organizados em FASE A – Estudos Básicos, FASE B – Estudos ambientais e FASE C – Detalhamento do Projeto Executivo, conforme são apresentados na sequência:

- ❖ FASE A: Estudos Básicos
 - Volume 1: Estudos Cartográficos;
 - Volume 2: Estudos Topográficos;
 - Volume 3: Estudos Geológico-Geotécnicos;
 - Volume 4: Estudos Hidrológicos;
 - Volume 5: Relatório de Concepção da Barragem
- ❖ FASE B: Estudos Ambientais
 - Volume 1: Estudos de Viabilidade Ambiental – EVA;
 - Volume 2: Plano de Desmatamento Racional – PDR
- ❖ FASE C: Detalhamento do Projeto Executivo
 - Volume 1: Memorial Descritivo do Projeto;
 - Volume 2: Desenhos;
 - Volume 3: Memória de Cálculo;
 - Volume 4: Especificações Técnicas;
 - Volume 5: Quantitativos e Orçamentos;
 - Volume 6: Relatório Síntese

O presente relatório refere-se a FASE C: Detalhamento do Projeto Executivo – **Volume 3 – Memória de Cálculo** - Barragem Oitis, situada na divisa entre os municípios de Mucambo e Graça, no Estado do Ceará.

1 – INTRODUÇÃO

O presente documento, é referente ao Volume 3 – MEMÓRIA DE CÁLCULO – FASE C, DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO, relativo ao Projeto Executivo da Barragem Oitis, que barra o riacho homônimo, divisor dos municípios de Mucambo e Graça, no Estado do Ceará.

Este documento é um dos produtos da atividade de gerenciamento do contrato do PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM OITIS, objeto do Contrato Nº 11/SRH/CE/2023, que tem como meta a “Contratação de Serviços de Consultoria para a Elaboração dos Estudos Básicos e Concepção, Estudos de Viabilidade Ambiental-EVA, Plano de Desmatamento Racional e Detalhamento do Projeto Executivo da Barragem Oitis, nos municípios de Mucambo/Graça, no Estado do Ceará

O objetivo deste trabalho é apresentar a memória de cálculo da Barragem Oitis. Assim sendo, o relatório aborda os seguintes tópicos:

- Cálculo de Folga;
- Cálculo da Cota de Coroamento;
- Cálculo da Largura do Coroamento;
- Escolha da Inclinação dos Taludes;
- Dimensionamento do Rip-rap;
- Determinação da Linha Freática;
- Dimensionamento do Filtro Vertical;
- Dimensionamento do Tapete Horizontal;
- Análise da Estabilidade;
- Dimensionamento do Sangradouro;
- Cota do Volume Morto;
- Tomada D'água;
- Dimensionamento do Sangradouro.

2 – CÁLCULO DA FOLGA

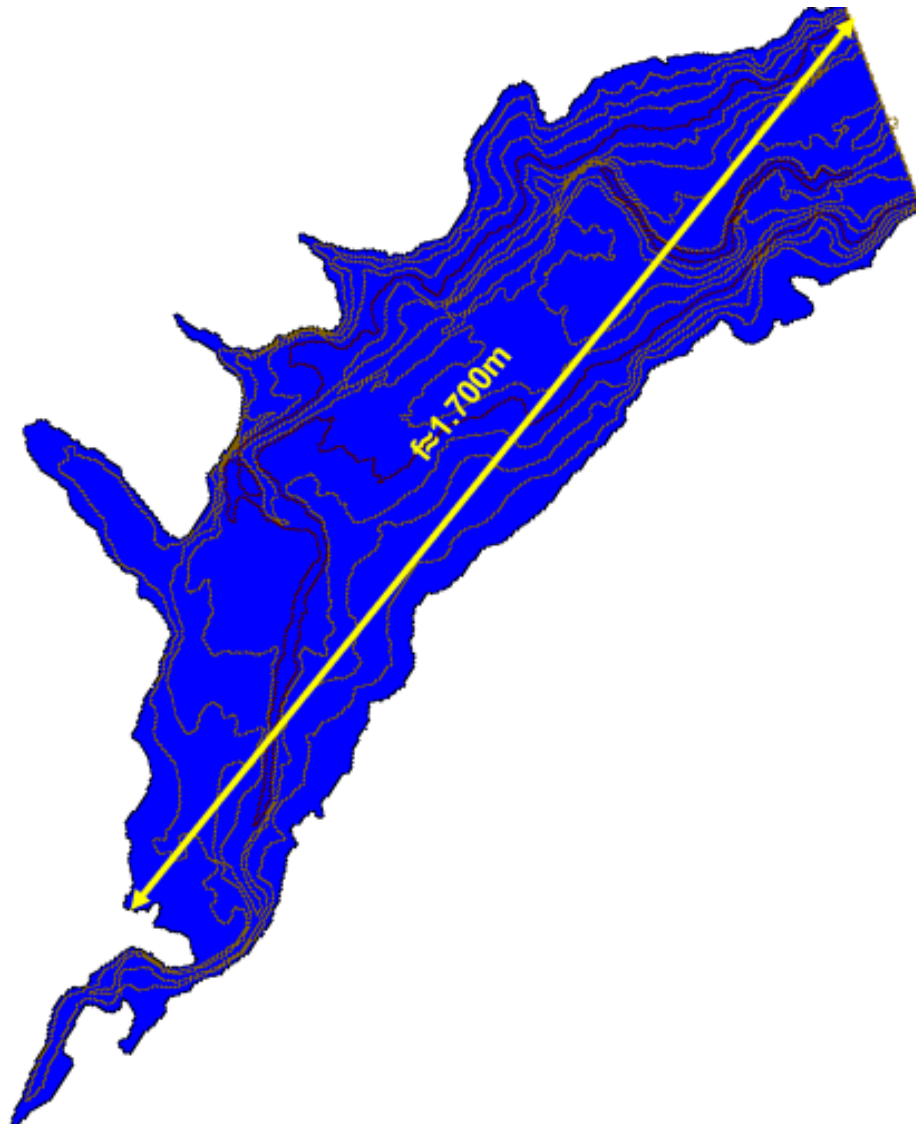


Figura 02: Extensão do fetch

A folga de um reservatório, corresponde a altura livre entre a lâmina máxima de sangria e a cota de coroamento. Existem várias metodologias que podem serem aplicadas para encontrar a folga, nesse caso, optamos pela fórmula de Stevenson.

$$F = 0,75 * h + \frac{v^2}{2g}$$

Onde:

h – altura da onda (m)

v – Velocidade das ondas (m/s)

g – aceleração da gravidade (m/s^2)

Sendo que, para h (m), temos:

$$L < 18\text{km}; h = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

$$L > 18\text{km}; h = 0,34\sqrt{L}$$

L = fetch (km)

Então, para um $L = 1,7$ km, temos:

$$h = 0,89 \text{ m}$$

$$v = 1,5 + 2h$$

$$v = 1,5 + 2 \cdot 0,89 = 3,29 \text{ m/s}$$

Substituindo os valores encontrados na Fórmula de Stenvenson, temos para a folga:

$$F = 1,22 \text{ m}$$

3 – CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO

A cota do Coroamento da Barragem é dada pela expressão:

$$C_c = C_s + L + F$$

Onde:

C_c = Cota do Coroamento.

C_s = Cota da Soleira = 154,00 m.

L = Lâmina vertente na cheia milenar = 1,56 m.

f = folga = 1,22 m.

$$C_c = 154,00 + 1,56 + 1,22 = 156,78\text{m}.$$

Adotamos: $C_c = 157,00$ m

Verificação para a cheia decamilenar.

$$C_C - C_{10.000} > 0,50\text{m}$$

Onde:

$$C_{10.000} = \text{Cota da cheia decamilenar} = 154 + 1,84 = 155,84 \text{ m.}$$

$$C_C - C_{10.000} = 157,00 - 155,84 = 1,16\text{m} > 0,50\text{m} \Rightarrow \text{OK!}$$

Adotou-se a cota de coroamento $C_C = 157,00\text{m}$.

4 – CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO

Adotando-se a fórmula recomendada pelo Bureau of Reclamation em relação à seção de maior altura, tem-se:

$$L_C = 0,20 * H + 3,00$$

Onde:

$$L_C = \text{Largura da barragem (m);}$$

$$H_b = \text{Altura da barragem (m).}$$

Para a seção da Estaca 6+10 tem $H_b = 13,50\text{m}$ e $L_C = 0,20 * H + 3,00 = 5,70\text{m}$, foi adotado $L_C = 6,0\text{m}$.

5 – ESCOLHA DA INCLINAÇÃO DOS TALUDES

Como pré-dimensionamento para adoção das inclinações dos taludes a serem adotados, antes da análise de estabilidade dos mesmos, temos as seguintes considerações baseada em estudos consolidados de órgãos com expertise mundial na construção de barragens.

O Bureau of Reclamation sugere as inclinações de taludes, reproduzidas no Quadro 5a:

Inclinação dos Taludes – Bureau of Reclamation				
CASO	SUJEITO A ESVAZIAMENTO RÁPIDO	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	MONTANTE	JUSANTE
A	NÃO	GW, GP, SW, SP	Permeável, não adequado	
		GC, GM, SC, SM	2,5:1	2:1
		CL, ML	3:1	2,5:1
		CH, MH	3,5:1	2,5:1
B	SIM	GW, GP, SW, SP	Permeável, não adequado	
		GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
		CL, ML	3,5:1	2,5:1
		CH, MH	4:1	2,5:1

Quadro 5a – Inclinação dos taludes – Bureau of Reclamation

Já Terzaghi, para efeito de anteprojeto apresentou as seguintes inclinações aconselháveis que são mostrados no Quadro 5b:

Inclinação dos Taludes - Terzaghi		
TIPO DE MATERIAL	TALUDES	
	MONTANTE	JUSANTE
Seção Homogênea – Solo bem graduado	1:2,5	1:2
Seção Homogênea – Silte grosso	1:3	1:2,5
Seção Homogênea – Argila ou argila siltosa, altura menor que 15m	1:2,5	1:2
Seção Homogênea – Argila ou argila siltosa, altura maior que 15m	1:3	1:2,5
Areia ou Pedregulho e Areia com núcleo de argila	1:3	1:2,5
Areia ou Pedregulho com cortina de concreto armado	1:2,5	1:2

Quadro 5b – Inclinação dos taludes - Terzaghi

O engenheiro e professor Paulo Teixeira da Cruz, em sua obra, 100 Barragens Brasileiras, sugere os seguintes taludes preliminares que são mostrados no Quadro 5c:

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)

Quadro 5c – Inclinação dos taludes – Paulo T. Cruz

A barragem Oitis tem altura de lâmina d'água média (NA normal) menor que 10 m. Os solos das jazidas indicadas para a execução do maciço de terra são classificados, segundo a SUCS, como do tipo CL (argila de baixa e/ou média plasticidade) e SC (areia argilosa).

Com base no Quadro 5, objeto de estudos do Professor e Engenheiro Paulo Cruz, serão adotadas inclinações de 1:2 (V:H) para os taludes de montante e jusante, considerando que o barramento tem pouca altura em relação ao leito do rio e será construído basicamente com solo argiloso.

6 – CÁLCULO DO RIP-RAP

A espessura necessária para o enrocamento de proteção de montante (Rip-Rap), pode ser obtida a partir do Quadro 6 (Bureau of Reclamation) demonstrado abaixo, que leva em consideração a extensão do fetch gerado pelo barramento.

Fetch (milha)	Espessura (m)	Composição: percentagem de pedras de vários pesos (kg)			
		Dimensão máx.	25% > que	45% a 75%	25% < que
1	0,45	500	150	5-150	5
2,5	0,60	750	300	15-300	15
5	0,75	1250	500	25-500	25
10	0,90	2500	1000	50-1000	50

Obs.: A areia e o pó não devem ultrapassar 5%

Quadro 6 – Espessura do Rip-Rap. Bureau of Reclamation

O Fetch da barragem Oitis é de 1,7 km $\approx$ 1 milha, logo, adotaremos uma espessura para o Rip-Rap de 0,50 m.

6.1 – Tamanho dos blocos para utilização no Rip-Rap

Os blocos a serem utilizados devem atender as seguintes observações:

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

$$P_{50\%} = 0,52 \times \gamma \times e^3$$

Onde:

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

γ = Peso específico da rocha = 2,50 tf/m³;

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

Portanto tem-se:

$$P_{50\%} = 0,52 \times 2,5 \times 0,50^3 = 0,16\text{tf}$$

Quanto ao diâmetro: os blocos de enrocamento do rip-rap devem ter no mínimo 50% de pedras com o diâmetro igual a:

$$D_{50\%} = \frac{P_{50\%}}{0,75\gamma}^{\frac{1}{3}}$$

Onde:

$D_{50\%}$ = diâmetro do bloco de rocha que compõem 50% do rip-rap

Logo:

$$D_{50\%} = \left(\frac{0,16}{0,75 \times 2,50} \right)^{\frac{1}{3}} \therefore D_{50\%} = 0,44\text{m}$$

Para os blocos menores: o diâmetro e o peso do bloco mínimo:

$$P_{\min} = 0,25P_{50\%} = 0,25 \times 0,16 \therefore P_{\min} = 0,04\text{tf}$$

$$D_{\min} = \left(\frac{P_{\min}}{0,75\gamma} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0,11}{0,75 \times 2,50} \right)^{\frac{1}{2}} \therefore D_{\min} = 0,24\text{m}$$

Para os blocos maiores: o diâmetro e o peso máximo do bloco.

$$P_{\text{máx}} = 4P_{50\%} = 4 \times 0,16 \therefore P_{\text{máx}} = 0,64\text{tf}$$

$$D_{\text{máx}} = \left(\frac{P_{50\%}}{0,75\gamma} \right)^{1/3} = \left(\frac{0,64}{0,75 \times 2,50} \right)^{1/3} \therefore D_{\text{máx}} = 0,69\text{m}$$

Como $D_{\text{máx}}$ calculado foi maior do que a espessura, será adotado $D_{\text{máx}} = e = 0,50\text{m}$.

Assim sendo:

$$P_{\text{máx}} = 0,75 \times \gamma \times D_{\text{máx}}^3 = 0,75 \times 2,50 \times (0,50)^3 \therefore P_{\text{máx}} = 0,23\text{tf}$$

Como estamos tratando de material com granulometria bem distinta, o rip-rap será assentado sobre uma camada de transição com 0,30m de espessura de brita, que atenda os seguintes requisitos:

Material filtrante x Solo Compactado

$$(D_{15})_{\text{filtro}} \leq 5 \times (D_{85})_{\text{solo}}$$

- **Material filtrante x Rip-rap**

Bourdeaux (1979) recomenda: $25\text{mm} < (D_{85})_{\text{filtro}} < 5 / \text{mm}$ e $0,2\text{mm} < D_{\text{min}} < 0,6\text{mm}$.

Apresentar curvas granulométricas aproximadamente paralelas.

O solo compactado do maciço apresenta a seguinte granulometria média, mostrado no Quadro 6.1a:

Solo Compactado		
7ENEIRA		FAIXA GRANULOMÉTRICA (PERCENTAGEM QUE PASSA)
#	mm	
2"	50,8	100
1"	25,4	100
3/8"	9,5	100
Nº 4	4,76	100
Nº 10	2,00	97
Nº 40	0,42	69
Nº 200	0,075	28

Quadro 6.1a – Faixa granulométrica do solo utilizado no maciço.

A faixa granulométrica do solo compactado do maciço foi obtida pela média aritmética dos resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, realizados em amostras das jazidas.

Tem-se:

$$(D_{15})_{\text{maciço}} = 0,006 \text{ mm}$$

$$(D_{85})_{\text{maciço}} = 3,00 \text{ mm}$$

Com essas informações, recorrendo ao traçado das curvas granulométricas, obtém-se o material de transição que deve ser produzido a partir da britagem de rochas de pedraira.

Material de Transição		
PENEIRA		FAIXA GRANULOMÉTRICA (PERCENTAGEM QUE PASSA)
#	mm	
-	200	100
-	100	86-98
2"	50,8	68-92
1"	25,4	54-82
3/4"	19,1	50-78
1/2"	12,7	42-68
3/8"	9,5	36-64
Nº 4	4,76	26-53
Nº 10	2,00	12-38
Nº 40	0,42	0-13
Nº 100	0,15	0

Quadro 6.1b – Faixa granulométrica do material de transição

O material do rip-rap deve ser produzido com a seguinte granulometria:

Material do Rip-Rap		
PENEIRA		FAIXA GRANULOMÉTRICA (PERCENTAGEM QUE PASSA)
#	mm	
-	500	100
-	400	16-98
-	300	5-90
-	190	0

Quadro 6.1c – Faixa granulométrica do material do Rip-Rap

7 – DETERMINAÇÃO DA LINHA FREÁTICA

Para o traçado da linha freática, utiliza-se a equação de Kozeny, dada por:

$$\sqrt{x^2 + y^2} - x - p = 0$$

A linha freática (ou superfície freática) representa o nível de saturação de água no solo, separando a zona saturada (abaixo da linha freática) da zona não saturada (acima dela).

A linha de saturação com o eixo, cuja origem coincide com o foco da parábola, é o dobro da distância do foco ao vértice da parábola

$$P = \sqrt{x^2 + y^2} - x$$

Na figura tem-se $B_0B = \frac{1}{3} A_0B$

$$A_0B = 17,19\text{m}$$

$$B_0B = 5,73\text{m}$$

$$d = 17,73\text{m}$$

$$h = 8,60\text{m.}$$

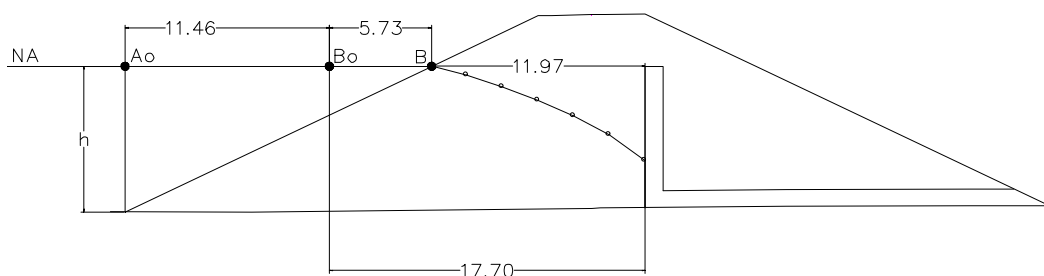


Figura 07a – Linha freática

Adotando uma anisotropia de $\frac{K_h}{K_v} = 9$, e fazendo uma mudança de variável tal que

$X = X_t$, onde $X_t = \sqrt{\frac{K_v}{K_h}} \cdot X$. Pode-se tratar o problema no sistema $(X_t ; Y)$ de

coordenadas como isotrópico. Desta forma tem-se:

$$P = \sqrt{X_t^2 + Y^2} - X_t;$$

para $X_t = d$ e $Y = h$, tem-se :

$$P = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

Para $d = 11,97$ m e $h = 8,60$ m, tem-se:

$$P = 2,77 \text{ m}$$

Rearranjando a equação básica obtém-se:

$$Y = \sqrt{P^2 + 2 * X_t * P}$$

Atribuindo valores a X_t obtém-se Y , conforme Quadro 7 a seguir:

Coordenadas da linha freática	
X_t	Y
0,00	2,77
2,00	4,33
4,00	5,46
6,00	6,40
8,00	7,21
10,00	7,94
11,97	8,60

Quadro 7 – Coordenadas para traçar a linha freática

A curva da linha freática demonstrada na figura 07a, foi gerada a parti dos elementos calculados e representado no quadro acima.

$Y_{\text{corrigido}}$ correspondente às correções da parábola básica na entrada de montante e saída de jusante.

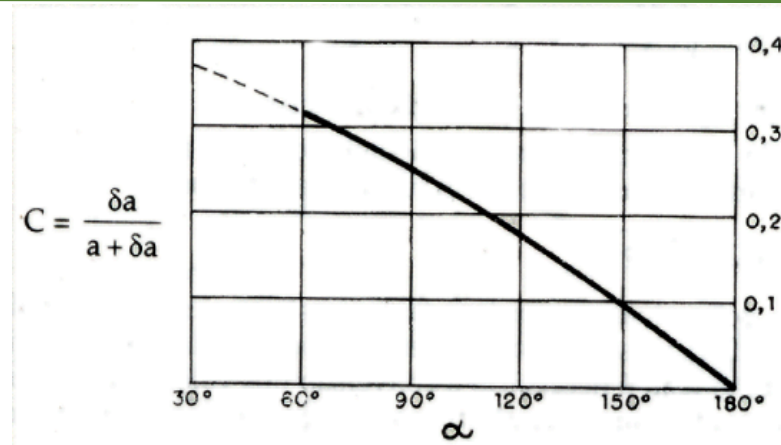


Figura 07b – Ábaco para correção de saída da linha freática

A correção da saída é função do ângulo que a superfície drenante forma com a horizontal dada pela figura abaixo:

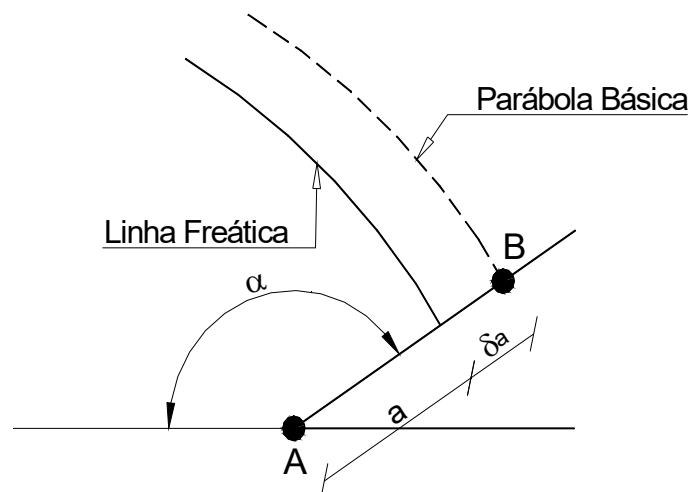


Figura 07c – Detalhe da saída da linha freática

Tem-se:

$$a + \delta a = AB$$

Para $\alpha = 90^\circ$, tem-se $C = 0,25$

$$a + \delta a = 2,77\text{m}$$

$$\delta a = 0,69\text{m}$$

$$a = 2,07\text{m}$$

8 – ESTUDOS DE PERCOLAÇÃO PELA BARRAGEM E FUNDAÇÃO

Os estudos de percolação foram realizados com o objetivo principal de avaliar os valores das vazões percoladas pelo corpo da barragem e pela fundação.

Para obtenção dessas vazões foi realizado o seguinte procedimento:

- a) Vazões pelo Maciço: Determinou-se a linha freática associando está à parábola teórica de KOZENY fazendo as correções de contorno. Foi adotado uma Anisotropia entre a permeabilidade horizontal e vertical igual a 9. Esse valor é recomendado pelo Prof. Paulo Cruz, no seu livro 100 Barragens Brasileiras, para maciços terrosos compactados com altura até 20,00m.

Determinou-se a ordenada Y_0 da interseção da linha freática com o filtro vertical e aplicou-se a expressão para determinação da vazão por metro de barragem.

$$q = \sqrt{K_x + K_y} * Y_0$$

- b) Vazões pela Fundação: O boqueirão onde será construída a Barragem Oitis é constituído por uma camada de solo aluvionar com espessura $\approx 10,00$ m. Considerou-se até essa altura o limite da camada para análise da vazão do tapete drenante, pois os ensaios de sondagens SPT e Mistas foram limitados até próximo dessa profundidade. O perfil estratigráfico mostra uma camada superficial heterogênea (aprox. 1,00 m), composta por intercalações de silte argiloso e argila arenosa, ambas com boa presença de blocos de rocha arredondados (seixos rolados), sobrepondo a um estrato composto principalmente por areia argilosa com presença de blocos espaçados e intercaladas por camadas de areia fina a grossa na proximidade com o eixo do riacho Oitis. Apenas próximo ao leito do riacho foi identificado um topo rochoso coerente.

$$q = \lambda * K_f * h$$

onde:

q = vazão em $m^3/s \cdot m$

K_f = permeabilidade da fundação

h = carga hidráulica

λ = coeficiente que depende da relação B/Z

B = largura impermeável

Z = camada permeável adotada = 10,00m.

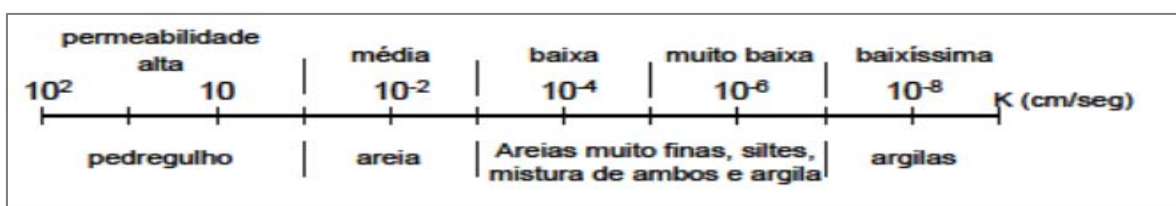


Figura 08 – Permeabilidade para diferentes tipos de solo.

Fonte: A. Casagrande e R.E. Fadum

A permeabilidade do maciço foi encontrada pela média dos índices obtidos a partir dos ensaios das amostras coletadas nas jazidas J-01, J-02 e J-03, conforme demonstrado no quadro 8a abaixo.

Amostra	Jazida	Permeabilidade (cm/s)
01	J-01	7,8E10-5
01	J-02	9,6E10-5
02	J-02	4,3E10-6
03	J-03	7,6E10-7
Média		4,4E10-5

Quadro 8a – Resultado da permeabilidade do material das jazidas

Logo, pelo ensaio de caracterização do solo da jazida proposta, adotaremos para o maciço uma permeabilidade de $4,4 \times 10^{-5}$ cm/s, igual a $4,4 \times 10^{-7}$ m/s.

Durante os ensaios de investigação do local do barramento, foram realizados três ensaios de Lugeon para verificar a perda d'água, conforme o Quadro 8b abaixo:

Sondagem	Localização	Profundidade do obturador	Permeabilidade
SM-02	Est. 4+10,00 m	8,10	1,96E10-5
SM-03	Est. 7+10,00 m	7,27	1,17E10-6
SM-04	Est. 10+0,00 m	6,10	2,28E10-5
Permeabilidade média (cm/s)			1,78E10-5

Quadro 8b – Ensaios de Lugeon realizado nas sondagens.

Para o índice de permeabilidade da fundação, foi feito a média dos três ensaios realizados no eixo do barramento demonstrado no Quadro 8b. A permeabilidade média é de $1,78 \times 10^{-5}$ cm/s que é igual a $1,78 \times 10^{-7}$ m/s.

Para os materiais que formarão os dispositivos de drenagem interna tais como areia de rio, adotou-se uma permeabilidade de $1,2 \times 10^{-3}$ cm/s, que é igual a $1,2 \times 10^{-5}$ m/s, obtido com base na análise dos ensaios de permeabilidade realizados sobre as amostras do areal (UFC).

As vazões obtidas para dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna foram:

$$Q_{\text{maciço}} = 4,4 \times 10^{-7} \text{ m/s.}$$

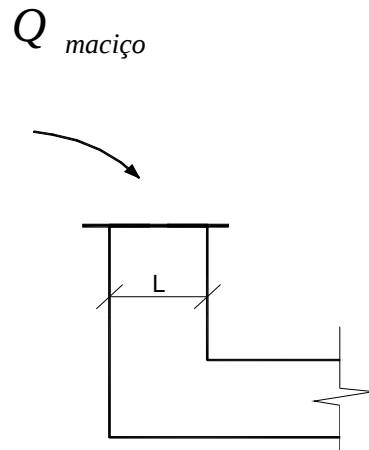
$$Q_{\text{fundação}} = 1,78 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

A vazão total que sairá no tapete horizontal, é correspondente a soma das vazões obtidas para o maciço com as da fundação.

$$Q_{\text{maciço}} + Q_{\text{fundação}} = Q_{\text{total}}$$

$$Q_{\text{maciço}} = 6,18 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

9 – DIMENSIONAMENTO DO FILTRO VERTICAL



$$Q = K * i * A$$

Onde:

Q = Vazão de água percolada

i = Gradiente hidráulico, dado pela razão entre a diferença de potencial e a distância percorrida pelo fluxo ($\Delta h/L$).

A = Área da seção transversal.

K_{areia} = Coeficiente de permeabilidade da areia

A análise é feita utilizando uma faixa de 1,00 m de altura do filtro vertical com 1,00 m de profundidade. Logo, temos:

$$A = L \times 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}^2$$

$$i = 1,00 \text{ m} / 1,00 \text{ m} = 1,00$$

A Figura 8, apresenta valores médios da permeabilidade dos materiais encontrados através da granulometria. Estudos desenvolvidos por Casagrande.

No caso do areal da barragem Oitis, com caracterização entre média a fina, foi realizado ensaio de laboratório do material coletado com o seguinte resultado:

$$K_{\text{areia}} = 1,2 * 10^{-5} \text{ m/s (ensaio de percolação, anexo 03)}$$

Percebe-se que o resultado é bem similar ao que foi encontrado.

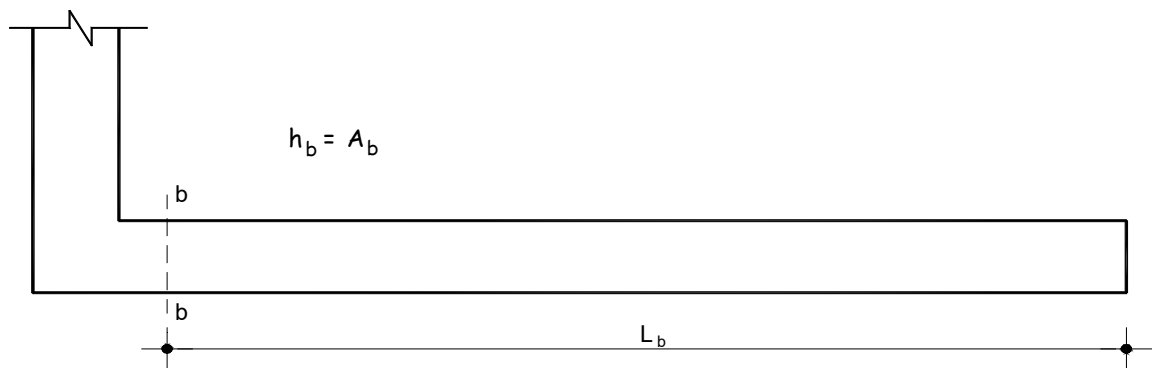
$$Q = K \cdot i \cdot L$$

$$L = \frac{Q}{K \cdot i} = \frac{6,18 \cdot 10^{-7}}{1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 1,00} = 0,0515 \text{ m}$$

Como o método executivo do filtro vertical é realizado pela escavação de camadas de solo homogêneas e compactadas do maciço de terra durante a sua execução, adotou-se uma largura de $L = 0,60 \text{ m}$. Esse valor foi adotado, porque no mercado, a largura média das conchas utilizadas em retroescavadeiras é a partir dessa medida.

10 – DIMENSIONAMENTO DO TAPETE HORIZONTAL

A vazão na seção final do tapete é de $6,18 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s} \times \text{m}$



$$L_b = 18,35 \text{ m}$$

A fórmula abaixo é utilizada para calcular a condutibilidade hidráulica (k), sendo uma propriedade fundamental dos materiais porosos, como solos e rochas. Está relacionada a Lei de Darcy, que descreve o fluxo de água através de um meio poroso.

$$K_b = \frac{Q}{i \cdot A_b}$$

Onde:

K_b (m/s): Condutividade hidráulica ou permeabilidade do meio poroso. Indica a facilidade com que a água pode fluir através do material.

Q (m^3/s): Vazão de água. É a quantidade de água que passa através de da seção do tapete por unidade de tempo.

i (adimensional): Gradiente hidráulico, definido como a diferença de carga hidráulica (altura) dividida pela distância ao longo da qual a diferença ocorre.

A (m^2): Área da seção transversal do fluxo. É a área através da qual a água está fluindo

E, como é utilizado uma seção de análise unitária, temos que:

$$h_b = A_b$$

$$i = \frac{h_b}{L_b}$$

Substituindo na fórmula acima, temos:

$$K_b = \frac{Q_b}{\left(\frac{h_b}{L_b}\right) * A_b} = \frac{Q_b * L_b}{h_b^2}$$

$$h_b^2 = \frac{Q_b * L_d}{K_d}$$

Sendo h^2 : O quadrado da carga hidráulica, que representa a altura do tapete horizontal desejada e K_d o coeficiente de permeabilidade da areia utilizada no tapete horizontal.

$$h_b = \sqrt{\frac{6,18 * 10^{-7} * 18,35}{1,2 * 10^{-5}}} = 0,97 \text{ m}$$

Será adota a espessura total de 1,00m para o tapete horizontal.

11 – COTA DO VOLUME MORTO

Volume morto é um termo usado principalmente no contexto de reservatórios e barragens para descrever a porção de água que fica abaixo do nível mínimo operacional do reservatório, ou seja, é a quantidade de água que não pode ser

utilizada para abastecimento ou irrigação por meios convencionais. Esse volume não é considerado disponível para o uso corrente, porque está abaixo do ponto em que as comportas ou tomadas de água da barragem conseguem acessar.

Não existe um percentual único que se deva seguir para escolha do volume morto a ser empregado em um reservatório, em geral, varia de 5% a 15% da capacidade operacional.

Como o riacho Oitis pode fornecer um volume afluyente médio anual mais que duas vezes a capacidade de armazenamento da barragem, a cota do volume morto foi definida em 148,00m acumulando 158.153,64 m³ o que corresponde à 6,75% do volume máximo, sendo a diferença perdida ao ano facilmente repostada no período de chuvoso.

Um dos fatores relevantes que objetivaram a adoção da cota 148,00 m como sendo ideal a implantação da tomada d'água, é a inclinação mais íngreme das ombreiras direita e esquerda, e caso venha a ser deslocada, aumentaria a energia de queda para dissipação no rio.

12 – TOMADA D'ÁGUA

A tomada d'água será implantada na estaca 16+10,00 do eixo barrável, com extensão de 48,00 m de tubulação. A tomada d'água consistirá de uma galeria tubular de diâmetro de $\phi = 300\text{mm}$ de ferro fundido PN10. O eixo da galeria ficará na cota 148,00m. Toda tubulação será envelopada em concreto estrutural. A tomada d'água foi projetada para regularizar uma vazão média de 0,13 m³/s.

No lado de jusante, serão instalados os equipamentos hidromecânicos de controle de vazão. Composto por um registro de gaveta e uma válvula borboleta. Será construída uma caixa de concreto armado em jusante formada de três células. A primeira alojará os equipamentos hidromecânicos. A segunda haverá um anteparo para dissipação da energia cinética. A terceira célula será um tanque tranquilizador que terá na saída um medidor de vazão através de um vertedouro triangular isósceles (Figura 12.1a)

12.1 – Dimensionamento Hidráulico da galeria.

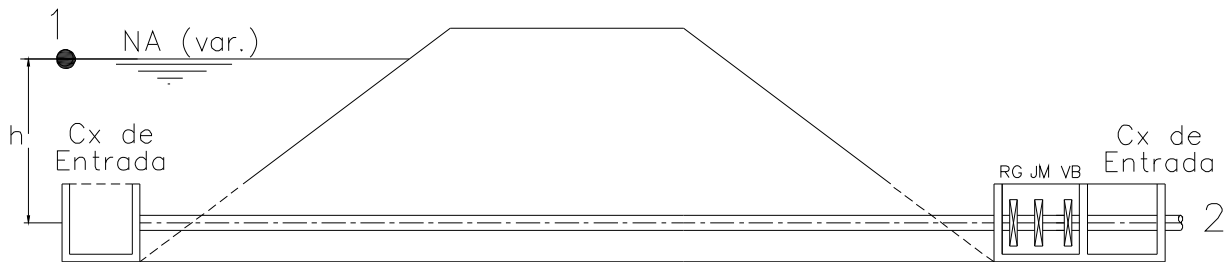


Figura 12.1a – Esquema de montagem da tomada d'água

Considerando a válvula borboleta e os registros de gaveta totalmente abertos, e, com o nível máximo de operação na cota 154,00 m, e vazão a ser regularizada de 0,035 m³/s/ano com 90%, dimensiona-se o tubo para passar essa vazão com velocidade de 2,0 m/s.

$$Q = V * S$$

Onde:

Q (m³/s): Vazão

V (m/s): Velocidade

S (m²): Área da seção do tubo

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

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

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

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,035}{\pi * 2,0}} = 0,15 \text{ m}$$

Será adotado um tubo com diâmetro D = 200 mm.

Determinação das vazões e velocidade para as cotas de 154,00 m a 148,00 m com a válvula borboleta e o registro de gaveta totalmente abertos.

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:

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V_2^2}{2g}$$

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

Ki = coeficiente de perda de carga localizada.

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

$$K_3 = \text{Válvula Borboleta} = 0,36$$

$$K_4 = \text{Registro de Gaveta} = 0,10$$

$$K_5 = \text{Saída} = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$

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

$$h_t = f * \frac{42}{0,20} * \frac{V_2^2}{2g} + 2,91 * \frac{V_2^2}{19,62}$$

$$h_t = 10,70 * f * V_2^2 + 0,15 * V_2^2$$

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

$$z = 0,15 * V_2^2 + 10,70 * f * V_2^2$$

$$V_2 = \left[\frac{z}{(0,15 + 10,70f)} \right]^{1/2}$$

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.

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

Onde:

Re = Número de Reynolds

ν = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

$$\nu = 8,07 * 10^{-7} m^2/s$$

Do ábaco de Rugosidade (Relativa x Diâmetro), tem-se para a tubulação de $\phi=200$ mm, $\frac{e}{D}=0,00023$

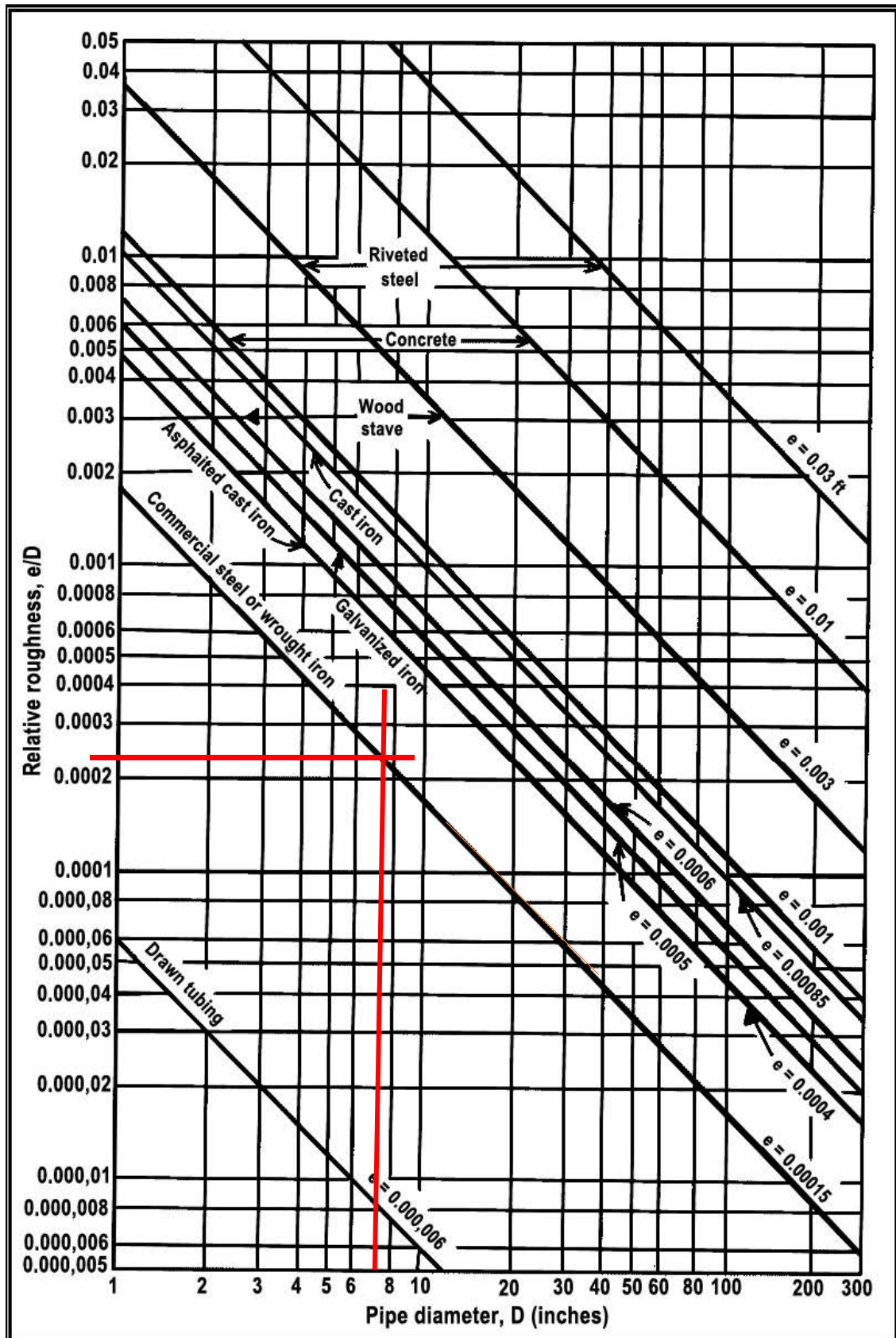


Figura 12.1b – Ábaco de rugosidade relativa.

Fonte: Engineering Data Book – Gas Processor Suppliers

Para $z = 6,00 \text{ m}$ (cota 154,00), adotando $f=0,03$ tem-se:

$$V_2 = \frac{6,00}{0,15 + 10,70 \times 0,03}^{\frac{1}{2}} = 3,57 \text{ m/s}$$

Para $V_2 = 3,57 \text{ m/s}$

$$Re = \frac{3,57 \times 0,2}{8,07 \times 10^{-7}} = 8,8 \times 10^5$$

Para $Re = 8,8 \times 10^5$ e $\frac{e}{D} = 0,00023$

Do ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se:

$$f = 0,0153$$

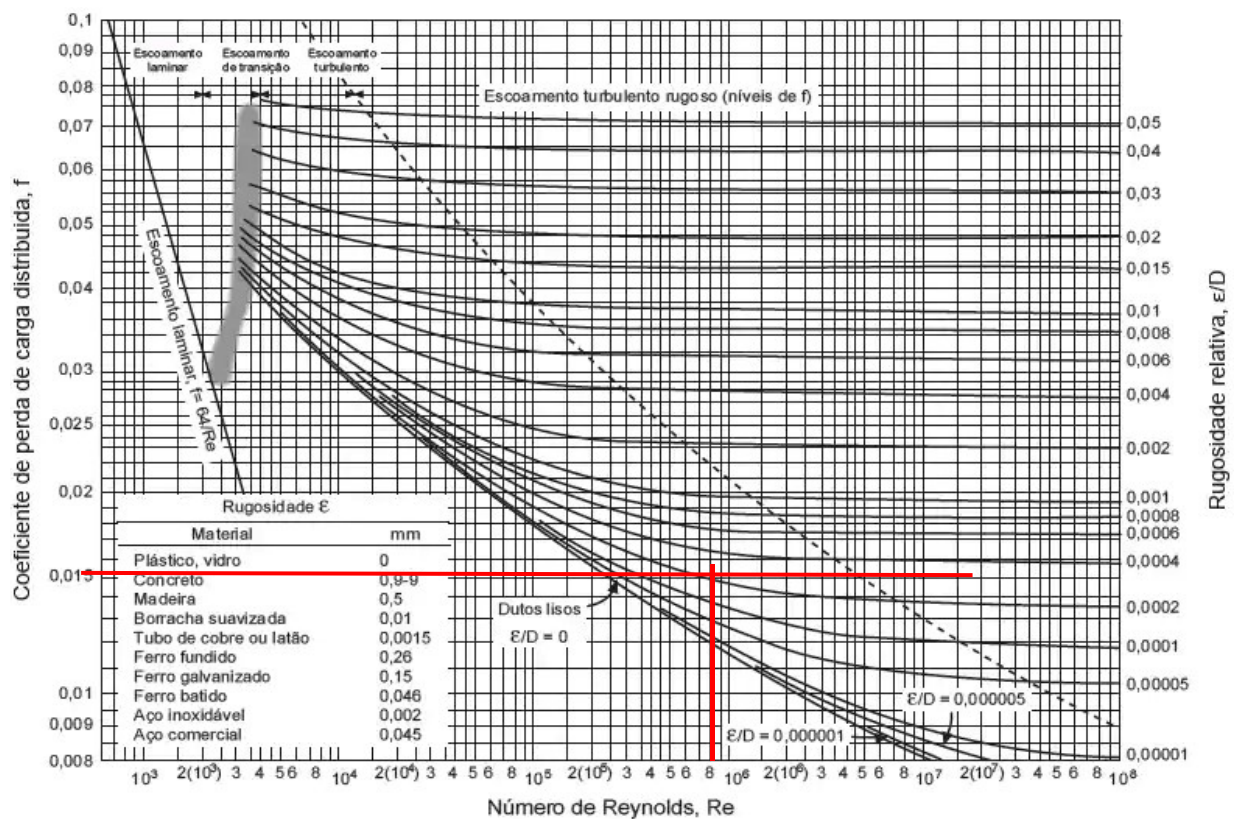


Figura 12.1c – Ábaco de Moody, coeficiente de perda de carga distribuída

Para $f = 0,0153$ tem-se:

$$V_2 = \frac{6,00}{0,15 + 10,70 \times 0,0153}^{\frac{1}{2}} = 4,37 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{4,37 \times 0,20}{8,07 \times 10^{-7}} = 1,08 \times 10^6$$

Do Ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se $f \approx 0,015$. Esse valor está bem próximo da primeira leitura.

Isso significa que a velocidade (V_2) encontrada está ajustada pelo coeficiente de atrito linear (f), a rugosidade relativa e o Número de Reynolds.

A vazão efetiva é dada pela equação:

$$Q = V * S$$

Onde:

Q (m^3/s): Vazão

V (m/s): Velocidade (encontrada pelo ajuste no Ábaco de Moody).

S (m^2): Área da seção do tubo. ∴ Para um tubo com $\varnothing 200$ mm, temos: $S = 0,0314 \text{ m}^2$

Logo, para a cota 154,00.

$$Q = V * S$$

$$Q = 4,37 * 0,0314 = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esse procedimento foi repetido de forma semelhante da cota 148,00 m a 154,00 m.

Os resultados estão resumidos no Quadro 12.1.

Cota x Vazão x Velocidade da tomada d'água. Tubulação $\varnothing 200$ mm.		
Cota (m)	Vazão Efetiva (m^3/s)	Velocidade (m/s)
154,00	0,137	4,37
153,00	0,126	4,00
152,00	0,112	3,57
151,00	0,096	3,08
150,00	0,078	2,50
149,00	0,060	1,76
148,00	0,000	0,00

Quadro 12.1a – Vazões e velocidade de escoamento. Tubulação com $\varnothing 200$ mm.

Encontrada as vazões efetivas para todas as diferenças de potenciais (Δh), no intervalo entre a cota da tubulação (148,00 m) e a cota de soleira (154,00 m), como demonstrada no Quadro 12.1 acima, podemos resolver a relação vazão x tempo x rebaixamento, conforme o Quadro 12.2, onde:

- a) **Área (m^2):** equivale a área correspondente para cota especificada.
- b) **Volume parcial (m^3):** é relacionado ao volume de armazenamento do reservatório a cada diferença unitária de um metro.
- c) **%:** representativo percentual acumulado em que cada metro de coluna d'água influi sobre a capacidade total de armazenamento do reservatório.
- d) **Altura (m):** tomando como altura 0,00 m o eixo da tubulação (cota 148,00 m), até a cota de soleira, altura 6,00 m. Essa é a diferença potencial para cada metro de coluna d'água.
- e) **Vazão fictícia (m^3/s):** seria a vazão que ocorre na galeria sem levar em consideração as perdas de carga. Calculado como um extravasor tipo orifício. Considerando, o tubo com diâmetro $\varnothing 200$ mm, coeficiente de descarga (C_d) = 0,62 e a equação:
$$Q = C_d * A_{\text{tubo}} * \sqrt{2 * g * h}$$
- f) **Vazão efetiva (m^3/s):** valores encontrados segundo a metodologia aplicada acima, resultando no Quadro 12.1.
- g) **Tempo (H) p/ reb. 1m:** Tempo médio necessário (em horas) para o rebaixamento do volume parcial para cada diferença de altura unitária, escoado através da vazão efetiva encontrada. Dado pela equação
$$g = \frac{\frac{b}{f}}{3.600}, \text{ em horas}$$
- h) **Tempo (H) p/ reb. 15 cm:** Tempo médio necessário para rebaixar 15 cm, considerando a coluna (g) com o tempo dados em horas. Segundo Sherand, uma barragem é sujeita a um rebaixamento rápido quando a velocidade de depleciamento é superior a 15cm/dia.
- i) **Tempo (dias) para reb. cm:** Tempo médio (em dias) para que ocorra o rebaixamento de 15 cm do reservatório dentro de cada faixa especificada.

DIMENSIONAMENTO DA TOMADA D'ÁGUA E ANÁLISE DE REBAIXAMENTO - BARRAGEM OITIS - MUCAMBO-CE											
COTA (m)	ÁREA (m²)	VOLUME PARCIAL (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)	%	ALTURA (m)	VAZÃO FICTÍCIA (m³/s)	VAZÃO EFETIVA (m³/s)	TEMPO (H) P/ REB. 1M	TEMPO (H) P/ REB. 15CM	TEMPO (DIAS) P/ REB. 15CM	OBSERVAÇÕES
144,00	0,00		0,00				Moody				
145,00	5.345,26	2.672,63	2.672,63	0,11%							
146,00	28.814,00	17.079,63	19.752,26	0,84%							
147,00	64.676,18	46.745,09	66.497,35	2,84%							
148,00	118.636,40	91.656,29	158.153,64	6,75%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Tom. D'água
149,00	182.027,05	150.331,73	308.485,37	13,17%	1,00	0,19	0,14	215,12	32,27	1,34	
150,00	249.699,08	215.863,07	524.348,43	22,39%	2,00	0,27	0,19	218,42	32,76	1,37	
151,00	350.088,72	299.893,90	824.242,33	35,20%	3,00	0,15	0,24	557,46	83,62	3,48	
152,00	443.670,08	396.879,40	1.221.121,73	52,14%	4,00	0,17	0,28	638,90	95,84	3,99	
153,00	559.803,21	501.736,64	1.722.858,37	73,57%	5,00	0,19	0,32	722,43	108,36	4,52	
154,00	678.306,44	619.054,82	2.341.913,19	100,00%	6,00	0,21	0,35	813,69	122,05	5,09	Vertedouro
155,00	805.187,65	741.747,05	3.083.660,24	131,7%							
156,00	929.072,24	867.129,94	3.950.790,18	168,7%							
Tempo completo para o total esvaziamento								3.166,02	em horas, que é igual a (dias)		131,92
Dados:											
c	0,62				OBS:	Para que o rebaixamento do reservatório seja caracterizado como um rebaixamento rápido, o nível de água variável em um dia tem que ser maior e/ou igual a 15cm, o que não ocorre no caso da barragem Oitis.					
Ø	200,00	mm									

Quadro 12.1b – Tempo de rebaixamento. Tubulação com Ø200 mm.

Embora a tubulação com diâmetro de Ø200 mm seja suficiente quanto a vazão regularizada para a tomada d'água, não atende de forma satisfatória a Portaria nº 2.003/SRH/CE de 24 de setembro de 2021, no qual dispõe sobre o dimensionamento da estrutura de tomada d'água nos projetos de requerimento de outorga de execução de obras e/ou serviços de interferência hídrica de barragens onde essas estruturas tenham capacidade de esvaziamento do reservatório em até 90 dias. Nessa configuração, o esvaziamento do reservatório se daria em ≈3.166,02 horas e/ou ≈131,92 dias (conforme o Quadro 12.2 acima).

Para atender a portaria acima, faremos os mesmos passos verificados anteriormente adotando uma tubulação de diâmetro superior. Será analisada para D = 300 mm.

Determinação das vazões e velocidade para as cotas de 154,00 m a 148,00 m com a válvula borboleta e o registro de gaveta totalmente abertos.

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:

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

$$V_1 \cong 0$$

h_f = perda de carga por fricção

h_L = perda de carga localizada.

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

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_L = \sum K_i \frac{V_2^2}{2g}$$

K_i = coeficiente de perda de carga localizada.

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

$$K_3 = \text{Válvula Borboleta} = 0,36$$

$$K_4 = \text{Registro de Gaveta} = 0,10$$

$$K_5 = \text{Saída} = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$

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

$$h_t = f * \frac{42}{0,30} * \frac{V_2^2}{2g} + 2,91 * \frac{V_2^2}{19,62}$$

$$h_t = 7,13 * f * V_2^2 + 0,15 * V_2^2$$

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

$$z = 0,15 * V_2^2 + 7,13 * f * V_2^2$$

$$V_2 = \left[\frac{z}{(0,15 + 7,13f)} \right]^{1/2}$$

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 Reynolds

ν = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

$$\nu = 8,07 \cdot 10^{-7} m^2/s$$

Do ábaco de Rugosidade (Relativa x Diâmetro), tem-se para a tubulação de $\phi=300mm$, $\frac{e}{D}=0,00015$

Para $z = 6,00$ m (cota 154,00), adotando $f=0,03$ tem-se:

$$V_2 = \left[\frac{6,00}{0,15 + 7,13 \times 0,03} \right]^{1/2} = 4,06 m/s$$

Para $V_2 = 4,06 m/s$

$$Re = \frac{4,06 \times 0,30}{8,07 \times 10^{-7}} = 1,5 \times 10^6$$

Para $Re = 1,5 \times 10^6$ e $\frac{e}{D} = 0,00015$

Do ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se:

$$f = 0,0140$$

Para $f = 0,0140$ tem-se:

$$V_2 = \left[\frac{6,00}{0,15 + 7,13 \times 0,0140} \right]^{1/2} = 4,9 m/s$$

$$Re = \frac{4,9 \times 0,30}{8,07 \times 10^{-7}} = 1,82 \times 10^6$$

Do Ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se $f \cong 0,0140$ OK!

Isso significa que a velocidade (V_2) encontrada está ajustada pelo coeficiente de atrito linear (f), a rugosidade relativa e o Número de Reynolds.

A vazão efetiva é dada pela equação:

$$Q = V * S$$

Onde:

Q (m^3/s): Vazão

V (m/s): Velocidade (encontrada pelo ajuste no Ábaco de Moody).

S (m^2): Área da seção do tubo

Logo, para a cota 154,00.

$$Q = V * S$$

$$Q = 4,9 * 0,071 = 0,36 \text{ m}^3/s$$

Esse procedimento foi repetido de forma semelhante da cota 148,00 m a 154,00 m.

Os resultados estão resumidos no Quadro 12.1.

Cota x Vazão x Velocidade da tomada d'água. Tubulação com Ø300 mm.		
Cota (m)	Vazão Efetiva (m^3/s)	Velocidade (m/s)
154,00	0,36	4,90
153,00	0,33	4,47
152,00	0,29	4,00
151,00	0,25	3,47
150,00	0,20	2,83
149,00	0,15	1,95
148,00	0,00	0,00

Quadro 12.1c – Vazões e velocidade de escoamento. Tubulação com Ø300 mm.

Encontrada as vazões efetivas para todas as diferenças de potenciais (Δh), no intervalo entre a cota da tubulação (148,00 m) e a cota de soleira (154,00 m), como demonstrada no Quadro 12.1c acima, podemos resolver a relação vazão x tempo x rebaixamento, conforme o Quadro 12.1d, onde:

DIMENSIONAMENTO DA TOMADA D'ÁGUA E ANÁLISE DE REBAIXAMENTO - BARRAGEM OITIS - MUCAMBO-CE											
COTA (m)	ÁREA (m²)	VOLUME PARCIAL (m³)	VOLUME ACUMULADO (m³)	%	ALTURA (m)	VAZÃO FICTÍCIA (m3/s)	VAZÃO EFETIVA (m3/s)	TEMPO (H) P/ REB. 1M	TEMPO (H) P/ REB. 15CM	TEMPO (DIAS) P/ REB. 15CM	OBSERVAÇÕES
144,00	0,00		0,00				Moody				
145,00	5.345,26	2.672,63	2.672,63	0,11%							
146,00	28.814,00	17.079,63	19.752,26	0,84%							
147,00	64.676,18	46.745,09	66.497,35	2,84%							
148,00	118.636,40	91.656,29	158.153,64	6,75%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Tom. D'água
149,00	182.027,05	150.331,73	308.485,37	13,17%	1,00	0,19	0,15	278,39	41,76	1,74	
150,00	249.699,08	215.863,07	524.348,43	22,39%	2,00	0,27	0,20	299,81	44,97	1,87	
151,00	350.088,72	299.893,90	824.242,33	35,20%	3,00	0,34	0,25	333,22	49,98	2,08	
152,00	443.670,08	396.879,40	1.221.121,73	52,14%	4,00	0,39	0,29	380,15	57,02	2,38	
153,00	559.803,21	501.736,64	1.722.858,37	73,57%	5,00	0,43	0,33	422,34	63,35	2,64	
154,00	678.306,44	619.054,82	2.341.913,19	100,00%	6,00	0,48	0,36	477,67	71,65	2,99	Vertedouro
155,00	805.187,65	741.747,05	3.083.660,24	131,7%							
156,00	929.072,24	867.129,94	3.950.790,18	168,7%							
			Tempo completo para o total esvaziamento					2.191,57	em horas, que é igual a (dias)		91,32
Dados:											
c	0,62				OBS:	Para que o rebaixamento do reservatório seja caracterizado como um rebaixamento rápido, o nível de água variável em um dia tem que ser maior e/ou igual a 15cm, o que não ocorre no caso da barragem Oitis.					
Ø	300,00	mm									

Quadro 12.1d – Tempo de rebaixamento. Tubulação com Ø300 mm.

De acordo com a Tabela 12.1d acima, seguindo os passos (a-i) para encontrar a vazão efetiva pelo ábaco de Moody, o esvaziamento do reservatório se daria em ≈2.191,57 horas e/ou ≈91,32 dias. Esse valor ainda é acima do recomendado pela Portaria da SRH/CE, mas ocorre numa variação de apenas + 1,4% da desejada. Logo, o diâmetro da galeria será de 300 mm.

De acordo com o Quadro 12.1d, a pior situação encontrada se daria no último metro de coluna d'água acima da tomada d'água, mesmo assim, temos um índice de rebaixamento de 1,74 dias para rebaixar 15, não caracterizando um rebaixamento rápido. Conforme cálculo abaixo.

Volume armazenado $\text{Cota 148 / cota 149} = 150.331,73 \text{ m}^3$

Vazão efetiva média $\text{cota 148 / cota 149} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$

Tempo em horas para rebaixar essa vazão: $(150.331,73/0,15)/3.600 = 278,39 \text{ horas}$

Tempo em horas para rebaixar 15 cm de coluna d'água = $278,39 \cdot 15 = 41,76 \text{ horas}$

Tempo em dias para rebaixar 15 cm de coluna d'água = $41,76 / 24 = 1,74 \text{ dias}$.

Quando uma barragem é submetida a um rebaixamento rápido (>15 cm diários), a pressão da água nas fundações e taludes da barragem é drasticamente reduzida, mas a resposta dos materiais do solo nem sempre acompanham essa velocidade. Como resultado, o gradiente hidráulico pode gerar forças de sucção que desestabilizam a estrutura, levando ao risco de deslizamentos ou rupturas.

O fator de segurança para análise da condição de rebaixamento rápido no talude de montante é $FS = 1,1$ (U.S.Army Corps of Engineers). Na análise realizada para a Barragem Oitis, o fator de segurança encontrado é de $FS = 1,376$, o que nos dá uma condição de “estável”.

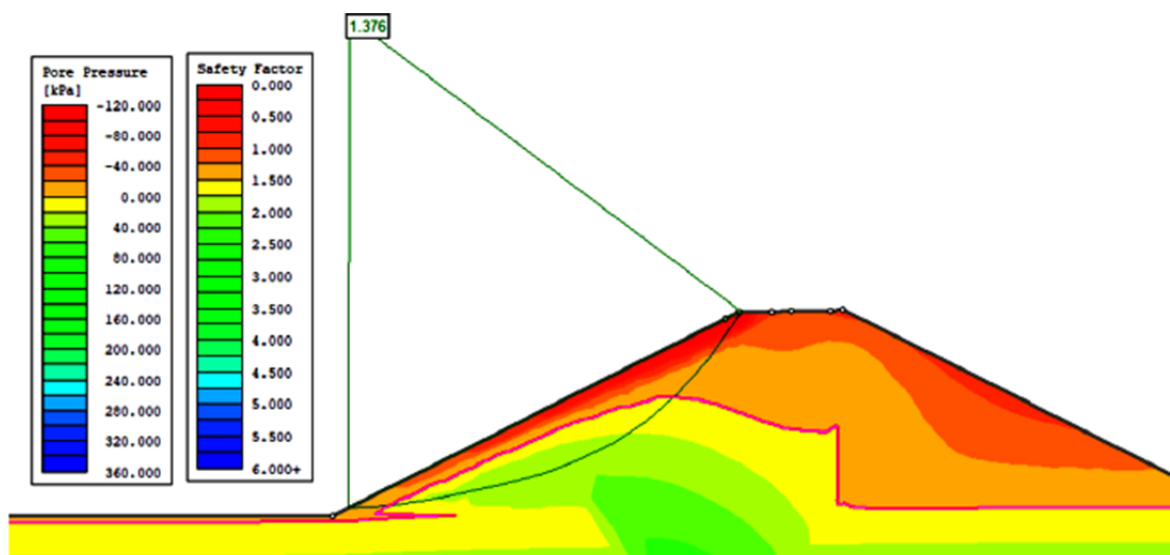


Figura 12.1d – Seção homogênea para reb. rápido. FS-1,376

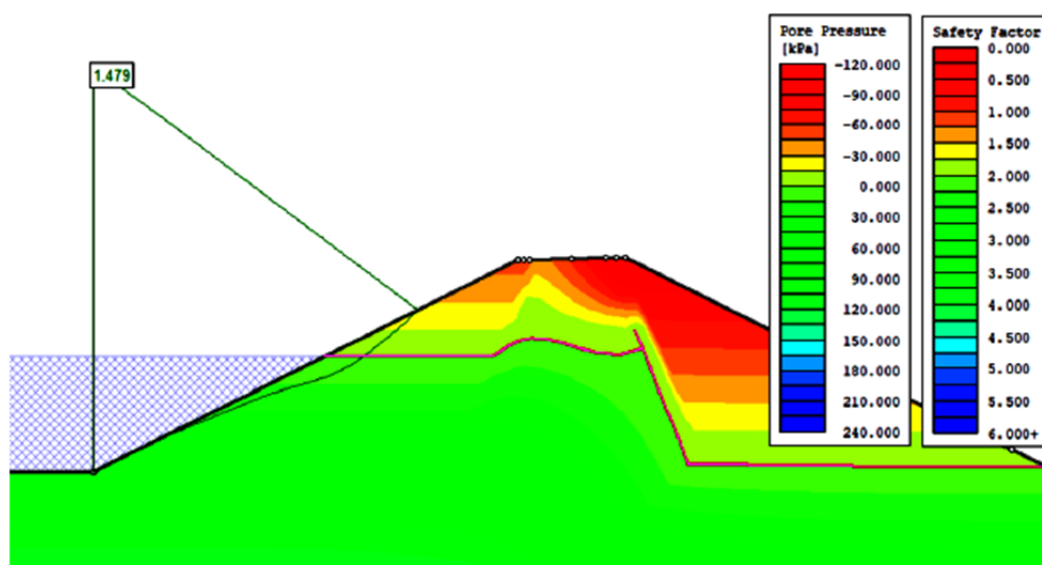


Figura 12.1e – Seção zoneada (abraço dos muros) para reb. rápido. FS-1,479

O gráfico representado na Figura 12.1d, demonstra a curva cota x vazão da tomada d'água. Percebe-se que a curva do gráfico é formada por uma função exponencial, e quanto maior é a coluna d'água, maior é a vazão de descarga.

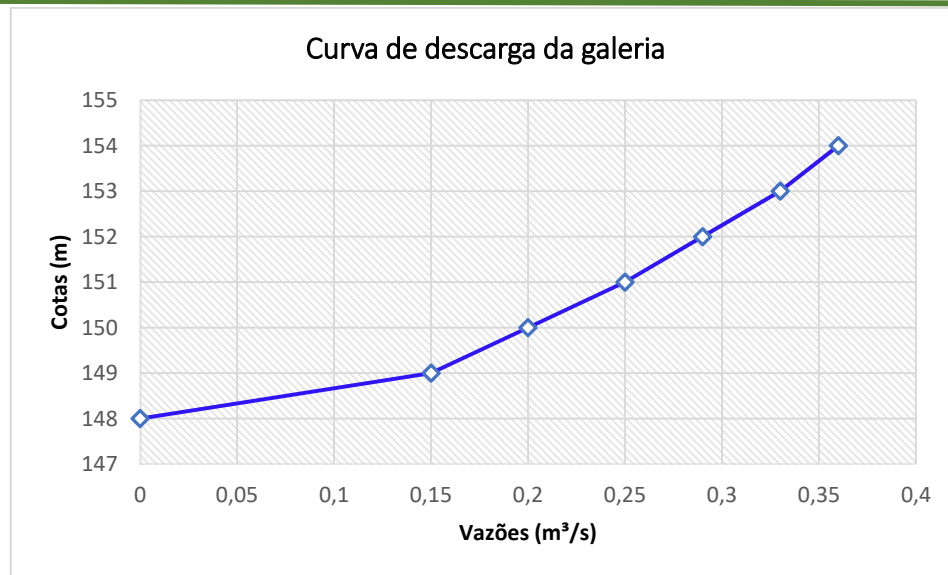


Figura 12.1f – Curva de descarga da galeria

12.2 – Dimensionamento Estrutural

A galeria foi dimensionada considerando a tubulação funcionando na seção mais carregada. Ver seção esquemática. O modelo é usualmente aplicado com sucesso a vários projetos de barragens do sistema SRH.

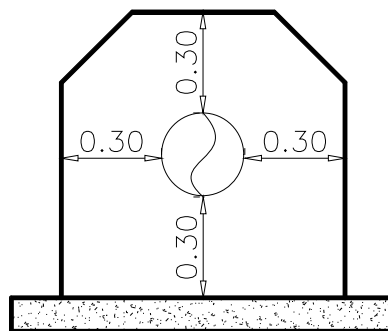


Figura 12.2 – Esquemático do envelopamento da tubulação

A galeria está submetida a tensão vertical $\sigma_v = 15,44tf / m^2$.

O ensaio de SPT mais próximo foi de 51/10, ou seja, com 51 golpes não foi possível penetrar os 30 cm desejados, nesse caso poderíamos determinar que o ensaio tem como resultado “impenetrável ao trépano de lavagem. O material coletado foi classificado como uma areia argilosa rija.

Segundo MORRISON (1993), a tensão admissível dentro do bulbo de pressão no solo pode ser conhecida pela expressão empírica.

$$\delta = 0,20 \times \text{NSPT} \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

Sendo:

δ : Tensão admissível do solo;

NSPT: Número do SPT encontrado no ensaio.

Logo, temos:

$$K = 0,2 \times 51 = 10,2 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)} = 102 \text{ tf/m}^2 \approx 1 \text{ Mpa}$$

Desta forma, apenas o concreto de envelopamento da galeria poderia resistir aos esforços de compressão, sendo esse o único esforço esperado para uma estrutura totalmente apoiada. Outrossim, os solos não tem garantia de serem homogêneos em toda extensão da galeria, com isso foi adicionado ao envelopamento barras de aço longitudinais e transversais com Ø10 mm distribuídos a cada 20cm, em todo perímetro do envelopamento, evitando fissuras no concreto.

12.3 – Canal da tomada d'água

Para a implantação da tomada d'água, foi projetado um canal escavado com extensão de $\approx 300\text{m}$, com largura de base de 3,0 m, com taludes de 1,0 (V) : 1,5 (H) e escavado até a cota 147,45 m até a caixa de jusante. Para a dissipação, a partir da caixa de jusante, terá declividade de 1%.

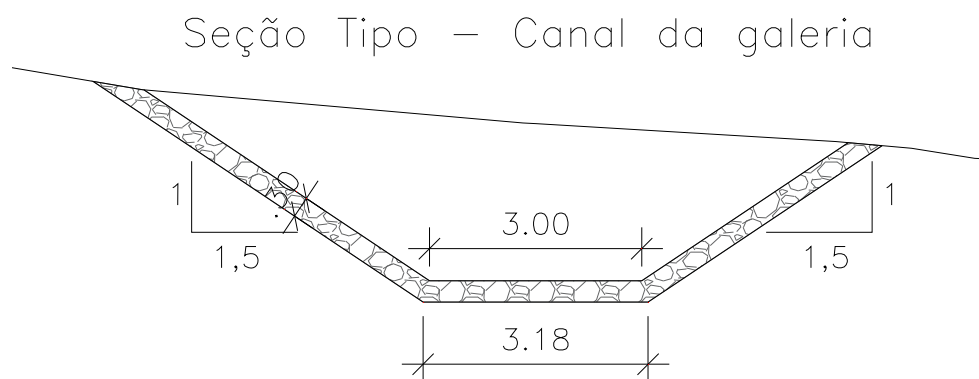


Figura 12.3 – Seção tipo do canal da galeria

Com base nas informações da geometria do canal demonstrada na Figura 12.3 acima, poderemos utilizar a fórmula de Manning pra encontrar a profundidade (y) que resulta na vazão desejada de 0,36 m³/s (reservatório cheio na cota de soleira).

A fórmula de Manning para calcular a vazão (Q) é:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

Sendo:

Q: Vazão

n: coeficiente de rugosidade (0,035 para blocos de rocha)

A: área molhada

R_h: raio hidráulico

i: declividade do canal (1% ou 0,01)

Cálculo da área molhada (A)

$$A = y \cdot (b + z \cdot y)$$

Para se chegar à vazão desejada de 0,36 m³/s faremos o cálculo por iteração, atribuindo valores de altura da lâmina d'água (y).

Considerando y=0,15 m, b=3,00 m e a inclinação dos taludes z=1,5 m. Temos:

$$A = 0,15 * (3,00 + 1,50 * 0,15) = \mathbf{0,4837 \, m^2}$$

Cálculo do perímetro molhado (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 3,00 + 2 * 0,15 * \sqrt{1 + 1,5^2} = \mathbf{3,54 \, m}$$

Cálculo do raio hidráulico (R_h)

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$R_h = \frac{0,4837}{3,54} = 0,137 \text{ m}$$

Cálculo da vazão (Q)

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,035} * 0,4837 * 0,137^{2/3} * 0,01^{1/2} = 0,37 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo da velocidade (m/s)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,36}{0,4837} = 0,74 \text{ m/s}$$

13 – DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

Após as prospecções de sondagens ao longo do eixo do barramento, foi detectado que a geologia local é caracterizada por não apresentar um perfil rochoso consistente com rochas sãs nas ombreiras e, o local onde foi detectado um maciço rochoso com melhor capacidade de suporte foi próximo ao leito do riacho. No entanto, é necessário que se faça um melhor mapeamento do topo rochoso durante o processo de construção do sangradouro.

Inicialmente, se pensou na construção do vertedouro na ombreira esquerda, mas devido a topografia do terreno ser mais acidentada e, após a realização da sondagem SM-05 não ter detectado nenhum leito rochoso, foi descartado a construção do vertedouro nesse local.

Na ombreira direita, a topografia local é menos acidentada, foi realizado quatro sondagens mistas, SM-01, SM-06, SM-07 e SM-08, os três últimos num eixo de estudo idealizado para implantação do vertedouro, no entanto, como ocorreu a ombreira esquerda, o topo rochoso não foi encontrado até numa profundidade de 12,00m.

Diante da falta de um topo rochoso nas ombreiras. Optou-se pela construção do vertedouro na parte central do barramento. As únicas sondagens mistas na qual

foram identificados um topo rochoso coerente, são: SM-02 (Est. 04+0,00) e SM-03 (Est.07+10,00), próxima ao leito do riacho Oitis.



Figura 13a – Corpos de prova da sondagem mista SM-02.

Como demonstrado na caixa acima, o topo rochoso se inicia a 9,10m de profundidade, na cota 138,03m. O furo foi realizado numa profundidade máxima de 11,10m.



Figura 13b – Corpos da sondagem mista SM-03.

Temos uma sondagem com o resultado mais consistente no que se refere ao topo rochoso. A profundidade do topo rochoso se iniciou na cota 136,75m.

Analisando o resultado da sondagem SM-04, verificou-se que a melhor localização do sangradouro seria entre as estacas 06+0,00 a 08+10,00 local de interceptação entre o eixo barrado e o sangradouro.

Será necessário durante a fase executiva, a realização de mais sondagens mistas na área do vertedouro e dos muros de contenções para avaliar a real situação das fundações.

A vantagem desse local no que pese, também, como sendo o único local encontrado rochas com a qualidade é, que o terreno está quase na cota do rio. Desta forma não há praticamente carga da saída da bacia de dissipação ao leito do rio. O vertedouro projetado será um perfil Creager com crista na cota 154,00 m fundado na cota $\approx 137,00$ m. As águas vertentes que passarão pelo perfil Creager descarregarão numa bacia de dissipação que ficará na cota 142,50 m e terá um muro frontal que ajudará na formação do ressalto hidráulico.

A seguir é demonstrado o dimensionamento do perfil Creager e bacia de dissipação.

13.1 - Dimensionamento do vertedouro

Para definição da seção tipo do creager, usaremos a vazão milenar.

$$\text{Vazão } Q_{1000} = 212,96 \text{ m}^3 / \text{s} \Rightarrow L = 50,00 \text{ m}$$

13.1.1 – Curvas do perfil de jusante

Dimensionamento do perfil de jusante conforme recomendações do Bureau of Reclamation.

Equação de Jusante

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

Onde H_o = carga total incluindo a carga cinética.

$$H_o = h_o + h_a$$

Para a lâmina milenar, temos $h_o = 1,56$ m

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{212,96}{50,00} = 4,26 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / \text{m}$$

$$V_a = \frac{q}{P+h_0}$$

Sendo $P = 11,50$ m (cota 154,00 – cota 142,50)

$$V_a = \frac{4,26}{11,50+1,56} = 0,326 \text{ m/s}$$

$$h_a = \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot (P+h_0)^2}$$

$$h_0 = \frac{18,15}{2 \cdot 9,81 \cdot 170,56} = 0,005$$

$$H_0 = 1,56 + 0,005 = 1,565 \text{ m}$$

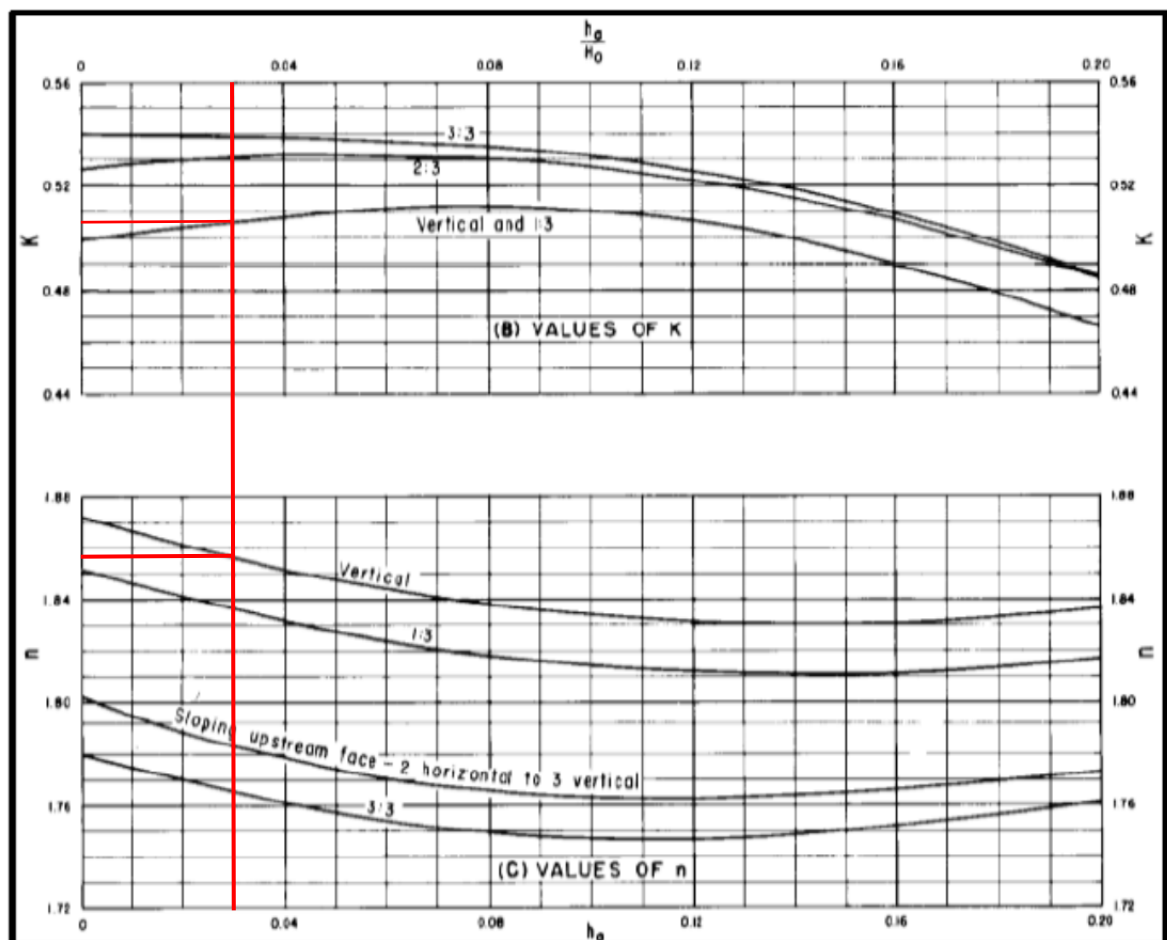


Figura 13.1.1 - Definição da curva de jusante do vertedouro tipo Creager

Fonte: United State Bureau of Reclamation (1987)

Dos ábacos do Bureau of Reclamation tira-se para $\frac{h_a}{H_o} = \frac{0,005}{1,565} = 0,003$

$K = 0,56$ e $n = 1,857$.

A equação do perfil de jusante será:

$$\frac{y}{1,565} = 0,56 * \left(\frac{x}{1,565} \right)^{1,857}$$

$$y = -0,381 * x^{1,857}$$

Considerando que o perfil da curva de jusante se desenvolverá até a inclinação igual a $-1,25$, que corresponde um talude de 1:0,8 (V:H), deve-se igualar a derivada da função a esse valor, logo tem-se:

$$\frac{d_y}{d_x} = -1,25$$

Da função do perfil de jusante tem-se:

$$\frac{dy}{dx} = -0,708 * x^{0,857}$$

Aplicando esta equação obtém-se a abcissa do ponto de tangência X_T dada por:

$$-1,25 = -0,708 * x^{0,857}$$

$$X_T = 1,766^{\frac{1}{0,857}}$$

$$X_T = 1,94 \text{ m}$$

A ordenada do ponto de tangência Y_T será:

$$Y_T = 0,381 * 1,94^{1,857} = 1,304 \text{ m}$$

O Quadro 13.1 a seguir contém pontos da curva de jusante, desde a origem até o ponto de tangência aplicando a equação do perfil de jusante.

Pontos da Curva de Jusante	
X	Y
0,00	0,00
0,25	-0,03
0,50	-0,11
0,75	-0,22
1,00	-0,38
1,25	-0,50
1,50	-0,81
1,75	-1,08
1,94	-1,30

Quadro 13.1 – Pontos da curva de jusante do perfil Creager

13.1.2 – Curvas do perfil de montante

A transição do paramento de montante entre os pontos (X_c, Y_c) e $(0,0)$ é feito por curvas circulares de raios R_1 e R_2 e construção adequada conforme recomendações do Bureau of Reclamation.

Para $\frac{h_a}{H_0}=0,003$ e dos ábacos do Bureau of Reclamation tem-se:

$$\frac{X_c}{H_0}=0,283 \therefore X_c=0,44$$

$$\frac{Y_c}{H_0}=0,127 \therefore Y_c=0,20$$

$$\frac{R_1}{H_0}=0,53 \therefore R_1=0,83$$

$$\frac{R_2}{H_0}=0,233 \therefore R_2=0,36$$

13.1.3 – Determinação do ponto B da curva reversa

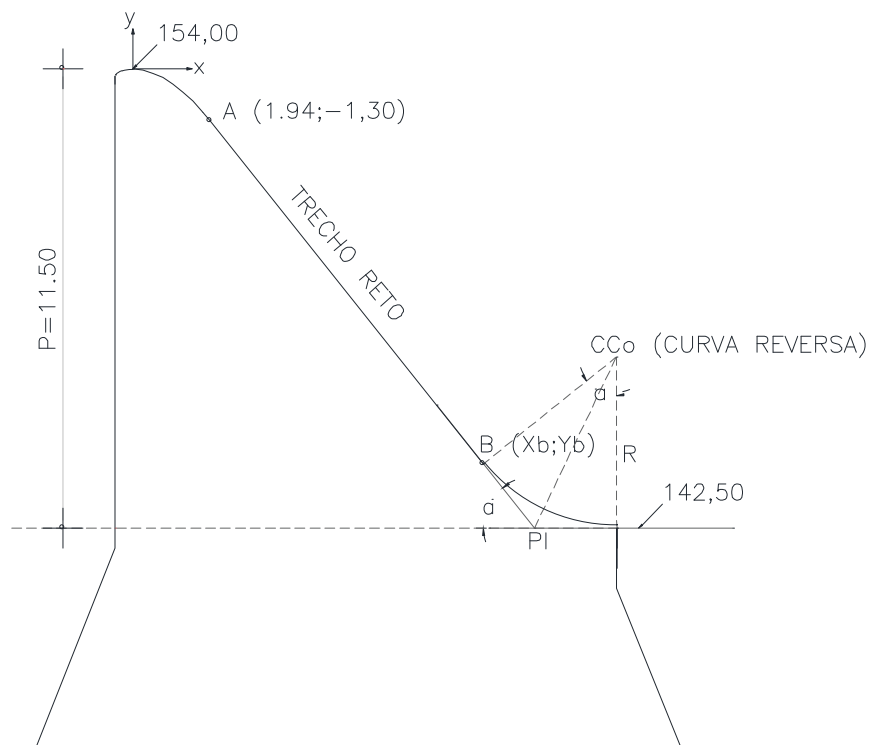


Figura 13.1.3 – Perfil Creager. Localização dos pontos A e B.

A equação da reta tangente à exponencial que contém o ponto A (1,94;-1,30) e coeficiente angular.

$$\frac{d_y}{d_x} = \frac{1}{0,80} = 0,80$$

$$\frac{y-y_a}{x-x_a} = \frac{d_y}{d_x}$$

$$y-y_a = 0,80(x-x_a)$$

$$y+1,30 = 0,80x - 1,55$$

$$y+1,30+1,55 = 0,80x$$

$$x = \frac{y+2,85}{0,80}, \text{ sendo } x = x_B \text{ e } y = y_B$$

Dados:

$$R = 4,284 \text{ m}$$

$$\alpha = 51^{\circ}20'25''$$

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{\overline{BPI}}{R}$$

Então:

$$\overline{BPI} = R \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$\overline{BPI} = 4,284 \cdot \tan\left(\frac{51^{\circ}20'25''}{2}\right) = 2,06 \text{ m}$$

$$y = \overline{BPI} \cdot \sin \alpha = 2,06 \cdot \sin(51^{\circ}20'25'') = 1,608 \text{ m}$$

$$y_B = -(P-y) = -(11,50 - 1,608) = -9,89 \text{ m}$$

Substituindo Y_B na fórmula para encontrar X_B , temos:

$$x_B = \left| \frac{y+2,85}{0,80} \right|$$

$$x_B = \left| \frac{-9,89+2,85}{0,80} \right| = 8,80$$

O ponto B, início da curva reversa tem as seguintes coordenadas: B (8,80;-9,89)

13.2 – Dimensionamento da bacia hidráulica

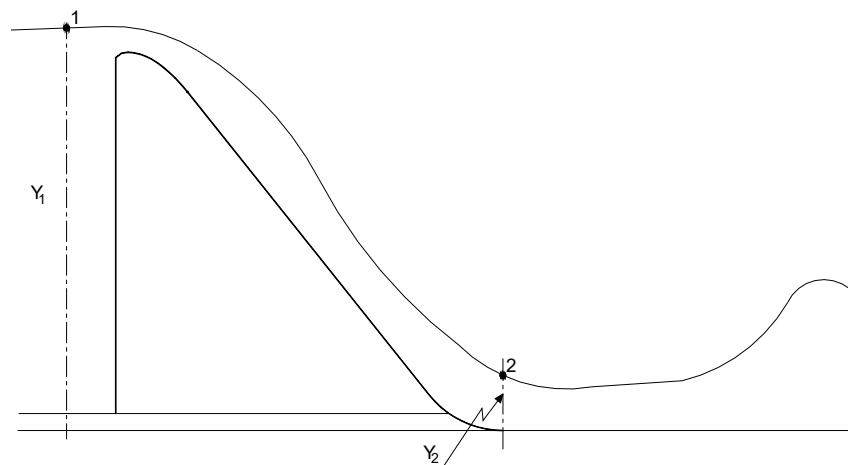


Figura 13.2a – Esquemático do fluxo de água sobre o Creager

Encontrar a velocidade e altura (y_2) para vazão $Q_{1.000}=212,96 \text{ m}^3/\text{s}$.

Aplicando a equação de Bernoulli entre os pontos 1 e 2 tem-se:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$Y_1 = 154 + 1,56 - 142,50 = 13,06 \text{ m}$$

$$q = V_2 * Y_2 * L$$

Como $L = 1,00$ (redução para cálculo)

$$V_2 = \frac{q}{Y_2}$$

Substituindo na equação da continuidade:

$$Y_1 = Y_2 + \frac{q^2}{2g * Y_2^2}$$

Com:

$$Y_1 = 13,06 \text{ m}$$

$$q = 4,26 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / \text{m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Resolvendo a equação abaixo por iteração, tem-se:

$$13,06 = Y_2 + \frac{0,925}{Y_2^2}$$

$$Y_2 = 0,27 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{q}{Y_2} = \frac{4,26}{0,27} = 15,77 \text{ m/s}$$

Os valores encontrados: $Y_2 = 0,27 \text{ m}$ e a velocidade $V_2 = 15,77 \text{ m/s}$ ocorrem antes do início do ressalto e são as variáveis necessárias para calcular o número de Froude e a altura conjugada.

Para encontrar o número de Froude, temos:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * y}} = \frac{15,77}{\sqrt{9,81 * 0,27}} = 9,69$$

Cálculo da altura conjugada

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right]$$

$$Y_2 = \frac{0,27}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \cdot 93,98} - 1 \right] = 3,57\text{m}$$

Os estudos desenvolvidos por Albert J. Peterka nos laboratórios do U.S. Bureau of Reclamation, é um dos mais influentes e amplamente usados na engenharia hidráulica para dimensionamento do ressalto hidráulico levando em consideração a altura conjugada e o número de Froude.

Com $F_r = 9,69$, tem-se:

$$\frac{L}{Y_2} = 6,20$$

$$L = 6,20 \times 3,57 = 22,13\text{m}$$

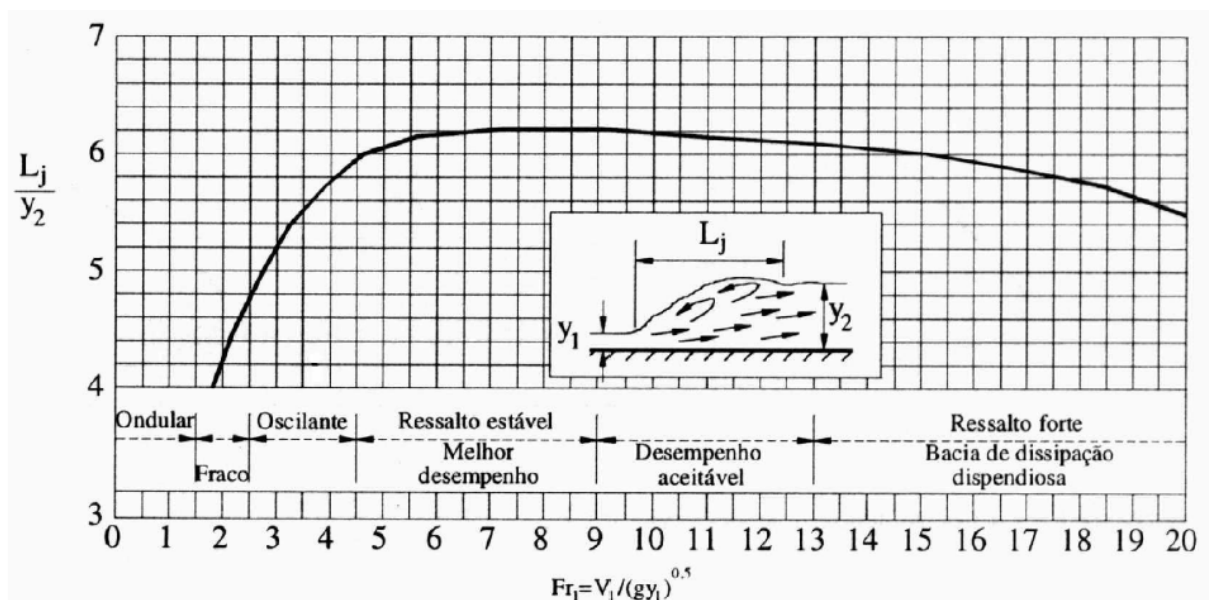


Figura 13.2b – Comprimento do ressalto hidráulico proposto pelo USBR (1955)

Fonte: Porto (1999)

Existem diversas fórmulas empíricas para encontrar o comprimento do ressalto hidráulico. A equação abaixo é bastante empregada para estimar o comprimento do ressalto hidráulico em termos de profundidade conjugada.

Atribuído ao USBR, especificamente no trabalho feito por Albert J. Peterka, publicado no manual "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" em 1958. Portanto, de forma simplificada será utilizado esta equação, sendo uma das mais utilizadas para calcular o comprimento do ressalto. A mesma metodologia foi empregada no dimensionamento do ressalto hidráulico do Açude Gameleira, semelhante a Barragem Oitis, devido a formação do ressalto ser facilitado pelo muro final da bacia de dissipação.

$$L = 5 \times (Y_2 - Y_1) = 5 \times (3,57 - 0,27) = 16,50\text{m}$$

Para facilitar o corte e dobra das armaduras durante a construção da bacia de dissipação, será adotado extensões múltiplas de 6 m, com isso será adotada uma extensão de 18,00 m que facilita a metodologia construtiva e proporciona uma maior margem de segurança em relação ao valor encontrada pela fórmula simplificada do USBR.

O canal de saída será escavado em solo, após a bacia de dissipação terá declividade de 0,09% e revestido com enrocamento numa extensão de 30,00. A espessura do enrocamento será de 75,00 cm.

A partir do término do enrocamento, o canal será em solo e manterá a mesma declividade inicial (0,09%).

O canal em toda a sua extensão tem seção trapezoidal, com base menor igual a 50,0 m e taludes transversais de 1:1,5 (V:H). A extensão do canal, partindo do fim da mureta é de 329,35 m (Est 3+10,65 a Est 20+0,00) seguindo praticamente o leito do riacho Oitis.

13.3 – Altura do muro lateral em jusante da bacia de dissipação

Para a vazão decamilenar tem-se $Q_{10000} = 273,81\text{m}^3 / \text{s}$ e $q = 5,48\text{m}^3 / \text{s} / \text{m}$.

A altura na entrada da bacia será:

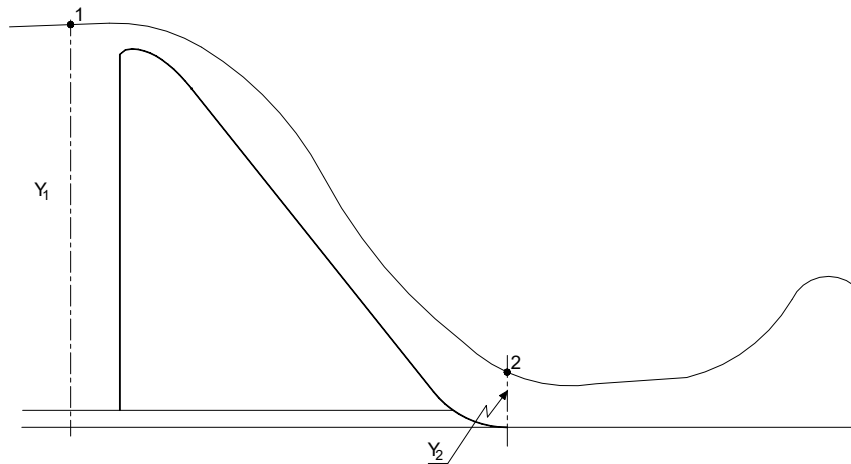


Figura 13.3 – Esquema do ressalto hidráulico

$$h_o = 1,84 \text{ m}$$

$$Y_1 = 154,00 + 1,84 - 142,50 = 13,34 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli entre os pontos 1 e 2 tem-se:

$$Y + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_1 \cong 0$$

$$V_2 = \frac{q}{Y_2}$$

$$13,55 = Y_2 + \frac{1,53}{Y_2^2}$$

Substituindo os valores conhecidos e resolvendo a equação por iteração obtém-se:

$$Y_2 = d_1 = 0,34 \text{ m}$$

A velocidade na entrada da bacia será:

$$V_2 = \frac{5,48}{0,34} = 16,12 \text{ m/s}$$

O número de Froude na entrada da bacia será:

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g y}} = \frac{16,12}{\sqrt{9,81 \times 0,34}} = 8,83$$

A altura conjugada será:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} [\sqrt{1 + 8 \times Fr^2} - 1]$$

$$d_2 = \frac{0,34}{2} \times 23,99 = 4,08\text{m}$$

A cota máxima do nível d'água na bacia será:

$$C_{\text{máx}} = 142,50 + 4,08 = 146,58\text{m}$$

Com isso, a cota do muro adotada será na cota 147,50m

13.4 – Cálculo da cota da soleira da bacia

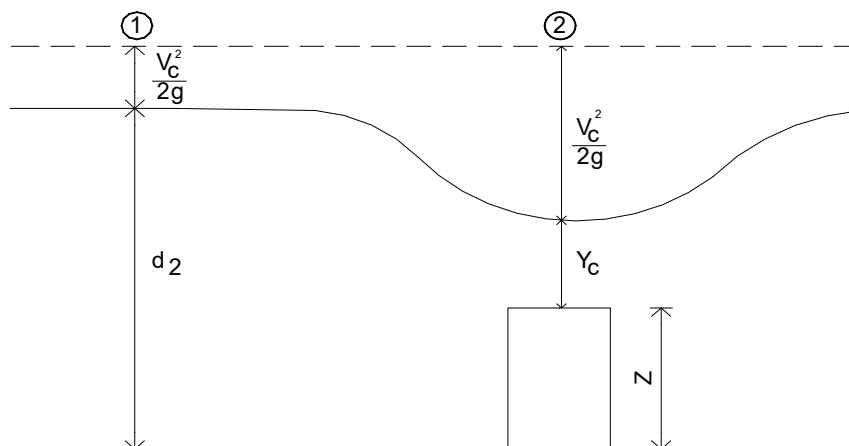


Figura 13.4 – Esquemático da soleira da bacia de dissipação

Considerando a vazão milenar, tem-se:

$$d_2 = 3,57\text{m}$$

$$V_2 = \frac{q}{d_2} = \frac{4,26}{3,57} = 1,19\text{m/s}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{1,19^2}{2 \times 9,81} = 0,072\text{m}$$

Aplicando a conservação da energia entre os pontos 1 e 2 obtém-se:

$$d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Z + Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$
$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{18,15}{9,81}} = 1,22\text{m}$$
$$V_c = \frac{q}{Y_c} = \frac{4,26}{1,22} = 3,49\text{m/s}$$

Substituindo na equação de conservação tem-se:

$$Z = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} - Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$
$$Z = 3,57 + 0,07 - 1,22 + 0,62 = 1,80\text{m}$$

A cota da soleira será:

$$C_s = 142,50 + 1,80 + 0,10 = 144,40\text{m}$$

13.4.1 – Curva de remanso

O cálculo da curva de remanso na saída da bacia de dissipação envolve a determinação do perfil da superfície da água ao longo do canal ou estrutura hidráulica, considerando a variação gradual da profundidade ao longo do canal, considerando que ocorra uma altura de escoamento crítica ao desaguar no riacho . Esse cálculo é essencial para garantir que o nível d'água seja controlado adequadamente, prevenindo problemas como transbordamentos ou erosões.

Classificação do tipo de escoamento:

- **Escoamento subcrítico:** ocorre quando a profundidade é maior que a profundidade crítica ($Y > Y_c$) e o número de Froude ($Fr < 1$).
- **Escoamento supercrítico:** ocorre quando a profundidade é menor que a crítica ($Y < Y_c$) e o número de Froude ($Fr > 1$).

Para uma curva de remanso na saída da bacia de dissipação, normalmente estamos lidando com escoamento subcrítico, pois o escoamento se acalma após a dissipação da energia produzida pelo ressalto hidráulico.

A curva de remanso é calculada a partir da equação de energia específica, que considera a variação da profundidade da água (Y), a velocidade do fluxo (V).

A equação da curva de energia específica, também conhecida como EPU (Energia Potencial Unitária):

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Onde:

E: Energia Específica (m);

y: profundidade da água (m);

V: Velocidade do escoamento (m/s);

g: aceleração da gravidade (m/s²)

Ao longo de toda extensão do canal é calculado a variação da coluna d'água. O canal de dissipação da Barragem Oitis tem extensão de 300 m até a interceptação com o leito natural do riacho.

Foi considerado um canal com seção trapezoidal com base menor igual a 50,00 m de largura e taludes laterais de 1:1 (V:H).

Para encontrara a altura crítica (Y_c) do escoamento em um canal, a energia específica deve ser mínima e o número de Froud unitário (Fr=1). O cálculo da lâmina crítica para as vazões Q_{1.000} = 212,96 m³/s e Q_{10.000} = 273,81 m³/s foi baseado na energia específica e o número de Froude. Através de iteração, atribuindo valores a Y_c aproxima-se da vazão desejada através da expressão:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b*Y_c + m*Y_c^2)^3}{(b + 2*m*Y_c)}$$

Q: vazão (m³/s);

m: inclinação dos taludes (razão horizontal : vertical);

Y_c: altura crítica;

g: força gravitacional;

Dados:

$m = 1,00$; $b = 50,00$ m; $g = 9,81$ m/s² e Q = vazões desejadas.

Vazão x coluna d'água crítica (Yc)	
Vazão (m ³ /s)	Coluna d'água crítica (Yc) (m)
273,81	1,42
212,96	1,21

Para o cálculo do remanso foi adotado o “Step Method” que é apresentado nas planilhas a seguir:

CÁLCULO DO REMANSO														
Q(m³/s) =	273,81					n			0,029		b (m) =	50		Cota Bacia
Y2	1,45					TALUDE 1:2 (V:H)	2							142,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Yc	A	P	Rh	R ^{4/3}	V	V ^{2/2} *g	E	ΔE	So	Sf	Sfmed	ΔX	X	COTA
1,42	75,033	56,350	1,332	1,465	3,65	0,679	2,099	-	0,0009	0,007645	-	0	0	143,920
1,45	76,705	56,485	1,358	1,504	3,57	0,649	2,099	0,0007	0,0009	0,007126	0,007386	0,12	0,12	143,950
1,5	79,500	56,708	1,402	1,569	3,44	0,605	2,105	0,0051	0,0009	0,006358	0,006742	0,94	1,06	144,000
1,55	82,305	56,932	1,446	1,635	3,33	0,564	2,114	0,0095	0,0009	0,005694	0,006026	1,98	3,04	144,050
1,6	85,120	57,155	1,489	1,701	3,22	0,527	2,127	0,0133	0,0009	0,005117	0,005405	3,16	6,19	144,100
1,65	87,945	57,379	1,533	1,767	3,11	0,494	2,144	0,0167	0,0009	0,004613	0,004865	4,49	10,68	144,150
1,7	90,780	57,603	1,576	1,834	3,02	0,464	2,164	0,0196	0,0009	0,004172	0,004392	6,00	16,68	144,200
1,75	93,625	57,826	1,619	1,901	2,92	0,436	2,186	0,0222	0,0009	0,003783	0,003978	7,72	24,39	144,250
1,8	96,480	58,050	1,662	1,969	2,84	0,411	2,211	0,0246	0,0009	0,003441	0,003612	9,68	34,07	144,300
1,85	99,345	58,273	1,705	2,037	2,76	0,387	2,237	0,0267	0,0009	0,003137	0,003289	11,92	45,99	144,350
1,9	102,220	58,497	1,747	2,105	2,68	0,366	2,266	0,0285	0,0009	0,002867	0,003002	14,50	60,49	144,400
1,95	105,105	58,721	1,790	2,173	2,61	0,346	2,296	0,0302	0,0009	0,002626	0,002747	17,49	77,99	144,450
2	108,000	58,944	1,832	2,242	2,54	0,328	2,328	0,0317	0,0009	0,002411	0,002519	20,98	98,97	144,500
2,05	110,905	59,168	1,874	2,311	2,47	0,311	2,361	0,0331	0,0009	0,002218	0,002315	25,08	124,05	144,550
2,1	113,820	59,391	1,916	2,380	2,41	0,295	2,395	0,0343	0,0009	0,002045	0,002131	29,96	154,01	144,600
2,13	115,574	59,526	1,942	2,422	2,37	0,286	2,416	0,0211	0,0009	0,001949	0,001997	20,13	174,15	144,630
2,15	116,745	59,615	1,958	2,450	2,35	0,280	2,430	0,0143	0,0009	0,001888	0,001918	14,46	188,61	144,650
2,19	119,092	59,794	1,992	2,506	2,30	0,269	2,459	0,0291	0,0009	0,001774	0,001831	33,25	221,85	144,690
2,23	121,446	59,973	2,025	2,562	2,25	0,259	2,489	0,0297	0,0009	0,001669	0,001721	38,59	260,44	144,730
2,27	123,806	60,15175	2,058224	2,618	2,21	0,249	2,519	0,0302	0,0009	0,001571	0,00162	45,02	305,46	144,770

CÁLCULO DO REMANSO															
Q(m³/s) =		212,96			n		0,029			b (m) =		50		Cota Bacia	142,500
Y2		1,45			TALUDE 1:2 (V:H)		2								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Yc	A	P	Rh	R ^{4/3}	V	V ^{2/2} *g	E	ΔE	So	Sf	Sfmed	ΔX	X	COTA	
1,21	63,428	55,411	1,145	1,197	3,36	0,575	1,785	-	0,0009	0,007917	-	0	0	143,710	
1,25	65,625	55,590	1,181	1,248	3,25	0,537	1,787	0,0022	0,0009	0,007098	0,007508	0,35	0,35	143,750	
1,3	68,380	55,814	1,225	1,311	3,11	0,494	1,794	0,0076	0,0009	0,006222	0,00666	1,43	1,78	143,800	
1,35	71,145	56,037	1,270	1,375	2,99	0,457	1,807	0,0123	0,0009	0,005481	0,005852	2,69	4,47	143,850	
1,4	73,920	56,261	1,314	1,439	2,88	0,423	1,823	0,0164	0,0009	0,004851	0,005166	4,14	8,61	143,900	
1,45	76,705	56,485	1,358	1,504	2,78	0,393	1,843	0,0198	0,0009	0,004311	0,004581	5,82	14,43	143,950	
1,49	78,940	56,663	1,393	1,556	2,70	0,371	1,861	0,0181	0,0009	0,003934	0,004122	5,96	20,38	143,990	
1,53	81,182	56,842	1,428	1,608	2,62	0,351	1,881	0,0198	0,0009	0,003598	0,003766	7,34	27,72	144,030	
1,56	82,867	56,977	1,454	1,648	2,57	0,337	1,897	0,0159	0,0009	0,003371	0,003484	6,43	34,15	144,060	
1,59	84,556	57,111	1,481	1,687	2,52	0,323	1,913	0,0167	0,0009	0,003161	0,003266	7,38	41,53	144,090	
1,62	86,249	57,245	1,507	1,727	2,47	0,311	1,931	0,0174	0,0009	0,002968	0,003065	8,43	49,96	144,120	
1,65	87,945	57,379	1,533	1,767	2,42	0,299	1,949	0,0181	0,0009	0,002791	0,00288	9,59	59,55	144,150	
1,69	90,212	57,558	1,567	1,821	2,36	0,284	1,974	0,0252	0,0009	0,002574	0,002682	15,03	74,58	144,190	
1,74	93,055	57,782	1,610	1,888	2,29	0,267	2,007	0,0329	0,0009	0,002333	0,002454	22,96	97,54	144,240	
1,76	94,195	57,871	1,628	1,915	2,26	0,261	2,021	0,0136	0,0009	0,002245	0,002289	10,09	107,63	144,260	
1,79	95,908	58,005	1,653	1,955	2,22	0,251	2,041	0,0208	0,0009	0,002121	0,002183	17,02	124,65	144,290	
1,83	98,198	58,184	1,688	2,009	2,17	0,240	2,070	0,0284	0,0009	0,001968	0,002045	26,60	151,25	144,330	
1,87	100,494	58,363	1,722	2,064	2,12	0,229	2,099	0,0292	0,0009	0,00183	0,001899	31,37	182,62	144,370	
1,93	103,950	58,631	1,773	2,146	2,05	0,214	2,144	0,0450	0,0009	0,001645	0,001737	60,45	243,07	144,430	
1,98	106,841	58,855	1,815328	2,214	1,99	0,202	2,182	0,0386	0,0009	0,001509	0,001577	63,37	306,44	144,480	

Os valores relacionados as colunas encontradas na tabela acima são referentes à:

1. Y_c (m): Altura crítica do escoamento. O valor inicial que se dá $\approx 300,00$ m na calha do riacho Oitis foi encontrado pela equação:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b \cdot Y_c + m \cdot Y_c^2)^3}{(b + 2 \cdot m \cdot Y_c)}$$

2. A (m²): Área molhada do canal.

$$A = b \cdot Y_c + m \cdot Y_c^2$$

3. P (m): Perímetro molhado

$$P = b + 2y \sqrt{1 + m^2}$$

4. R_h (m): Raio hidráulico

$$R_h = \frac{A}{P}$$

5. Raio hidráulico elevado a 4/3 (m):

$$R_h^{4/3}$$

6. V (m/s): Velocidade de escoamento

$$V = \frac{Q}{A} \text{ m/s}$$

7. Energia cinética por unidade de peso (m)

$$E_c = \frac{V^2}{2g}$$

8. E (m): Energia Cinética

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

9. Diferença de Energia Cinética entre os dois pontos (m);

10. S_o (m/m): Declividade do canal;

11. S_f (m/m): Perda de carga por unidade de comprimento;

12. $S_{f_{media}}$ (m/m): Perda de carga média por seguimento;

13. Δx (m): Extensão por seguimento;

14. X (m): Extensão acumulada.

Portanto, na saída da bacia hidráulica as cotas do nível d'água são:

$$C_{10.000} = 144,770 \text{ m e } C_{1.000} = 144.480 \text{ m}$$

13.5 – Dimensionamento do Enrocamento

Para dimensionamento do enrocamento do canal de restituição, foi usado o ábaco do Manual de Projeto da CETESB¹ (adaptação de PETERKA, USBR, 1958), para a velocidade $V = 3,60\text{m/s}$ que ocorre na vizinhança de mureta. Para esta velocidade verifica-se que o diâmetro da pedra média D_{50} deve ser maior ou igual a $0,45\text{ m}$. Adotando $D_{50} = 0,45\text{m}$, $D_{\text{máx}} = 0,70\text{m}$ e $D_{\text{min}} = 0,30\text{m}$ para compor o enrocamento. Os pesos das respectivas pedras, admitindo que elas tenham um volume médio entre a esfera e o cubo, são:

$$Y_{\text{rocha}} = 2.650 \text{ kg/m}^3$$

$$D_{50}=0,45 \rightarrow P=140,8 \text{ kg}$$

$$D_{\text{min}}=0,30 \rightarrow P=41,7 \text{ kg}$$

$$D_{\text{máx}}=0,70 \rightarrow P=530,0 \text{ kg}$$

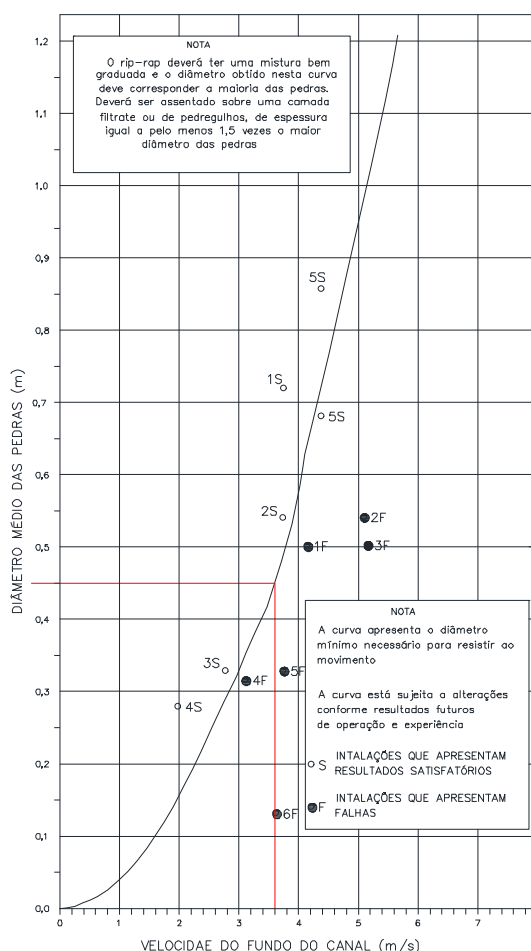


Figura 13.5 – Ábaco para dimensionamento do enrocamento.

¹ CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo

Fonte: CETESB

A granulometria do enrocamento deve obedecer à seguinte faixa granulométrica.

DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
$D_{\text{máx}} = 700$	100
$D_{50} = 450$	50
$D_{\text{min}} = 300$	0

Quadro 13.5 – Granulometria do enrocamento

13.6 – Análise da Estabilidade da seção do vertedouro

Para a análise de estabilidade, foi considerada duas situações: a primeira considerando a barragem passando a cheia decamilenar, com lâmina de 1,84 m (cota 155,84) acima da cota da soleira do vertedouro, na segunda situação, considerando a barragem com o nível d'água na cota de soleira (cota 154,00). As verificações necessárias são: quanto ao tombamento, a flutuação e ao deslizamento.

O Quadro 13.6a, representa os fatores de segurança mínimos recomendados pela NBR 13028 de acordo com as condições de carregamentos.

Condição de carregamento	Tipo de instabilidade	Fator de segurança mínimo
Condição de carregamento normal (CCN)	Tombamento	1,5
	Flutuação	1,3
	Deslizamento para $FSD \Phi^a = 1,5$ e $FSDc^a = 3,0$	1,0
	Tensão admissível	3,0
Condição de carregamento excepcional (CCE)	Tombamento	1,2
	Flutuação	1,1
	Deslizamento para $FSD \Phi = 1,1$ e $FSDc = 1,5$ (*)	1,0
	Tensão admissível	1,5
^a $FSD\Phi$ e $FSDc$ – fatores de redução da resistência por atrito e por coesão, respectivamente.		

Quadro 13.6a – Fatores de segurança (NBR 13028).

No Quadro 13.6d a seguir, são representados os coeficientes de segurança e os fatores de redução de atrito utilizados na análise de deslizamentos.

Fatores de redução e coeficientes de segurança	CC Normal	CC Excepcional	CC Limite	CC Construção
FSD _c	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD _φ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)
FSF	1,3	1,1	1,1	1,2
FST	1,5	1,2	1,1	1,3

Quadro 13.6b – Fatores de Segurança e de redução de atrito (Eletrobrás)

Fonte: Eletrobrás, Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. 2003

Avaliando alguns projetos de barragens de gravidade no Estado do Ceará, foram adotados os seguintes fatores de segurança:

Obra	Tombamento	Flutuação	Escorregamento
Barragem Beré	1,1	1,1	1,1
Barragem Fronteira	1,1	1,1	1,1
Barragem Gameleira	1,1	1,1	1,1

Quadro 13.6c – FS adotados em obras no Estado do Ceará

Segundo o Quadro 13.6c, os projetos usados como demonstrativos tem uma tendência para utilização de um fator de segurança com Condição de Carregamento Limite (CCL).

Para a Barragem Oitis, foram encontrados os seguintes fatores de segurança.

Nível do Reservatório	Tombamento	Flutuação	Escorregamento
Cheia decamilenar	1,26	1,89	1,20
Nível de soleira	1,60	2,76	1,44

Quadro 13.6d – Fator de segurança encontrado na análise

13.6.1 – Análise da seção na cheia milenar

Da figura 13.6.1 abaixo. Para o diagrama de esforço na cheia decamilenar, temos:

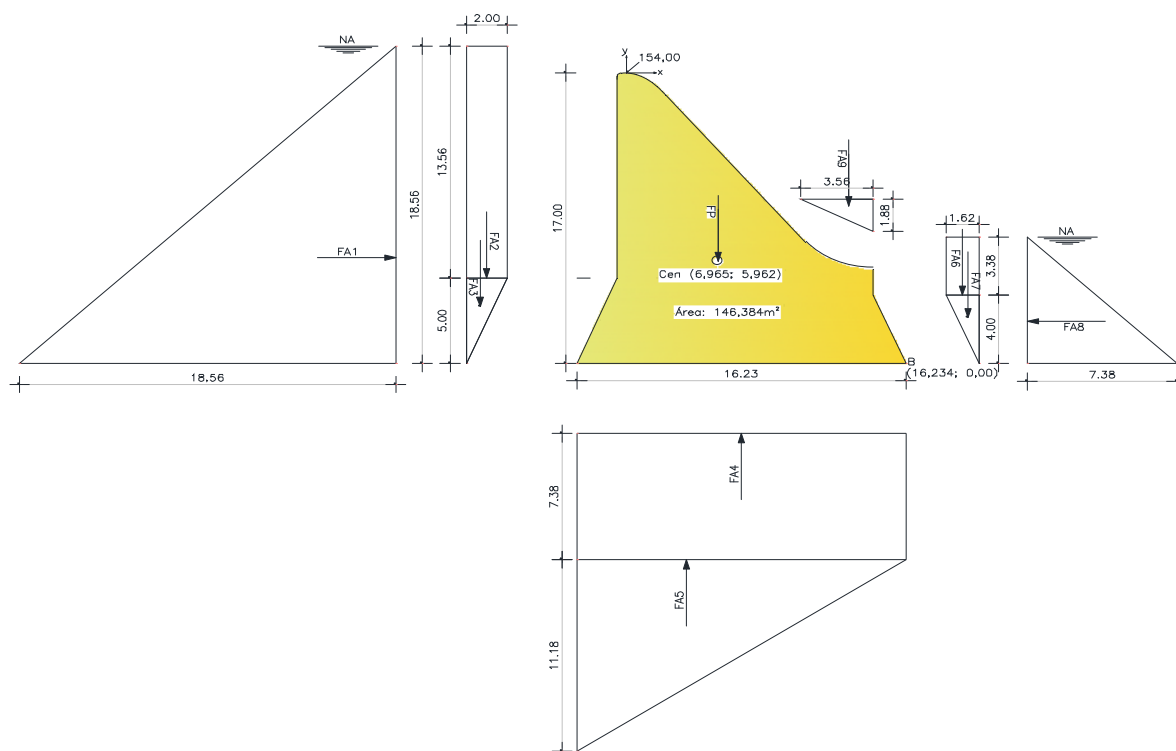


Figura 13.6.1 – Diagrama de esforço com cheia decamilenar

13.6.1.1 – Verificação ao tombamento

A verificação ao tombamento é a relação entre a soma dos momentos estabilizantes e o somatório dos momentos tombadores em relação ao chamado ponto “b” situado no extremo a jusante.

Considerando o **peso da água de 1 tf** e do **concreto ciclópico de 2,4 tf**. Da figura 13.7 abaixo, temos as seguintes forças atuantes na seção:

Forças atuantes sobre a seção

$$FP = 146,84\text{m}^2 \times 2,4 \text{ tf/m}^3 = 351,32 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA1 = ((18,56 \times 18,56)/2)\text{m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 172,24 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA2 = (13,56 \times 2)\text{m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 27,12 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA3 = ((5,00 \times 2,00)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 5,00 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA4 = ((7,38 \times 16,23)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 119,78 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA5 = ((16,23 \times 11,18)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 90,73 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA6 = (3,38 \times 1,62)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 5,48 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA7 = ((4,00 \times 1,62)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 3,24 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA8 = ((7,38 \times 7,38)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 27,23 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA9 = ((3,56 \times 1,88)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 6,69 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

Momentos Estabilizantes (ME)

A força peso (FP) é o principal esforço resistente de uma barragem, tem vetores com sentido vertical e é aplicado no centroide da seção estudada, temos ainda as forças FA2, FA3, FA6, FA7, FA8 e FA9 que geram momentos estabilizantes.

$$ME1 = FP \times 9,27m = 351,32 \times 9,27 = 3.256,74 \text{ tf.m}$$

$$ME2 = FA2 \times 15,23 = 27,12 \times 15,23 = 413,04 \text{ tf.m}$$

$$ME3 = FA3 \times 16,23 = 5,00 \times 16,23 = 81,15 \text{ tf.m}$$

$$ME4 = FA6 \times 0,81 = 5,48 \times 0,81 = 4,44 \text{ tf.m}$$

$$ME5 = FA7 \times 0,54 = 3,24 \times 0,54 = 1,75 \text{ tf.m}$$

$$ME6 = FA8 \times 2,46 = 27,23 \times 2,46 = 29,69 \text{ tf.m}$$

$$ME7 = FA9 \times 2,82 = 6,69 \times 2,82 = 18,87 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma ME = 3.805,68 \text{ tf.m}$$

Momentos Desestabilizantes (MD)

$$MD1 = FA1 \times 6,18 = 172,24 \times 6,18 = 1.064,44 \text{ tf.m}$$

$$MD2 = FA4 \times 8,12 = 119,78 \times 8,12 = 972,61 \text{ tf.m}$$

$$MD3 = FA5 \times 10,82 = 90,73 \times 10,82 = 981,69 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma MD = 3.018,75 \text{ tf.m}$$

Fator de segurança contra o tombamento

$$FST = \frac{\Sigma ME}{\Sigma MT} = \frac{(3.805,68)}{(3.018,75)} = 1,26 > 1,1 \text{ Ok! (Quadro 13.6a)}$$

13.6.1.2 – Verificação a flutuação

Essa verificação leva em consideração as forças verticais que tem influência da força gravitacional, como a força gerada pelo peso próprio, versus a forma de subpressão.

O fator de segurança é dado por:

$$FSF = \frac{\Sigma FV}{\Sigma FSB} = \frac{(FP+FA2+FA4)}{(FE1+FE2)} = \frac{351,32+27,12+5,00+6,69+5,48+3,24}{(119,78+90,73)} = \frac{398,85}{210,51} = 1,89 > 1,1 \text{ OK! (Quadro 13.6a)}$$

13.6.1.3 – Verificação ao deslizamento

A verificação quanto ao deslizamento é feita pela análise da capacidade da força gerada pela coluna de água a montante, subtraído da força gerada pelo nível de água a jusante, sendo aplicada no maciço onde o peso próprio é reduzido pelas forças de subpressão.

Neste fator de segurança se analisa a resistência ao cisalhamento dos materiais da estrutura da barragem, dos materiais rochosos, ou do contato concreto com a rocha

O fator de segurança é dado por:

$$FSD = \frac{\frac{\Sigma N_i \cdot \tan(\phi_i)}{FSD_\phi} + \frac{\Sigma C_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\Sigma T_i}$$

Onde:

FSD – Fator de segurança ao deslizamento;

FSDØ – Fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc – Fator de redução da resistência a coesão;

ΣN_i – Somatório das forças normais

ΣT_i – Somatório das forças paralelas ao deslizamento;

$\emptyset$ – ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento;

C_i – coesão característica da superfície de deslizamento;

A_i – Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise

Com: $FSD_{\emptyset} = 1,1$ (NBR 13.028/18) ; $FSD_c = 1,5$ (NBR 13.028/18); $C_i = 5,0$ tf/m²;

$\emptyset=35^\circ$ e $A_i=13,61$

$$FSD = \frac{\frac{(398,85-210,51) \cdot \tan(35^\circ)}{1,1} + \frac{5 \cdot 16,23}{1,5}}{(172,24 - 27,23)} = 1,20 > 1,0 \text{ OK! (Quadro 13.6a)}$$

13.6.1.4 – Tensões no solo

Força Normal (V): 188,34 tf/m

Momento Total: 786,93 tf.m

$$e' = \Sigma M / \Sigma F = 786,93 / 188,34 = \mathbf{4,18 \text{ m}}$$

Base (B): 16,23

$$e = \frac{B}{2} - e' = 8,11 - 4,18 = \mathbf{3,94 \text{ m}}$$

Como $e < e'$, o resultado está dentro do núcleo.

Então, as tensões aplicadas no solo são:

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \mathbf{28,50 \text{ tf/m}^2} \text{ e,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \mathbf{-5,30 \text{ tf/m}^2}$$

13.6.2 – Análise com o reservatório na cota de soleira (NA=154.000)

Da figura 13.6.2 abaixo. Para o diagrama de esforços com cheia na cota de soleira, temos:

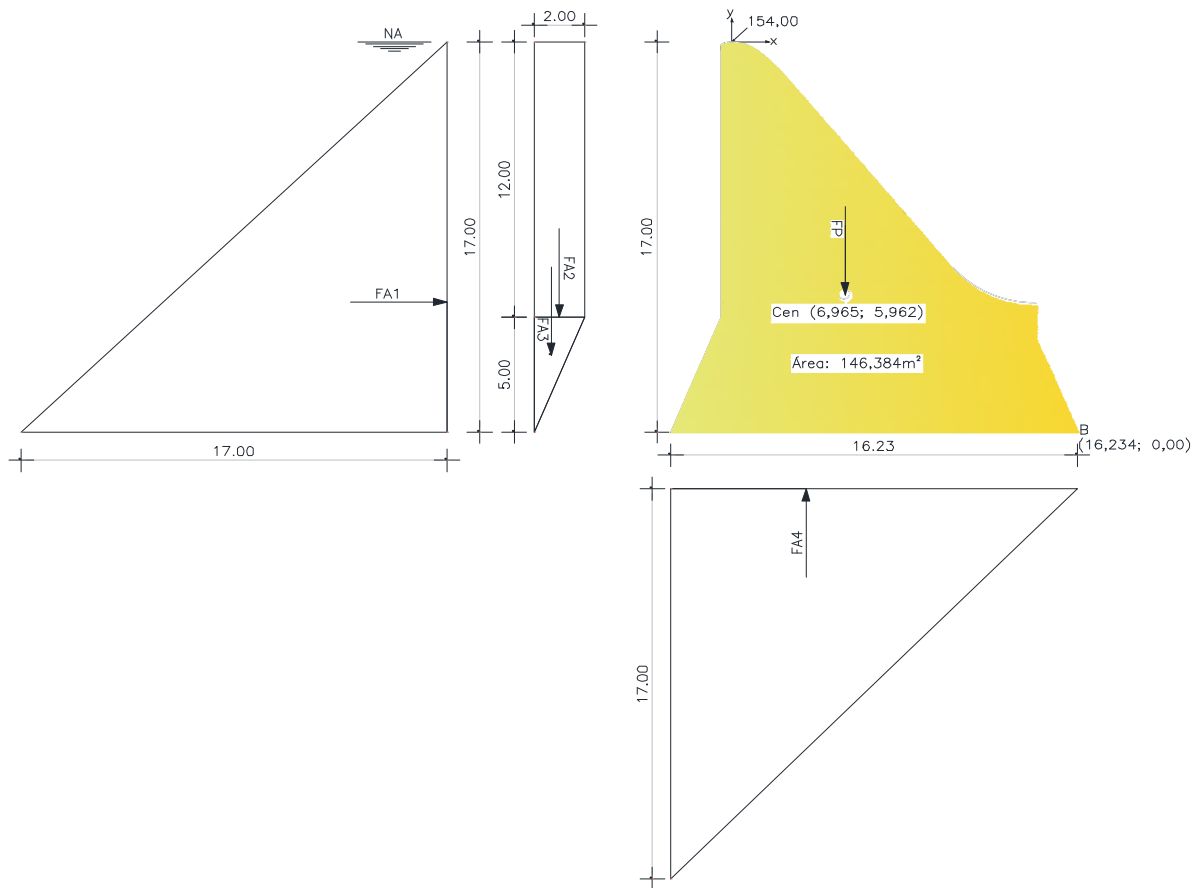


Figura 13.6.2 – Diagrama de esforço, reservatório na cota de soleira

13.6.2.1 – Verificação ao tombamento

A verificação ao tombamento é a relação entre a soma dos momentos estabilizantes e o somatório dos momentos tombadores em relação ao chamado ponto “B”, situado no extremo inferior da jusante

Considerando o **peso da água de 1 tf** e do **concreto ciclópico de 2,4 tf**. Da figura 5.5 abaixo, temos as seguintes forças atuantes na seção:

$$FP = 146,384 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ tf/m}^3 = 351,32 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA1 = ((17,00 \times 17,00)/2) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 144,50 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA2 = (12,00 \times 2,00) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 24,00 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA3 = ((5,00 \times 2,00)/2) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 5,00 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA4 = ((17,00 \times 16,23)/2) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 137,96 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

Momentos Estabilizantes (ME)

$$ME1 = FP \times 9,23 = 351,32 \times 9,27 = 3.256,74 \text{ tf.m}$$

$$ME2 = FA2 \times 15,23 = 24,00 \times 15,23 = 365,52 \text{ tf.m}$$

$$ME3 = FA3 \times 16,23 = 5,00 \times 16,23 = 81,15 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma ME = 3.703,41 \text{ tf.m}$$

Momentos Desestabilizantes (MD)

$$MD1 = FA1 \times 5,67 = 144,50 \times 5,67 = 819,31 \text{ tf.m}$$

$$MD2 = FA4 \times 10,82 = 137,96 \times 10,82 = 1.492,73 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma MD = 2.312,04 \text{ tf.m}$$

Fator de segurança contra o tombamento

$$FST = \frac{\Sigma ME}{\Sigma MT} = \frac{(3.704,41)}{(2.312,04)} = 1,60 > 1,1 \text{ Ok! (Quadro 13.6a)}$$

13.6.2.2 – Verificação a flutuação

Essa verificação leva em consideração as forças verticais que tem influência da força gravitacional, como a força gerada pelo peso próprio, versus a forma de subpressão.

O fator de segurança é dado por:

$$FSF = \frac{\Sigma FV}{\Sigma FSB} = \frac{(FP+FA2+FA3)}{(FA1)} = \frac{351,32+24,00+5,00}{137,96} = 2,76 > 1,1 \text{ OK! (Quadro 13.6a)}$$

13.2.2.3 – Verificação ao deslizamento

A verificação quanto ao deslizamento é feita pela análise da capacidade da força gerada pela coluna de água a montante, subtraído da força gerada pelo nível de água a jusante, sendo aplicada no maciço onde o peso próprio é reduzido pelas forças de subpressão.

Neste fator de segurança se analisa a resistência ao cisalhamento dos materiais da estrutura da barragem, dos materiais rochosos, ou do contato concreto com a rocha

O fator de segurança é dado por:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg}(\phi_i)}{FSD_\phi} + \frac{\sum C_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum T_i}$$

Onde:

FSD – Fator de segurança ao deslizamento;

FSDØ – Fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc – Fator de redução da resistência a coesão;

ΣNi – Somatório das forças normais

ΣTi – Somatório das forças paralelas ao deslizamento;

Ø – ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento;

Ci – coesão característica da superfície de deslizamento;

Ai – Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise

Com: FSDØ = 1,1 (NBR 13.028/18) ; FSDc = 1,5 (NBR 13.028/18); Ci = 5.0 tf/m²;
Ø=35° e Ai=16,23

$$FSD = \frac{\frac{(242,36) \cdot \text{tg}(35^\circ)}{1,1} + \frac{5 \cdot 16,23}{1,5}}{(144,50)} = 1,44 > 1,0 \text{ OK! (Quadro 13.6a)}$$

13.6.2.4 – Tensões no solo

Força Normal: 242,36 tf/m

Momento Total: 1.391,37 tf.m

$e' = \Sigma M / \Sigma F = 1.391,37 / 242,36 = 5,74 \text{ m}$

Base: 16,23

$e = \frac{B}{2} - e' = 8,11 - 5,74 = 2,37 \text{ m}$

do muro de arrimo esteja nivelado, que o muro seja uma estrutura bem próximo da verticalidade, sem atrito solo-muro ($\phi=0$), podemos utilizar a teoria simplificada de Rankine, que dimensiona os empuxos como:

Empuxo Ativo (E_a)

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2$$

Empuxo Passivo (E_p)

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * H^2$$

Onde:

K_a = Coeficiente de empuxo ativo;

K_p = Coeficiente de empuxo passivo;

Sendo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Logo, K_a é o inverso de K_p , e K_p sendo o inverso de K_a .

$$K_a = \frac{1}{K_p}, \quad \text{e} \quad K_p = \frac{1}{K_a}$$

Considerando que:

$\phi=28^\circ$ (ângulo de atrito do solo)

$\gamma_s = 1,8 \text{ tf/m}^3$ (peso específico do solo)

$\gamma_c = 2,4 \text{ tf/m}^3$ (peso específico do concreto)

Calculando K_a e K_p , temos:

$$K_a = 0,36$$

$$K_p = 2,77$$

Forças Atuantes

$$FP1 = ((13,50 \times 19,00)/2) \times 2,4 = 307,80 \text{ tf (gerado pelo peso do concreto)}$$

$$FP2 = 0,50 \times 19,00 \times 2,4 = 22,80 \text{ tf (gerado pelo peso do concreto)}$$

$$FP3 = (15,00 \times 1,00) \times 2,4 = 36,00 \text{ tf (gerado pelo peso do concreto)}$$

$$FP4 = ((13,30 \times 19,00)/2) \times 1,80 = 227,43 \text{ tf (gerado pelo peso do solo)}$$

$$FP5 = (0,70 \times 19,00) \times 1,80 = 23,94 \text{ tf (gerado pelo peso do solo)}$$

$$Ea = \gamma_s \cdot h \cdot Ka \cdot h/2 = 1,8 \times 20 \times 0,36 \times 20/2 = 129,60 \text{ tf/m}$$

$$Ep = \gamma_s \cdot h \cdot K9 \cdot h/2 = 1,8 \times 5 \times 2,77 \times 5/2 = 62,33 \text{ tf/m}$$

$$\Sigma P = 238,50 \text{ tf/m}$$

Momento de tombamento (Mt)

$$Mt = Ea \cdot c$$

$$Mt = 129,60 \times 20 \times 1/3 = 864 \text{ tf.m}$$

Momento resistente (MRep)

$$MRep = Ep \cdot c$$

$$MRep = 62,33 \times 5 \times 1/3 = 103,88 \text{ tf.m}$$

$$MR1 = FP1 \times 5,43 = 307,80 \times 5,43 = 1.671,35 \text{ tf.m}$$

$$MR2 = FP2 \times 0,75 = 22,80 \times 0,75 = 17,10 \text{ tf.m}$$

$$MR3 = FP3 \times 7,50 = 36,00 \times 7,50 = 270,00 \text{ tf.m.}$$

$$MR4 = FP4 \times 9,87 = 227,43 \times 9,87 = 2.244,79 \text{ tfm}$$

$$MR5 = FP5 \times 14,65 = 23,94 \times 14,65 = 350,72 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma MR = 4.653,78 \text{ tf.m}$$

13.7.1 – Verificação de segurança quanto ao tombamento

$$FST \geq 1,5$$

$$FST = \Sigma MR / \Sigma MT = 4.653,78 / 864,60 = 5,38 > 1,5$$

13.7.2 – Verificação quanto ao deslizamento

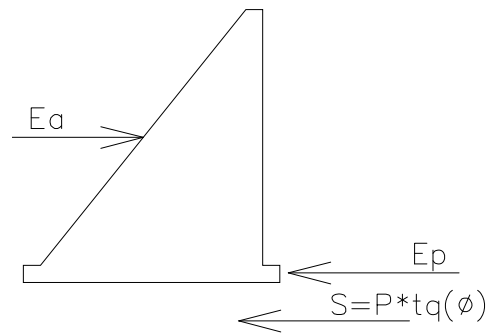


Figura 13.7.2 – Forças resistentes ao deslizamento horizontal

$$FS = \frac{Sp + Ep}{Ea} = \frac{P \cdot tg(\phi) + Ep}{Ea} \geq 1,5$$

Sendo:

$$P = \Sigma N \therefore P = 617,97 \text{ tf/m}$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$Ea = 129,60 \text{ tf/m}$$

$$Ep = 62,33 \text{ tf/m}$$

Substituindo os valores na fórmula acima temos:

$$FS = 3,01 \geq 1,5 \text{ OK!}$$

13.7.3 – Verificação da segurança a ruptura do solo

∂r = tensão de ruptura

∂_{adm} = tensão admissível do solo, com $\partial r/2 = \partial_{adm}$ (FS=2)

∂m = tensão máxima que o muro exerce no solo

$$\partial m \leq \partial_{adm}$$

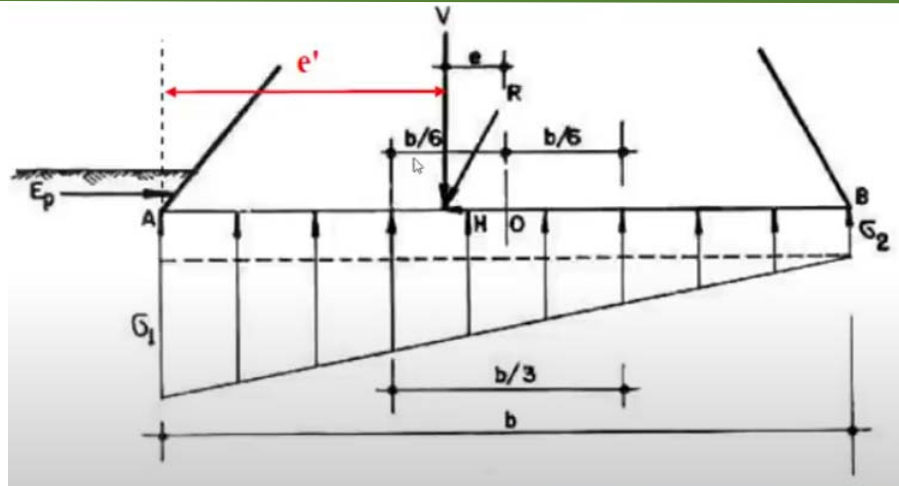


Figura 13.7.3– Esquemático, tensões suportadas pelo solo na base do muro

Força Normal: 617,97 tf/m

Momento Total: 3.789,18 tf.m

$$e' = \Sigma M / \Sigma F = 3.789,18 / 617,97 = 6,13 \text{ m}$$

Base: 15,00 m

$$e = \frac{B}{2} - e' = 7,50 - 6,13 = 1,37 \text{ m}$$

Como $e < e'$, o resultado está dentro do núcleo.

Então, as tensões aplicadas no solo são:

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{\max} = 63,77 \text{ tf/m}^2 \text{ e,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{\min} = 18,62 \text{ tf/m}^2$$

13.8 – Dimensionamento dos chumbadores da bacia de dissipação

Para dimensionamento dos chumbadores, foi considerada a barragem na cheia normal, cota 154,00 e saturação do maciço de jusante.

A carga máxima é de 3,0 tf/m². A malha entre os chumbadores é de 2,00 x 2,00m. Logo, a carga para cada chumbador é de 2,00 x 2,00 x 300 = 12 tf.

Para que a laje seja considerada ancorada, a equação abaixo deve ser satisfeita.

$$\frac{PPL + Anc.}{SP} > 1,5$$

Onde:

PPL: Peso Próprio da Laje

Anc.: Ancoragem (uso de barras de aço CA50 - Ø25mm)

SP: Subpressão

Dados:

$\gamma_{\text{concreto}} = 2.500 \text{ kg/m}^3$

Aço CA-50: Resistência a tração de 500 Mpa ou seja, 5000 kgf/cm²

Coefficiente de majoração do aço (γ_s) = 1,15

Diâmetro (Ø) das barras: 25,4 mm

Espessura da laje: 0,40 m

Subpressão: 3 tf/m²

Unidade de área considerada para verificação: 100,00 m²

Verificação da capacidade do aço

A capacidade máxima que barra de aço de 25,4mm é capaz de suportar sem que haja o escoamento do aço, sendo esse o limite para ancoragem:

$$Anc. \leq \frac{\pi * \phi^2}{4} * \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \text{ em kgf}$$

Desta forma, a capacidade da barra é de:

Anc. = 22.030,76 kgf

Como a malha considerada é de 2,00 m x 2,00 m e subpressão de 3,00 tf/m² adotaremos a carga de 15 tf por barra de ancoragem.

Esforço x Área da bacia.

O peso próprio da laje é: $PPL = 2,5 \text{ t/m}^3 * 0,4\text{m} = 1 \text{ tf/m}^2$

Subpressão: 3,00 tf/m²

Da expressão $\frac{PPL+Anc}{SP} \geq 1,5$ podemos isolar a tensão de ancoragem como:

$$Anc. = (1,5 * SP) - PPL$$

Então teremos:

$$Anc. = (1,5 * 3) - 1 = 3,5 \text{ tf/m}^2$$

Cálculo da área de influência de cada barra ancorada

Para verificação se a malha adotada atende. Cada barra terá influência em: $AI = Anc. \text{ Adotada}/Anc.$

Assim, $AI = 15/3,5 = 4,2887 \text{ m}^2$ de laje.

Portanto, a malha é dada por: $\sqrt{4,2887} \approx 2,07\text{m} \times 2,07 \text{ m}$

Logo, a malha adotada de 2,00m x 2,00m é suficiente para combater os esforços.

Verificação (considerando 100m² de laje):

$$\frac{PPL + Anc.}{SP} \geq 1,5$$

$$PPL = 100 \text{ tf}$$

$$SP = 300 \text{ tf}$$

$$Anc. = 375 \text{ tf}$$

Logo:

$$(100+375)/300 = 1,58 > 1,5$$

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 13028. Mineração — Elaboração e Apresentação de Projeto de Barragens para Disposição de Rejeitos, Contenção de Sedimentos e Reservação de Água — Requisitos. Rio de Janeiro, 2017

ALEXANDRE, A.M.B; MARTINS, E.S.; CLARKE, R.T; REIS JR, D.S. (2005). “Regionalização de parâmetros de modelos hidrológicos” in Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, João Pessoa, 17 p

ANA (Agência Nacional de Águas). Manual do empreendedor sobre segurança de barragens. Diretrizes para elaboração de projetos de barragens - Volume V. Brasília – DF. 2016., 2ª Edição.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118:2014. Rio de Janeiro, 2014

Azevedo, M. P. N. Barragem de terra – Sistema de drenagem interno. Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2005. Disponível em: <http://livrozilla.com/doc/592515/barragens-de-terra-%E2%80%93-sistemas-dedrenagem-interna>. Acesso: 20/07/2017

BAPTISTA, Márcia Benedita. Fundamentos de Engenharia Hidráulica. Márcio Benedito Baptista, Márcia Maria Lara Pinto Coelho – 3ª ed. rev. e ampl. Belo Horizonte: Editora UFMG 2010.

CARVALHO, L. HERNANI. Curso de Barragens de Terra com Vistas ao Nordeste Brasileiro. DNOCS. Fortaleza, Ceará 1983.

CRUZ, P. T (2004). 100 Barragens Brasileiras. Casos históricos, matérias de construção, projeto. São Paulo: Editora oficina de textos Brasil, 1996

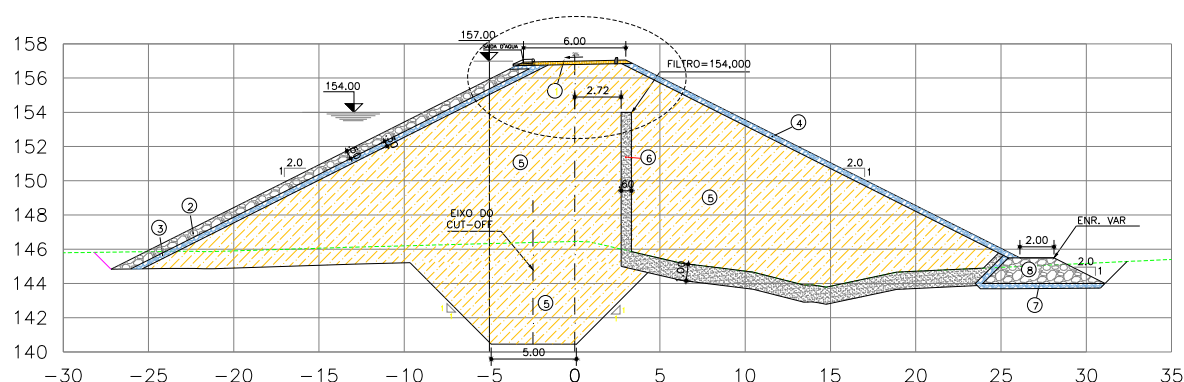
DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de transporte). Diretoria de planejamento e pesquisa. Coordenação geral de estudos e pesquisa. Instituto de pesquisa Rodoviárias. Manual de hidrologia básica para estrutura de drenagem. - 2 ed. – Rio de Janeiro. 2005. 133p. (IPR. Publ. 715).

HARGREAVES, G.H.; SAMANI, Z.A., Reference crop evapotranspiration from temperature. Applied Engineering in Agriculture, St Joseph, v.1 n.2, p.96–99, 1985.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). Normais Climatológicas do Brasil, 1981-2020, 2020, Brasília, DF. Disponível em < <https://portal.inmet.gov.br/normais> >.

- KÖPPEN, W. *Grundriss der Klimakunde: Outline of climate science*. Berlin: Walter de Gruyter, 1931. 388p.
- LOPES, João Eduardo G.; BRAGA, Benedito B. F. Jr.; CONEJO, João Gilberto L., 1982. SMAP A Simplified Hydrologic Model. In: SINGH, P. VIJAY (Org.). *Applied Modeling in Catchment Hydrology*. Water Resources Publications. p. 167–176.
- MASSAD, Façal. *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. 2 ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.
- McCuen, R.H. (2005) *Hydrologic Analysis and Design*. 3rd Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River.
- MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. *Géotechnique*, v.15, p. 79-93, 1965
- MORRISON, Nelson. *Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler*. Universidade Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha, 1993.
- MOTA, Daniel Gurgel do Amaral. *Prediction of soil shear strengths parameters using artificial neural network*. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programade Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2019.
- Negreiros, J. R. Q., & Lima Neto, I. E. *Relações simplificadas para estimativa do assoreamento de reservatórios*
- PETERKA, A. J. *Hydraulic Design of Stiling Basins and Energy Dissipators*. Denver, Colorado. Water and resources technical publication. ENGINEERING MONOGRAPH Nº 25, Bureu of Reclamation, 1958.
- PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- PORTO, R. M. *Hidráulica Básica*. 2ª Ed. São Carlos. São Paulo, EESC/USP, 1999, 519p.
- TERZAGHI, Karl, PECK, Ralph B. *Soil Mechanics in Engeneering Prattice*, USA 1967.
- THORNTHWAITE, C.W. An approach toward a rational classification of climate. *Geographical Review*, New York, v.38, n.1, p.55-94, 1948.
- Torrico, J. J. T. *Práticas hidrológicas*, Rio de Janeiro: Transcom, 1975, 120p.
- TUCCI, C.E.M. (1998). *Modelos Hidrológicos*. Editora da UFRGS ABRH 650p.

ANEXO 01 – QUADROS DE CUBAÇÕES



Quadro de cubação do maciço de terra.

MAPA DE CUBAÇÃO							
ESTACAS			ÁREAS	SOMA DAS ÁREAS	D/2	VOLUMES	VOLUMES ACUMULADO
INTEIRA	+	FRACIO.					
0	+	10,00	0				
1	+	0,00	4,51	4,51	5,00	22,55	22,55
1	+	10,00	31,25	35,76	5,00	178,80	201,35
2	+	0,00	71,73	102,98	5,00	514,90	716,25
2	+	10,00	145,34	217,07	5,00	1.085,35	1.801,60
3	+	0,00	210,6	355,94	5,00	1.779,70	3.581,30
3	+	10,00	231,14	441,74	5,00	2.208,70	5.790,00
4	+	0,00	249,25	480,39	5,00	2.401,95	8.191,95
4	+	10,00	262,31	511,56	5,00	2.557,80	10.749,75
5	+	0,00	274,93	537,24	5,00	2.686,20	13.435,95
5	+	10,00	277,79	552,72	5,00	2.763,60	16.199,55
6	+	0,00	283,37	561,16	5,00	2.805,80	19.005,35
6	+	10,00	VERTEDOURO				
7	+	0,00					
7	+	10,00					
8	+	0,00					

8	+	10,00	314,95				
9	+	0,00	311,35	626,30	5,00	3.131,50	22.136,85
9	+	10,00	309,17	620,52	5,00	3.102,60	25.239,45
10	+	0,00	350,92	660,09	5,00	3.300,45	28.539,90
10	+	10,00	317,43	668,35	5,00	3.341,75	31.881,65
11	+	0,00	326,42	643,85	5,00	3.219,25	35.100,90
11	+	10,00	332,83	659,25	5,00	3.296,25	38.397,15
12	+	0,00	332,60	665,43	5,00	3.327,15	41.724,30
12	+	10,00	332,43	665,03	5,00	3.325,15	45.049,45
13	+	0,00	329,94	662,37	5,00	3.311,85	48.361,30
13	+	10,00	319,99	649,93	5,00	3.249,65	51.610,95
14	+	0,00	284,18	604,17	5,00	3.020,85	54.631,80
14	+	10,00	246,98	531,16	5,00	2.655,80	57.287,60
15	+	0,00	213,86	460,84	5,00	2.304,20	59.591,80
15	+	10,00	183,66	397,52	5,00	1.987,60	61.579,40
16	+	0,00	156,73	340,39	5,00	1.701,95	63.281,35
16	+	10,00	125,58	282,31	5,00	1.411,55	64.692,90
17	+	0,00	74,14	199,72	5,00	998,60	65.691,50
17	+	10,00	49,92	124,06	5,00	620,30	66.311,80
18	+	0,00	38,31	88,23	5,00	441,15	66.752,95
18	+	10,00	29,49	67,80	5,00	339,00	67.091,95
19	+	0,00	23,41	52,90	5,00	264,50	67.356,45
19	+	10,00	15,4	38,81	5,00	194,05	67.550,50
20	+	0,00	7,44	22,84	5,00	114,20	67.664,70
20	+	10,00	0	7,44	5,00	37,20	67.701,90
21	+	0,00	0	0,00	5,00	0,00	67.701,90
21	+	10,00	0	0,00	5,00	0,00	67.701,90

Quadro de cubação do volume de escavação da fundação

O volume de escavação da fundação, apresenta em mesma quantidade, o reaterro que se soma ao volume do maciço acima.

MAPA DE CUBAÇÃO							
ESTACAS			ÁREAS	SOMA DAS ÁREAS	D/2	VOLUMES	VOLUMES ACUMULADO
INTEIRA	+	FRACIO.					
0	+	10,00	0				
1	+	0,00	0	0,00	5,00	0	0
1	+	10,00	0	0,00	5,00	0,00	0,00
2	+	0,00	35,87	35,87	5,00	179,35	179,35
2	+	10,00	37,12	72,99	5,00	364,95	544,30
3	+	0,00	52,29	89,41	5,00	447,05	991,35
3	+	10,00	50,73	103,02	5,00	515,10	1.506,45
4	+	0,00	50,27	101,00	5,00	505,00	2.011,45
4	+	10,00	48,41	98,68	5,00	493,40	2.504,85
5	+	0,00	46,80	95,21	5,00	476,05	2.980,90
5	+	10,00	48,29	95,09	5,00	475,45	3.456,35
6	+	0,00	50,07	98,36	5,00	491,80	3.948,15
6	+	10,00	VERTEDOURO				
7	+	0,00					
7	+	10,00					
8	+	0,00					
8	+	10,00	46,04				
9	+	0,00	44,73	90,77	5,00	453,85	4.402,00
9	+	10,00	47,23	91,96	5,00	459,80	4.861,80
10	+	0,00	50,36	97,59	5,00	487,95	5.349,75
10	+	10,00	52,53	102,89	5,00	514,45	5.864,20
11	+	0,00	53,27	105,80	5,00	529,00	6.393,20
11	+	10,00	51,52	104,79	5,00	523,95	6.917,15
12	+	0,00	49,64	101,16	5,00	505,80	7.422,95
12	+	10,00	46,14	95,78	5,00	478,90	7.901,85
13	+	0,00	42,83	88,97	5,00	444,85	8.346,70
13	+	10,00	42,86	85,69	5,00	428,45	8.775,15
14	+	0,00	46,14	89,00	5,00	445,00	9.220,15

14	+	10,00	47,58	93,72	5,00	468,60	9.688,75
15	+	0,00	48,91	96,49	5,00	482,45	10.171,20
15	+	10,00	49,74	98,65	5,00	493,25	10.664,45
16	+	0,00	50,50	100,24	5,00	501,20	11.165,65
16	+	10,00	41,73	92,23	5,00	461,15	11.626,80
17	+	0,00	36,94	78,67	5,00	393,35	12.020,15
17	+	10,00	45,62	82,56	5,00	412,80	12.432,95
18	+	0,00	50,43	96,05	5,00	480,25	12.913,20
18	+	10,00	37,32	87,75	5,00	438,75	13.351,95
19	+	0,00	24,67	61,99	5,00	309,95	13.661,90
19	+	10,00	13,16	37,83	5,00	189,15	13.851,05

Quadro de cubação do volume de escavação do canal do vertedouro

O material proveniente da escavação do canal do vertedouro será todo direcionado a bota fora.

MAPA DE CUBAÇÃO							
ESTACAS			ÁREAS	SOMA DAS ÁREAS	D/2	VOLUMES	VOLUMES ACUMULADO
INTEIRA	+	FRACIO.					
0	+	0,00					
0	+	10,00		0,00	5,00	0,00	0,00
1	+	0,00		0,00	5,00	0,00	0,00
1	+	10,00		0,00	5,00	0,00	0,00
2	+	0,00		0,00	5,00	0,00	0,00
2	+	10,00		0,00	5,00	0,00	0,00
3	+	0,00		0,00	5,00	0,00	0,00
3	+	10,00		0,00	5,00	0,00	0,00
4	+	0,00	114,63	114,63	5,00	573,15	573,15
4	+	10,00	117,35	231,98	5,00	1.159,90	1.733,05
5	+	0,00	118,08	235,43	5,00	1.177,15	2.910,20
5	+	10,00	130,92	249,00	5,00	1.245,00	4.155,20
6	+	0,00	130,07	260,99	5,00	1.304,95	5.460,15
6	+	10,00	123,47	253,54	5,00	1.267,70	6.727,85
7	+	0,00	114,23	237,70	5,00	1.188,50	7.916,35
7	+	10,00	105,46	219,69	5,00	1.098,45	9.014,80
8	+	0,00	97,81	203,27	5,00	1.016,35	10.031,15

8	+	10,00	91,82	189,63	5,00	948,15	10.979,30
9	+	0,00	89,73	181,55	5,00	907,75	11.887,05
9	+	10,00	87,19	176,92	5,00	884,60	12.771,65
10	+	0,00	84,59	171,78	5,00	858,90	13.630,55
10	+	10,00	82,81	167,40	5,00	837,00	14.467,55
11	+	0,00	81,72	164,53	5,00	822,65	15.290,20
11	+	10,00	81,43	163,15	5,00	815,75	16.105,95
12	+	0,00	81,59	163,02	5,00	815,10	16.921,05
12	+	10,00	74,14	155,73	5,00	778,65	17.699,70
13	+	0,00	66,71	140,85	5,00	704,25	18.403,95
13	+	10,00	60,7	127,41	5,00	637,05	19.041,00
14	+	0,00	56,04	116,74	5,00	583,70	19.624,70
14	+	10,00	52,34	108,38	5,00	541,90	20.166,60
15	+	0,00	48,67	101,01	5,00	505,05	20.671,65
15	+	10,00	45,06	93,73	5,00	468,65	21.140,30
16	+	0,00	41,86	86,92	5,00	434,60	21.574,90
16	+	10,00	38,73	80,59	5,00	402,95	21.977,85
17	+	0,00	35,93	74,66	5,00	373,30	22.351,15
17	+	10,00	27,3	63,23	5,00	316,15	22.667,30
18	+	0,00	23,77	51,07	5,00	255,35	22.922,65
18	+	10,00	21,07	44,84	5,00	224,20	23.146,85
19	+	0,00	32,79	53,86	5,00	269,30	23.416,15
19	+	10,00	25,39	58,18	5,00	290,90	23.707,05
20	+	0,00	22,42	47,81	5,00	239,05	23.946,10
20	+	10,00	0	22,42	5,00	112,10	24.058,20

Escavação para implantação do Creager, bacia de dissipação e muros laterais

Volume de escavação dos muros laterais						
Distância acumulada	Tipo de seção		Áreas	Soma das áreas	D/2	Volumes por seguimento
-3	Seção 01		22,99			
0	Seção 01		22,99	45,98	1,50	68,97
24,784	Seção 02		48,53	71,52	12,39	886,28
30,784	Seção 02		48,53	97,06	3,00	291,18

49,644	Seção 03		33,07	81,6	9,43	769,49
58,444	Seção 04		33,07	66,14	4,40	291,02
Total p/ 1 muro (m³)					2.306,93	
Total p/ 2 muros (m³)					4.613,86	

Volume de escavação do Creager e muros bacia de dissipação

Área	Extensão	Volume
179,72 x	50	8.986,00

Resumo de escavações para o sangradouro

Canal	24.058,20
Muros laterais	4.613,86
Creager e Bacia de dissipação	8.986,00
Total (Escavação 1cat e 2cat)	37.658,06 m³

Escavação 1cat	30.126,45
Escavação 2cat	7.531,61

Quadro de cubação, escavação do canal da Tomada d'água

A tomada d'água será implantada na ombreira esquerda do maciço.

MAPA DE CUBAÇÃO							
ESTACAS			ÁREAS	SOMA DAS ÁREAS	D/2	VOLUMES	VOLUMES ACUMULADO
INTEIRA	+	FRACIO.					
0	+	0,00	0				
0	+	10,00	6,46	6,46	5,00	32,30	32,30
1	+	0,00	12,46	18,92	5,00	94,60	126,90
1	+	10,00	19,06	31,52	5,00	157,60	284,50
2	+	0,00	19,6	38,66	5,00	193,30	477,80
2	+	10,00	21,28	40,88	5,00	204,40	682,20
3	+	0,00	20,8	42,08	5,00	210,40	892,60
3	+	10,00	19,3	40,10	5,00	200,50	1.093,10
4	+	0,00	23,99	43,29	5,00	216,45	1.309,55

4	+	10,00	25,19	49,18	5,00	245,90	1.555,45
5	+	0,00	20,92	46,11	5,00	230,55	1.786,00
5	+	10,00	18,12	39,04	5,00	195,20	1.981,20
5	+	10,60	14,5	32,62	0,30	9,78	1.990,98
6	+	0,00	13,71	28,21	4,70	132,58	2.123,56
6	+	10,00	11,46	25,17	5,00	125,85	2.249,41
6	+	17,76	11,46	22,92	3,88	88,92	2.338,33
7	+	0,00	11,76	23,22	1,12	26,00	2.364,33
7	+	10,00	9,81	21,57	5,00	107,85	2.472,18
8	+	0,00	9,61	19,42	5,00	97,10	2.569,28
8	+	10,00	17,8	27,41	5,00	137,05	2.706,33
9	+	0,00	18,17	35,97	5,00	179,85	2.886,18
9	+	10,00	18,26	36,43	5,00	182,15	3.068,33
10	+	0,00	17,74	36,00	5,00	180,00	3.248,33
10	+	10,00	19,17	36,91	5,00	184,55	3.432,88
11	+	0,00	19,68	38,85	5,00	194,25	3.627,13
11	+	10,00	23,21	42,89	5,00	214,45	3.841,58
12	+	0,00	19,24	42,45	5,00	212,25	4.053,83
12	+	10,00	11,7	30,94	5,00	154,70	4.208,53
13	+	0,00	5,85	17,55	5,00	87,75	4.296,28
13	+	10,00	1,85	7,70	5,00	38,50	4.334,78
14	+	0,00	0	1,85	5,00	9,25	4.344,03

ANEXO 02 - COORDENADAS DE LOCAÇÃO DOS EIXOS

Eixo do sangradouro

COORDENADAS DO EIXO DO CANAL DO SANGRADOURO		
Estaca	Norte	Este
0+0,000	9.562.604,277	305.303,783
1+0,000	9.562.592,392	305.319,868
2+0,000	9.562.580,506	305.335,953
3+0,000	9.562.568,620	305.352,038
4+0,000	9.562.556,735	305.368,124
5+0,000	9.562.544,849	305.384,209
6+0,000	9.562.532,964	305.400,294
7+0,000	9.562.521,078	305.416,379
8+0,000	9.562.509,192	305.432,464
9+0,000	9.562.497,307	305.448,549
10+0,000	9.562.485,421	305.464,634
11+0,000	9.562.473,535	305.480,720
11+3,171 PC	9.562.471,651	305.483,270
12+0,000	9.562.462,231	305.497,209
13+0,000	9.562.452,607	305.514,732
13+5,948 PT	9.562.450,088	305.520,120
14+0,000	9.562.444,326	305.532,937
15+0,000	9.562.436,126	305.551,178
16+0,000	9.562.427,925	305.569,420
17+0,000	9.562.419,724	305.587,661
18+0,000	9.562.411,524	305.605,902
19+0,000	9.562.403,323	305.624,144
20+0,000	9.562.395,123	305.642,385
21+0,000	9.562.386,922	305.660,627
22+0,000	9.562.378,722	305.678,868
23+0,000	9.562.370,521	305.697,110
24+0,000	9.562.362,320	305.715,351
25+0,000	9.562.354,120	305.733,593

26+0,000	9.562.345,919	305.751,834
27+0,000	9.562.337,719	305.770,075
27+9,388	9.562.333,869	305.778,638

Eixo da tomada d'água

COORDENADAS DO EIXO DA GALERIA DA TOMADA D'ÁGUA		
Estaca	Norte	Este
0+0,000	9.562.743,492	305.324,998
1+0,000	9.562.751,377	305.343,378
2+0,000	9.562.759,261	305.361,759
2+1,324 PC	9.562.759,782	305.362,975
3+0,000	9.562.763,806	305.381,102
4+0,000	9.562.760,478	305.400,688
4+13,402 PT	9.562.754,044	305.412,400
5+0,000	9.562.750,123	305.417,706
6+0,000	9.562.738,238	305.433,791
7+0,000	9.562.726,352	305.449,876
8+0,000	9.562.714,467	305.465,961
9+0,000	9.562.702,581	305.482,046
10+0,000	9.562.690,695	305.498,132
10+17,109 PC	9.562.680,528	305.511,891
11+0,000	9.562.678,773	305.514,189
12+0,000	9.562.664,742	305.528,383
12+12,568 PT	9.562.654,450	305.535,580
13+0,000	9.562.648,078	305.539,404
14+0,000	9.562.630,928	305.549,694
15+0,000	9.562.613,778	305.559,984
15+3,886	9.562.610,445	305.561,983

Eixo do barramento

COORDENADAS DO EIXO DO BARRAMENTO		
Estaca	Norte	Este
0+0,000	9.562.463,889	305.249,783
1+0,000	9.562.479,974	305.261,668
2+0,000	9.562.496,059	305.273,554
3+0,000	9.562.512,144	305.285,439
4+0,000	9.562.528,229	305.297,325
5+0,000	9.562.544,314	305.309,211
6+0,000	9.562.560,400	305.321,096
7+0,000	9.562.576,485	305.332,982
8+0,000	9.562.592,570	305.344,868
9+0,000	9.562.608,655	305.356,753
10+0,000	9.562.624,740	305.368,639
11+0,000	9.562.640,825	305.380,524
12+0,000	9.562.656,910	305.392,410
13+0,000	9.562.672,996	305.404,296
14+0,000	9.562.689,081	305.416,181
15+0,000	9.562.705,166	305.428,067
16+0,000	9.562.721,251	305.439,953
17+0,000	9.562.737,336	305.451,838
18+0,000	9.562.753,421	305.463,724
19+0,000	9.562.769,507	305.475,609
20+0,000	9.562.785,592	305.487,495
21+0,000	9.562.801,677	305.499,381
22+0,000	9.562.817,762	305.511,266

23+0,000	9.562.833,847	305.523,152
24+0,000	9.562.849,932	305.535,038
25+0,000	9.562.866,017	305.546,923
26+0,000	9.562.882,103	305.558,809
27+0,000	9.562.898,188	305.570,694
27+8,070	9.562.904,678	305.575,490