

GOVERNO DO ESTADO



**CEARÁ**

AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ**  
**SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS**  
COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS COGERH  
PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS  
PROURB CE

# PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM CAUHIPE

TOMO III RELATÓRIO GERAL

VOUME 2 MEMÓRIA DE CÁLCULO

**KL** Serviços e Engenharia Ltda

FORTALEZA  
SETEMBRO DE 1996

GOVERNO DO ESTADO



**CEARÁ**

AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ**  
**SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS**  
**COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS - COGERH**  
**PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS**  
**PROURB/CF**

**PROJETO EXECUTIVO**  
**DA BARRAGEM CAUHIPE**

**TOMO III - RELATÓRIO GERAL**

**VOLUME 2 - MEMORIAL DE CÁLCULO**

Lote 02158	Prep <input checked="" type="checkbox"/>	Scan <input checked="" type="checkbox"/>	Index <input type="checkbox"/>
Projeto Nº	0297/03/02		
Volume	7		
Qtd A4	32	Qtd A3	
Qtd A2		Qtd A1	
Qtd A0	06	Outros	



KL - SERVIÇOS E ENGENHARIA LTDA

AV. SENADOR - ROLÍD TAVORA, 177 - BAIRRO - DS - 11  
CNPJ 26.787.668/0001-77 - FAX 25.41.4766  
R. GIL - CE 022.622.700 - 67 - CEP 04.945-983 -  
FORTALEZA - CEARÁ  
EMAIL: KL-ENG@TOSPALNET.COM.BR

FORTALEZA  
ABRIL / 97

CAPA  
CAUHIPE  
MEMORIAL DE CÁLCULO



## ÍNDICE

## ÍNDICE

### APRESENTAÇÃO

- I) GEOMETRIA DO MACIÇO
- II) SISTEMA DE DRENAGEM INTERNA
- III) TOMADA D'ÁGUA
- IV) TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO
- V) ESTUDO DO REBAIXAMENTO RÁPIDO
- VI) ESTABILIDADE DOS TALUDES
- VII) VERTEDOURO LABIRINTO

## APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O Projeto Executivo da Barragem Cauhipe foi elaborado pela KL - Serviços e Engenharia Ltda , conforme contrato firmado com a COGERH

O Projeto Executivo é composto pelos seguintes Relatórios

### - ESTUDOS PRELIMINARES

#### - TOMO I - ESTUDOS BÁSICOS

- Volume 1 - Hidrologia
- Volume 2 - Topografia
- Volume 2A - Textos
- Volume 2B - Desenhos
- Volume 3 - Geotecnia

#### - TOMO II - RELATÓRIO DE CONCEPÇÃO GERAL

#### - TOMO III - RELATÓRIO GERAL

- Volume 1 - Memorial Descritivo e Orçamento
- Volume 2 - Memorial de Cálculo
- Volume 3 - Especificações Técnicas
- Volume 4 - Desenhos - Pranchas (01 a 16)
- Volume 4 - Desenhos - Pranchas (17 a 32)
- Volume 5 - Desenhos do Cálculo Estrutural, Sangradouro e Tomada D'água

#### - TOMO IV - RELATÓRIO SÍNTESE

O presente relatório refere-se ao Tomo III - Relatório Geral - Volume 2 - Memorial de Cálculo

As principais características da Barragem são

Nome	Barragem Cauhipe
Tipo	Mista terra e enrocamento
- Altura máxima	11,37m
- Extensão pelo coroamento	1298,00 m
- Cota do coroamento	39,00 m
- Tipo de Sangradouro	Canal com muro em Labirinto

– Largura do Sangradouro	120,00 m
– Cota da Solera	36,89 m
– Tomada D'água	Galeria com controle a jusante
– Diâmetro	400 mm
– Comprimento Total	25,00 m
– Área da Bacia Hidrográfica	94 km <sup>2</sup>
– Capacidade do Reservatório (Cota 36,89 m)	11 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>
– Volume regularizado (Q90% de garantia)	0,154 m <sup>3</sup> /s



## MEMORIA DE CALCULO

### PRECIPITAÇÃO MEDIA NA BACIA HIDROGRAFICA

Utilizou-se a média das precipitações do Posto  
de Fortaleza = 1038 mm por ano  
- Area da bacia hidrografica = 94 km<sup>2</sup>  
- Linha de fundo = 71,75 km

### LARGURA DO VERTEDOURO

Qm = 525,28 m<sup>3</sup>/s (descarga de projeto)  
L = 120 m (adotado)  
Ho = 0,69 m

### I) GEOMETRIA DO MACIÇO

#### FOLGA (F)

A folga da barragem em relação ao nível máximo das águas foi determinada pelas fórmulas

$$h_o = 0,75 + 0,34 \times (L)^{1/2} - 0,26 \times (L)^{1/4}$$

$$v_o = 1,5 + 2h_o$$

$$f = 0,75h_o + (v_o^2/2g)$$

onde

$$h_o = \text{alt da onda} = 1,01046553 \text{ m}$$

$$L = \text{fetch} = 3,2 \text{ km}$$

$$v_o = \text{velocidade da onda em m/s}$$

$$F = \text{folga em m}$$

logo

$$h_o = 1,01 \text{ m}$$

$$v_o = 3,52 \text{ m/s}$$

$$F = 1,39 \text{ m}$$

#### REVANCHE

Para cálculo da "revanche" utilizou-se a fórmula

$$R = H_o + F$$

onde

$$H_o = \text{lâmina de sangna} = 0,69 \text{ m}$$

$$F = \text{folga} = 1,39 \text{ m}$$

$$R = 2,08 \text{ m}$$

#### COTA DO COROAMENTO DA BARRAGEM

Calculou-se a cota do coroamento pela fórmula

$$cc = cs + R$$

onde

$$cc = \text{cota do coroamento}$$

$$cs = \text{cota da soleira do sangradouro} = 36,89$$

$$R = \text{revanche} = 2,08$$

logo

$$cc = 38,97$$

$$\text{Adotou-se a cota do coroamento} = 39,00$$

## ALTURA MAXIMA DA BARRAGEM (Hb)

Para determinação da altura máxima utilizou-se a seguinte fórmula

$$H_b = cc - CLR$$

onde

$$\begin{aligned} cc &= \text{cota do coroamento} = 39,0 \\ CLR &= \text{cota do leito do rio} = 27,63 \\ H_b &= 11,37 \text{ m} \end{aligned}$$

## LARGURA DA CRISTA (b)

A largura da crista foi determinada pela fórmula de Preece

$$b = 1,1 \times (H_b)^{1/2} + 1,0$$

$$b = 4,71$$

$$\text{Adotou-se } b = 5,00 \text{ m}$$

## II) SISTEMA DE DRENAGEM INTERNA

REDE DE FLUXO - CALCULO DA DESCARGA ( VIDE DESENHO 1)

ANISOTROPIA

$$K_v = K_h$$

$$K_v = K_{SC} = 8,44E-08 \text{ cm/s}$$

$$K_v = 8,44E-10 \text{ m/s}$$

$$K_h = 9 \times K_v = 7,596E-09 \text{ m/s}$$

$$X_t = x(K_v/K_h)^{0,5} = x \cdot 0,33333$$

$$d = 12,11 \text{ m}$$

$$h = 9,26 \text{ m}$$

$$y_o = (d^2 + h^2)^{1/2} - d$$

$$y_o = ((d/3)^2 + h^2)^{1/2} - (d/3)$$

$$y_o = 6,065 \text{ m}$$

$$y = (y_o^2 + 2 y_o X_t)^{1/2}$$

COORDENADAS DA SUPERFICIE FREATICA

Xt	y	Xr=3Xt
0,00	6,065	0,00
0,50	6,546	1,50
1,00	6,994	3,00
1,50	7,415	4,50
2,00	7,813	6,00
2,50	8,192	7,50
3,00	8,554	9,00
3,50	8,902	10,50
4,04	9,260	12,11

## PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DO NÚCLEO

Com a definição da superfície freática conforme item precedente calcula-se a descarga através do maciço

$$Q_b = K_b \cdot h \cdot (N_f/N_d)$$

onde

$Q_b$  = descarga através do maciço

$K_b$  = permeabilidade do material (SC)

$N_f$  = número de canais de fluxo = 6

$N_d$  = número de quedas de potencial = 2

assim, conforme desenho a seguir (rede de fluxo)

e assumindo  $K_b = 2,532E-09$  m/s

$Q_b = 7,03E-08$  m<sup>3</sup>/s/m

## ESPESSURA DO FILTRO

$$e = 1,00 \text{ m (ADOTADO)}$$

$$k = 9,03E-03 \text{ cm/s}$$

$$i = 1,00$$

$$Q_b = 7,03E-08 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_{f_{\max}} = k \cdot i \cdot e$$

$$Q_{f_{\max}} = 9,03E-05 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$\sqrt{H} = 6,15$$

$$F S = \frac{Q_{f_{\max}}}{Q_b} = 1283,8 > 10 \text{ OK!}$$

## III) TOMADA D'ÁGUA

O diâmetro foi calculado pela fórmula

$$D = (4Q/\pi i)^{1/2}$$

onde

$$Q = \text{descarga regularizada} = 0,154 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\pi i = 3,1416$$

logo

$$D = 0,374 \text{ m}$$

Diâmetro adotado 400 mm

velocidade do escoamento

$$v = Q/a = 1,23 \text{ m/s}$$

o número de Reynolds vem a ser

$$Re = (v \cdot D)/\nu = 6,13E+05$$

pelo diagrama de Moody, o coeficiente de atrito tem o valor  $f = 0,0175$

a perda por atrito é calculada pela expressão

$$h_f = f \cdot (L \cdot v^2) / (2g \cdot D) = 0,167 \text{ m}$$

as perdas acidentais foram calculadas em função dos coeficientes

Kc = 0.55 crivo  
 Kr = 0.25 registro  
 Ks = 1 saída da tubulação

a perda acidental total sera

$$h_a = (K_c + K_r + K_s)(v^2/2g) = 0.157 \text{ m}$$

e a perda total será 0,324 m

Como a cota do eixo da galeria = 31,5  
 O nível mínimo operacional será 31.82

### EQUAÇÃO DA DESCARGA DA GALERIA

expressão das perdas localizadas em função da vazão

$$h_f = f(l \cdot v^2)/(2g \cdot D) = f(l \cdot (Q/A)^2)/(2g \cdot D)$$

como A = 0.1257 m<sup>2</sup>

$$h_f = 4.2360 Q^2$$

$$h_a = (K_c + K_r + K_e + K_s)(v^2/2g) = (K_c + K_r + K_e + K_s)((Q/A)^2/2g) = 6,1320 Q^2$$

$$H_{\text{mínimo operacional}} = \text{cota entrada} + H_f + (V^2/2g)$$

$$H_{\text{mín operacional}} = 31,5 + 10,3679937 Q^2 + V^2/2g$$

$$V^2/2g = ((Q/A)^2)/2g = (Q^2/A^2)/2g = Q^2 \times 16/\pi^2 \times D^4 \times 2g$$

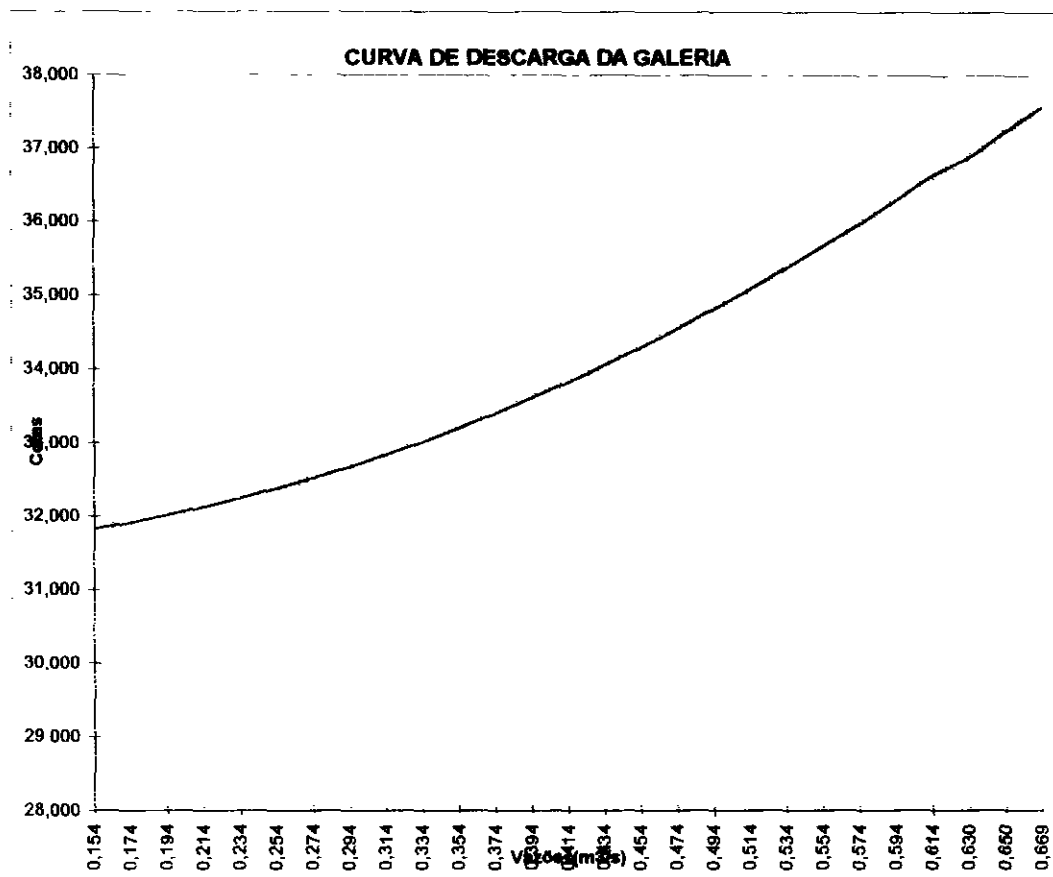
$$V^2/2g = 3,2276 Q^2$$

$$H_w = h_l + h_f + V^2/2g$$

$$H_w = 13,5956 Q^2$$

Hw	Q	COTA	OBSERVAÇÕES
0,322	0.154	31,822	Hmin operacional
0.412	0.174	31,912	
0.512	0.194	32,012	
0.623	0.214	32,123	
0.744	0.234	32.244	
0.877	0.254	32,377	
1,021	0.274	32,521	
1,175	0.294	32,675	
1,340	0.314	32,840	
1,517	0,334	33,017	
1,704	0,354	33,204	
1,902	0,374	33.402	
2.111	0.394	33,611	
2,330	0,414	33,830	
2.561	0,434	34,061	
2,802	0,454	34,302	
3,055	0.474	34.555	
3.318	0.494	34,818	

3,592	0,514	35,092
3,877	0,534	35,377
4,173	0,554	35,673
4,479	0,574	35,979
4,797	0,594	36,297
5,125	0,614	36,625
5,390	0,630	36,890 Soleira
5,737	0,650	37,237
6,078	0,669	37,578 NA Max (1000anos)



#### IV) TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO

Ao longo do eixo do maciço, na trincheira de vedação, no trecho entre as estacas 3 e 19, 50 e 55 será executada uma cortina de impermeabilização composta por uma linha de injeção com furos primários, secundários e terciários

Sob a estrutura do vertedouro será executada uma linha de injeção

O tratamento da fundação será assim dividido em 3 trechos

- TRECHO I ( estacas 3 a 19 m)

Profundidade do furo  $h = 6\text{m}$

- TRECHO II (estacas 50 a 55)

Profundidade do furo  $h = 6\text{m}$

- TRECHO III (estacas -02 a -08)

Profundidade do furo  $h = 3\text{m}$

TRECHO I estaca 3 a 19 =	320 m
h =	6 m
No de furos	53 furos
TOTAL =	320 m
TRECHO II estaca 50 a 55 =	100 m
h =	6 m
No de furos	17 furos
TOTAL =	100 m
TRECHO III estaca -02 a -08 =	120 m
h =	3 m
No de furos	20 furos
TOTAL =	60 m
TOTAL GERAL :	480 m

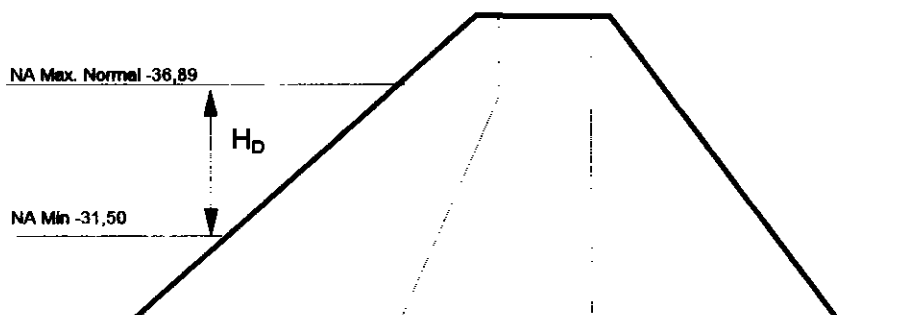
Em função do grau de fraturamento do substrato rochoso, observado nas sondagens realizadas, previu-se um consumo médio de 10kg de cimento por metro de furo

PESO TOTAL = 4800 kg

No de SACOS CIMENTO = 96

## V) ESTUDO DO REBAIXAMENTO RAPIDO

Para este estudo considerou-se a análise proposta no EM-1110-2-1902-"Engineering and Design Stability of Earth and Rock-Fill Dams"-USCE(1970), onde é dado a estimativa da descida da linha de saturação em maciços permeáveis no talude de montante durante o rebaixamento do nível d'água no reservatório (vide anexo I) Este estudo compreende as seguintes etapas,



### 1) Estimativa da Vazão de Descarga considerou-se duas componentes

$Q_{\text{evaporado}}$  - vazão dada pela evaporação da água no reservatório Para a região estudada a evaporação média anual é de 1,468m

$Q_{\text{tubos}}$  - vazão dada pela descarga máxima pela tomada d'água De acordo com a curva de descarga da galena a vazão média é da ordem de 0,4 m<sup>3</sup>/s

Com a curva Cota x Área x Volume (anexo II) estimou-se  $Q_{\text{evaporado}}$  da seguinte forma

	Cota	Volume(hm <sup>3</sup> )	Área(km <sup>2</sup> )
1	36,89	11	3,7
2	31,5	0,65	0,3

$$Q_{\text{evaporado}} = (A_1 + A_2) / 2 * 1,468 = 2,94E+06 \text{ m}^3/\text{ano}$$

$$Q_{\text{tubos}} = q_{\text{média}} * 31,5 * 10^6 = 1,3E+07 \text{ m}^3/\text{ano}$$

a vazão total será

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{evaporado}} + Q_{\text{tubos}} \quad (\text{m}^3/\text{ano})$$

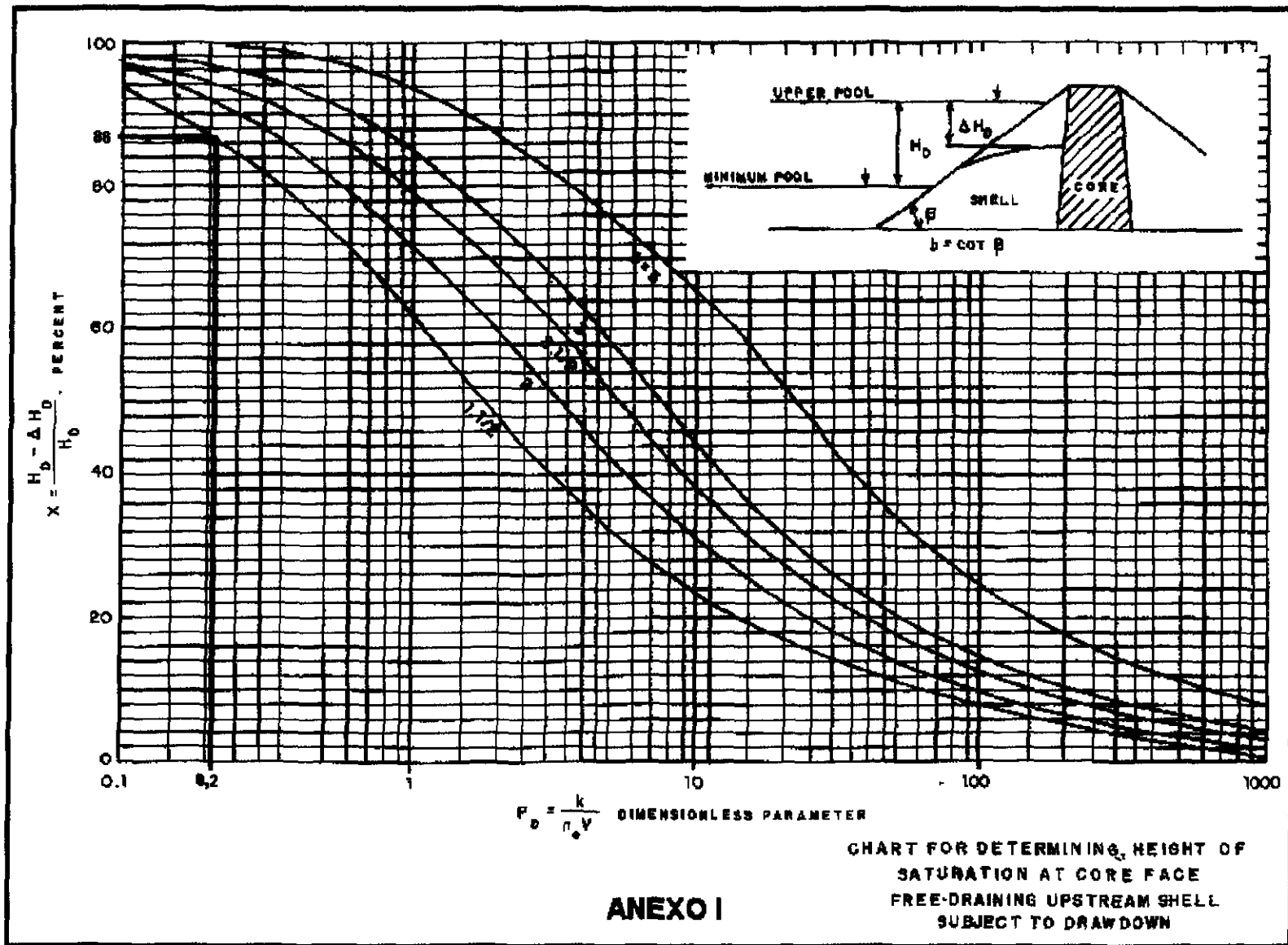
$$Q_{\text{total}} = 1,57E+07 \text{ m}^3/\text{ano}$$

### 2) Tempo para Rebaixamento do NA Max para o NA Min

$$t = \Delta \text{volume} / Q_{\text{total}} \quad (\text{anos})$$

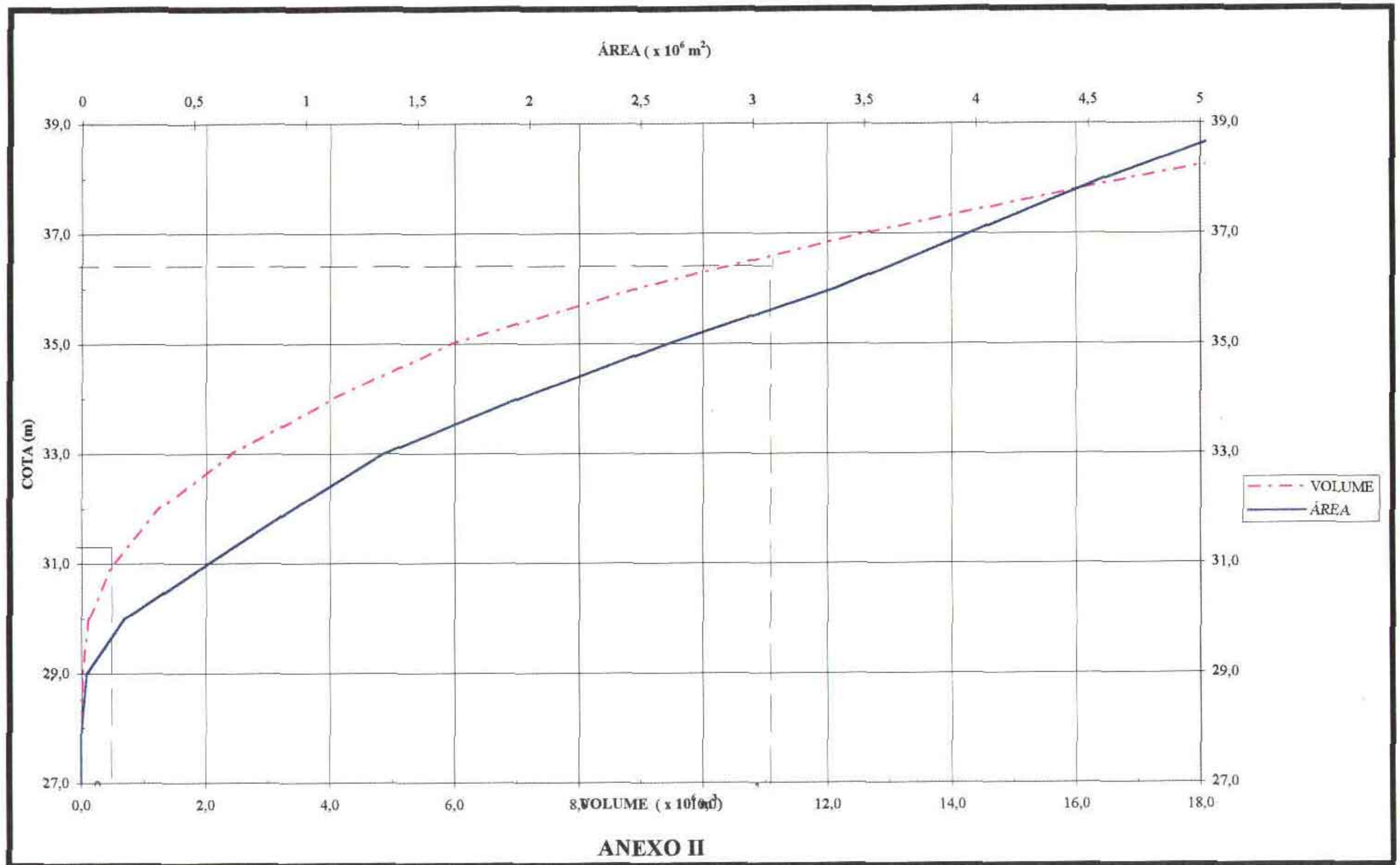
$$t = V_1 - V_2 / Q_{\text{total}} \quad (\text{anos})$$

$$t = 0,660 \text{ anos}$$



970000





Quadro (2) Gráfico 3

000017

3) Velocidade de Descida do Nível D'água

$$v = \Delta H / t$$

$$v = (36,89 - 31,5) / 0,66 \quad (\text{m/ano})$$

$$v = 3,556 \text{ m/ano} = 1,1\text{E-}07 \text{ m/s}$$

4) Estimativa da Queda da Linha de Saturação no Maciço

De acordo com o exposto acima e, com base no ábaco do Anexo I, tem-se

$$P_D = K / h_e v$$

onde

K = permeabilidade do material do maciço,

$\eta_e$  = porosidade efetiva,

$$\text{sendo } h_e = h / 100 = (w_1 - w_2) / 2$$

$w_1$  = teor de umidade saturado

$w_2$  = teor de umidade depois da drenagem

v = velocidade de rebaixamento do nível d'água do reservatório

Para a barragem Cauhape, tem-se

$$K = 2,532\text{E-}09 \text{ m/s}$$

$$\eta_e = 10 \%$$

$$v = 1,14\text{E-}07 \text{ m/s}$$

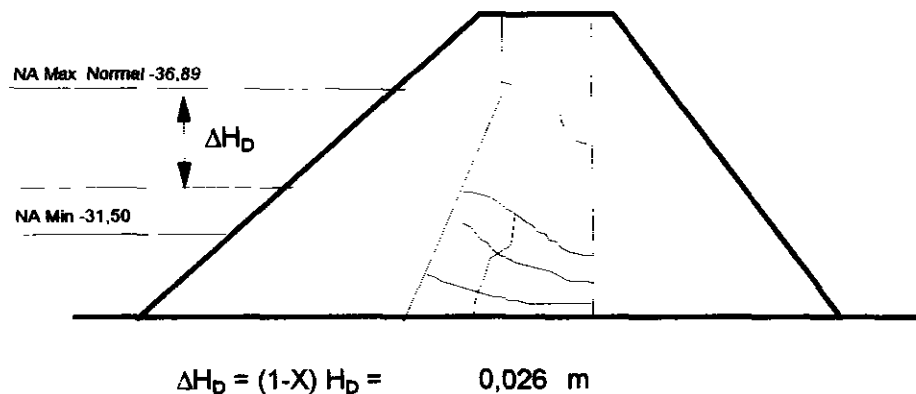
logo,

$$P_D = 0,221$$

no ábaco do Anexo I, para talude 1,5 1,0

$$X = 86\%$$

$$\text{sendo } X = (H_D - \Delta H_D) / H_D$$



Observa-se um atraso de 0,026m na descida da linha de saturação, o que pode ser desprezado na caracterização de uma rede de fluxo no núcleo

## VI) ESTABILIDADE DOS TALUDES

A seção escolhida para os cálculos foi a seção máxima, uma vez que esta que detém as condições mais desfavoráveis. Os estudos se desenvolveram com a comparação dos fatores de segurança ( $F_s$ ) encontrados, com os admissíveis para este projeto.

Os casos de carregamento a que o maciço será submetido determinaram os parâmetros de resistência a serem utilizados e o tipo de análise a ser feita, tais como

### FINAL DE CONSTRUÇÃO

O talude de montante foi analisado para esta condição e esta análise feita em termos de pressões totais

### REGIME PERMANENTE

Este regime é crítico para o talude de jusante e a análise é feita em termos de pressões efetivas. Foi considerada a superfície freática estabelecida no nível máximo normal (cota da soleira) e o sistema de drenagem interna em funcionamento.

### REBAIXAMENTO RÁPIDO

O talude de montante foi analisado para esta condição e, a análise feita em termos de pressões efetivas. Esta condição foi verificada embora os estudos do item anterior demonstrem que esta hipótese é improvável.

Os coeficientes de segurança admissíveis seguiram as recomendações do "Army Corps of Engineers", que são

para FINAL DE CONSTRUÇÃO -  $F_s > 1,30$

para REGIME PERMANENTE -  $F_s > 1,40$

para REBAIXAMENTO RÁPIDO -  $F_s > 1,00$

Os parâmetros considerados para os diversos materiais foram obtidos com base na caracterização das áreas de empréstimo e, em experiências com material similar em outras obras.

Os parâmetros dos materiais são

MATERIAL	$\Phi$ (°)	$c$ (t/m <sup>2</sup> )	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )
SC	28	4,2	1,85
Areia	30	0	1,85
Enrocamento	42 (*)	0	2,00
Transições	35	0	1,90
Material de Fundação	28	0	1,80

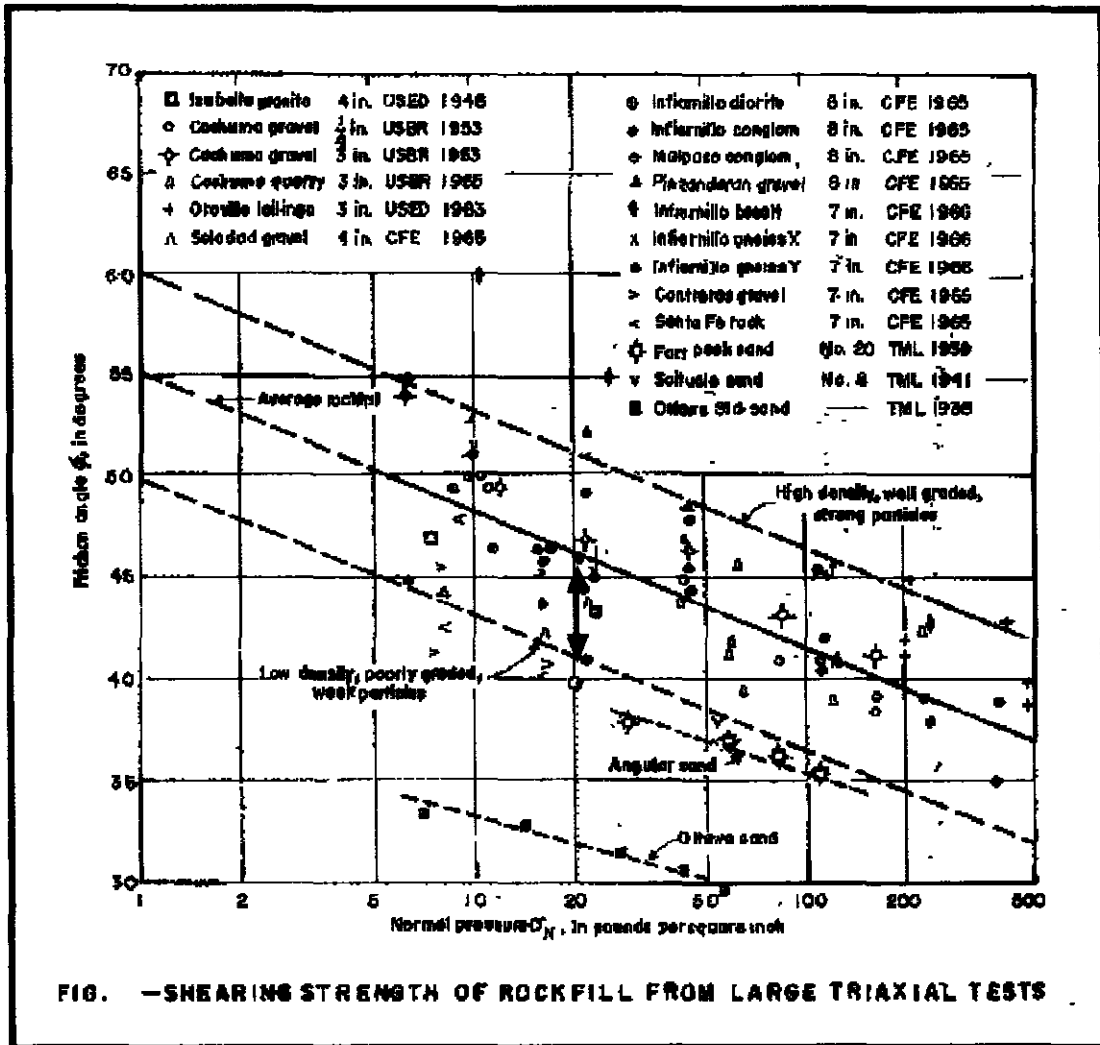


FIG. —SHEARING STRENGTH OF ROCKFILL FROM LARGE TRIAXIAL TESTS

ANEXO III

(\*) - 1) Segundo o trabalho "Review of Shearing Strength of Rockfill", Thomas M Leps, J S M F D , Julho de 1970, tem-se através de ábaco (vide Anexo III) uma relação entre pressão normal e ângulo de atrito para Enrocamento. Dessa forma, considerando-se uma altura máxima da barragem em torno de 11m na altura da estaca 30, obtém-se

$\sigma_n = 1,9 * 11 = 20,9 \text{ t/m}^2 = 29,7198 \text{ pounds/in}^2$   
entrando no gráfico (Anexo III) com o valor de  $\sigma_n$  tira-se um valor de  $\Phi$  entre  $41^\circ$  e  $46^\circ$

A seguir são apresentados os resultados para a superfície crítica de ruptura de cada análise (LISTAGEM DOS RESULTADOS E DESENHOS II, III, IV, V, VI)

FATIA	ÂNGULO	PESO(W)	COS	W COS	SEN	W B COS	NORMAL
1	61	92,952	0,485	45,064	0,875	4,506	40,557
2	54	126,444	0,588	74,322	0,809	7,432	66,890
3	50	162,324	0,643	104,340	0,766	10,434	93,906
4	41	198,216	0,755	149,595	0,656	14,960	134,636
5	45	182,028	0,707	128,713	0,707	12,871	115,842
6	37	211,02	0,799	168,528	0,602	16,853	151,675
7	33	218,724	0,839	183,437	0,545	18,344	165,093
8	30	233,244	0,866	201,995	0,500	20,200	181,796
9	27	245,208	0,891	218,482	0,454	21,848	196,634
10	24	248,628	0,914	227,133	0,407	22,713	204,420
11	22	252,024	0,927	233,672	0,375	23,367	210,305
12	18	251,676	0,951	239,358	0,309	23,936	215,422
13	15	248,664	0,966	240,191	0,259	24,019	216,172
14	12	243,024	0,978	237,713	0,208	23,771	213,942
15	10	240,72	0,985	237,063	0,174	23,706	213,357
16	7	240,528	0,993	238,735	0,122	23,874	214,862
17	3	231,732	0,999	231,414	0,052	23,141	208,273
18	0	221,184	1,000	221,184	0,000	22,118	199,066
19	-3	209,4	0,999	209,113	-0,052	20,911	188,202
20	-5	196,224	0,996	195,477	-0,087	19,548	175,930

FS = 1,46

FATIA	ÂNGULO	PESO(W)	COS	W COS	SEN	W B COS	NORMAL
1	56	41,208	0,55919101	23,0431431	0,82903885	4,60862862	18,4345145
2	50	65,784	0,64278605	42,2850373	0,76604575	8,45700746	33,8280298
3	44	85,44	0,71933855	61,460286	0,69465966	12,2920572	49,1682288
4	39	99,96	0,77714496	77,6834102	0,62932163	15,536682	62,1467281
5	35	109,788	0,81915122	89,9329747	0,57357761	17,9865949	71,9463797
6	30	124,308	0,86602479	107,65381	0,50000106	21,530762	86,1230478
7	27	137,124	0,89100602	122,17831	0,45399148	24,435662	97,742648
8	22	139,692	0,92718352	129,52012	0,37460743	25,904024	103,616096
9	20	138,408	0,93969234	130,060938	0,34202091	26,0121875	104,04875
10	14	134,988	0,97029559	130,978261	0,24192245	26,1956522	104,782609
11	11	130,716	0,9816271	128,314368	0,19080944	25,6628735	102,651494
12	8	123,024	0,99026802	121,826733	0,13917342	24,3653467	97,4613866
13	5	117,468	0,99619468	117,020997	0,08715595	23,4041993	93,6167974
14	-3	100,392	0,99862953	100,254416	-0,05233608	20,0508831	80,2035325

FS = 1,35

FATIA	ÂNGULO	PESO(W)	COS	W COS	SEN	W B COS	NORMAL
1	61	88,3044	0,485	42,811	0,875	4,281	38,530
2	54	120,1218	0,588	70,606	0,809	7,061	63,545
3	50	154,2078	0,643	99,123	0,766	9,912	89,210
4	41	188,3052	0,755	142,116	0,656	14,212	127,904
5	45	172,9266	0,707	122,277	0,707	12,228	110,050
6	37	200,469	0,799	160,101	0,602	16,010	144,091
7	33	207,7878	0,839	174,265	0,545	17,427	156,839
8	30	221,5818	0,866	191,895	0,500	19,190	172,706
9	27	232,9476	0,891	207,558	0,454	20,756	186,802
10	24	261,0594	0,914	238,490	0,407	23,849	214,641
11	22	264,6252	0,927	245,356	0,375	24,536	220,821
12	18	264,2598	0,951	251,326	0,309	25,133	226,193
13	15	261,0972	0,966	252,200	0,259	25,220	226,980
14	12	255,1752	0,978	249,599	0,208	24,960	224,639
15	10	252,756	0,985	248,916	0,174	24,892	224,024
16	7	252,5544	0,993	250,672	0,122	25,067	225,605

FS = 1,37

FATIA	ÂNGULO	PESO(W)	COS	W COS	SEN	W B COS	NORMAL
1	56	39,1476	0,55919101	21,8909859	0,82903885	4,37819719	17,5127887
2	50	62,4948	0,64278605	40,1707854	0,76604575	8,03415708	32,1366283
3	44	81,168	0,71933855	58,3872717	0,69465966	11,6774543	46,7098173
4	39	94,962	0,77714496	73,7992397	0,62932163	14,7598479	59,0393917
5	35	104,2986	0,81915122	85,436326	0,57357761	17,0872652	68,3490608
6	30	118,0926	0,86602479	102,271119	0,50000106	20,4542239	81,8168954
7	27	130,2678	0,89100602	116,069395	0,45399148	23,2138789	92,8555156
8	22	132,7074	0,92718352	123,044114	0,37460743	24,6088228	98,4352912
9	20	131,4876	0,93969234	123,557891	0,34202091	24,7115781	98,8463126
10	14	141,7374	0,97029559	137,527174	0,24192245	27,5054348	110,021739
11	11	137,2518	0,9816271	134,730086	0,19080944	26,9460172	107,784069
12	8	129,1752	0,99026802	127,91807	0,13917342	25,583614	102,334456
13	5	123,3414	0,99619468	122,872047	0,08715595	24,5744093	98,2976372
14	-3	105,4116	0,99862953	105,267136	-0,05233608	21,0534273	84,2137091
15	-10	252,756	0,98480768	248,916051	-0,17364858	49,7832101	199,13284
16	-17	252,5544	0,95630455	241,518923	-0,29237237	48,3037845	193,215138

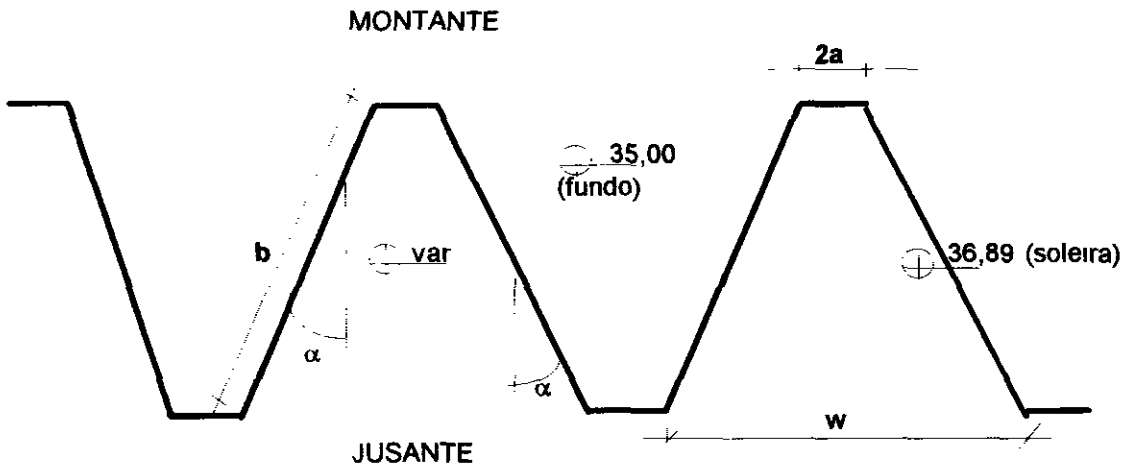
FS = 1,25

FATIA	ANGULO	PESO(W)	COS	W COS	SEN	W B COS	NORMAL
1	61	94,81104	0,485	45,965	0,875	4,597	41,369
2	54	128,97288	0,588	75,808	0,809	7,581	68,227
3	50	165,57048	0,643	106,426	0,766	10,643	95,784
4	41	202,18032	0,755	152,587	0,656	15,259	137,328
5	45	185,66856	0,707	131,287	0,707	13,129	118,159
6	37	215,2404	0,799	171,898	0,602	17,190	154,709
7	33	223,09848	0,839	187,106	0,545	18,711	168,395
8	30	237,90888	0,866	206,035	0,500	20,603	185,431
9	27	250,11216	0,891	222,851	0,454	22,285	200,566
10	24	253,60056	0,914	231,676	0,407	23,168	208,508
11	22	257,06448	0,927	238,346	0,375	23,835	214,511
12	18	256,70952	0,951	244,145	0,309	24,415	219,731
13	15	253,63728	0,966	244,995	0,259	24,499	220,495
14	12	247,88448	0,978	242,468	0,208	24,247	218,221
15	10	245,5344	0,985	241,804	0,174	24,180	217,624
16	7	245,33856	0,993	243,510	0,122	24,351	219,159
17	3	236,36664	0,999	236,043	0,052	23,604	212,438
18	0	225,60768	1,000	225,608	0,000	22,561	203,047
19	-3	213,588	0,999	213,295	-0,052	21,330	191,966
20	-5	200,14848	0,996	199,387	-0,087	19,939	179,448

FS = 1,26



## VII) VERTEDOURO LABIRINTO



$Q_{1000} =$	525,28 m <sup>3</sup> /s	$Q_{10000} =$	992,24 m <sup>3</sup> /s
$a =$	0,6		
$b =$	19		
$\alpha =$	11,5		
$\text{sen } \alpha =$	0.19936839		
$p =$	2,5		
$n^{\circ}$ módulos =	12		

### I) MÉTODO DE MAGALHÃES

Limitações

- a)  $1 \leq l/w \leq 8$
- b)  $0,2 \leq h/p \leq 0,6$
- c)  $w/p \geq 2$
- d)  $\alpha / \alpha_{\max} \geq 0,8$

cálculo de  $l$

$$l = 4a + 2b = 40,4$$

cálculo de  $w$

$$w = 4a + 2b \text{sen } \alpha = 9,9760$$

cálculo de  $\alpha_{\max}$

$$\text{sen } \alpha_{\max} = (w/2) / (l/2) = w/l$$

logo,

$$\text{sen } \alpha_{\max} = 0,2469$$

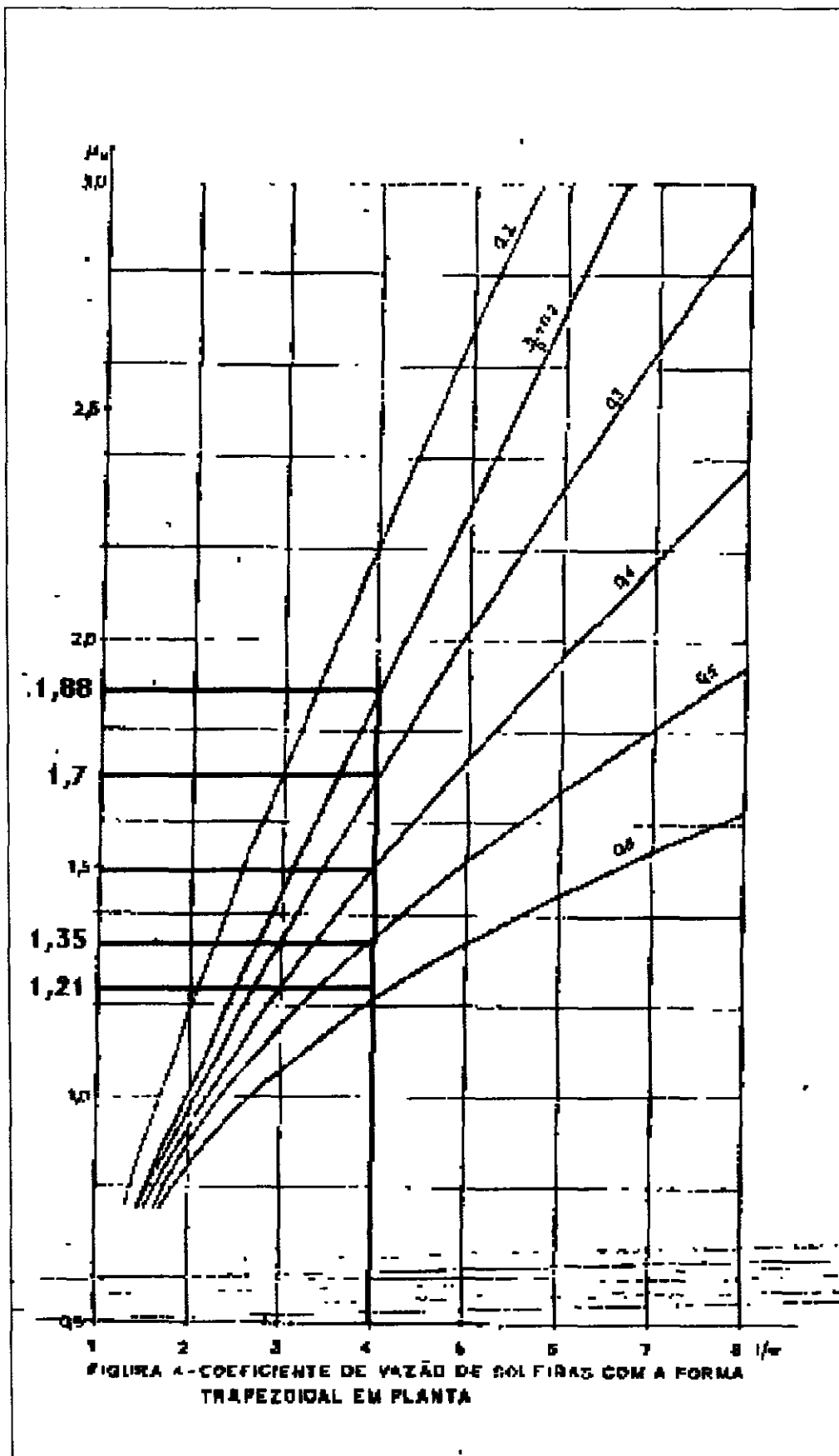
$$\alpha_{\max} = 14,2959$$

cálculo de  $h$

$$h = (Q/Cd * L)^{2/3} = 0,9152$$

Verificações

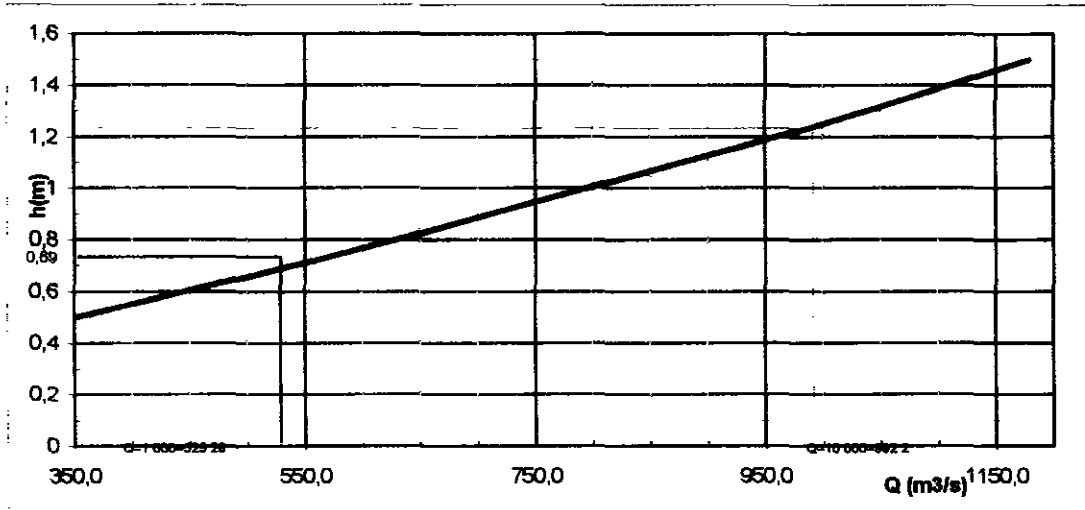
$$\frac{\alpha}{\alpha_{\max}} = 0,8044 \quad \text{OK}$$



$l/w = 4,0497$  OK

$w/p = 3,9904$  OK

h	h/p	Cd	Q <sub>módulo</sub>	Q <sub>total</sub>
0,500	0,200	8,327	29,371	352,452
0,750	0,300	7,530	48,792	585,501
1,000	0,400	6,644	66,282	795,387
1,250	0,500	5,980	83,369	1000,428
1,500	0,600	5,360	98,226	1178,717



Do gráfico acima tem-se  
para  $Q_{1000}$ , lâmina de sangria igual a 0,69m  
para  $Q_{10000}$ , lâmina de sangria igual a 1,24m

## II) MÉTODO DE HAY & TAYLOR

$$Q_n = C_o * w * h^{3/2} \text{ (Estrutura Linear)}$$

$$Q_l = \rho * Q_n, \text{ sendo } \rho = Q_l / Q_n \text{ (Vazão linear)}$$

$$C_o = 2,1$$

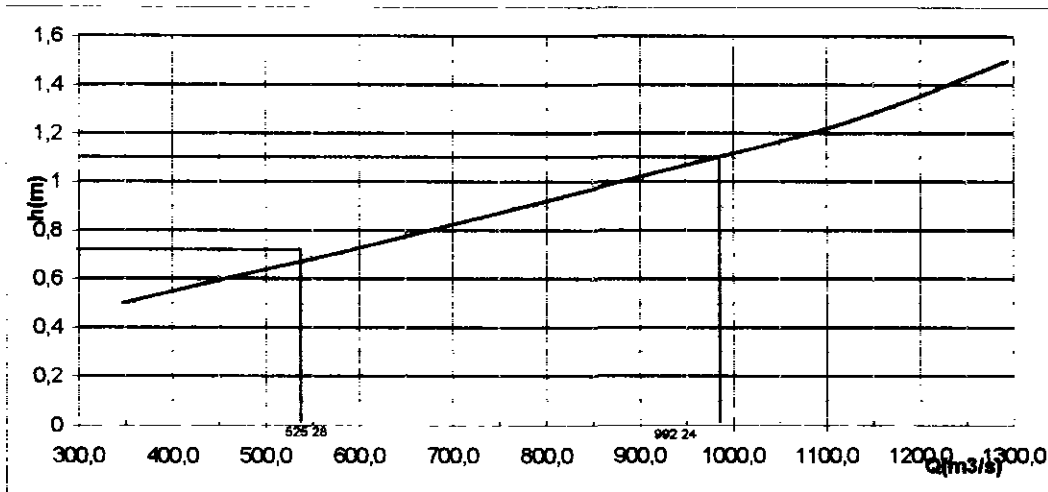
limitações

$$w/p \geq 2$$

$$\alpha \geq 0,75 \alpha_{\max}$$

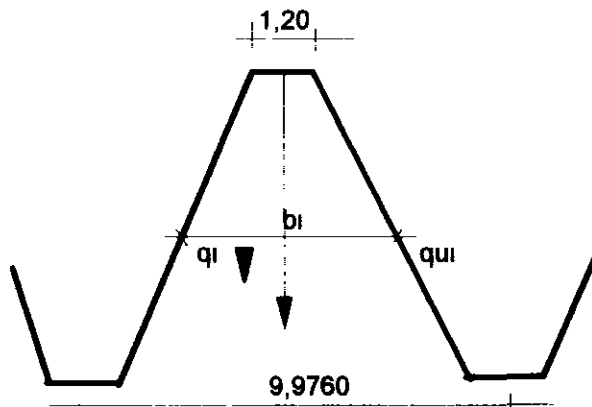
Verificação

h	h/p	$\rho = Q_l / Q_n$	Q <sub>n</sub>	Q <sub>l</sub>
0,500	0,200	3,900	88,882	346,638
0,750	0,300	3,800	163,286	620,487
1,000	0,400	3,500	251,395	879,883
1,250	0,500	3,200	351,335	1124,273
1,500	0,600	2,800	461,842	1293,159



Do gráfico acima tem-se  
 para  $Q_{1000}$ , lâmina de sangria igual a 0,62m  
 para  $Q_{10000}$ , lâmina de sangria igual a 1,15m

Para que o vertedouro em labirinto funcionamento satisfatório é necessário que a lâmina máxima a jusante não exceda a metade da altura das paredes, sendo necessária a verificação das condições de fluxo no canal interno às paredes do labirinto



$b_i$  = largura do canal (m) para  $x = 1$   
 $q_i$  = vazão na seção ( $m^3/s$ ) para  $x = 1$   
 $q_{ui}$  = vazão por largura ( $m^3/s\ m$ ) para  $x = 1$

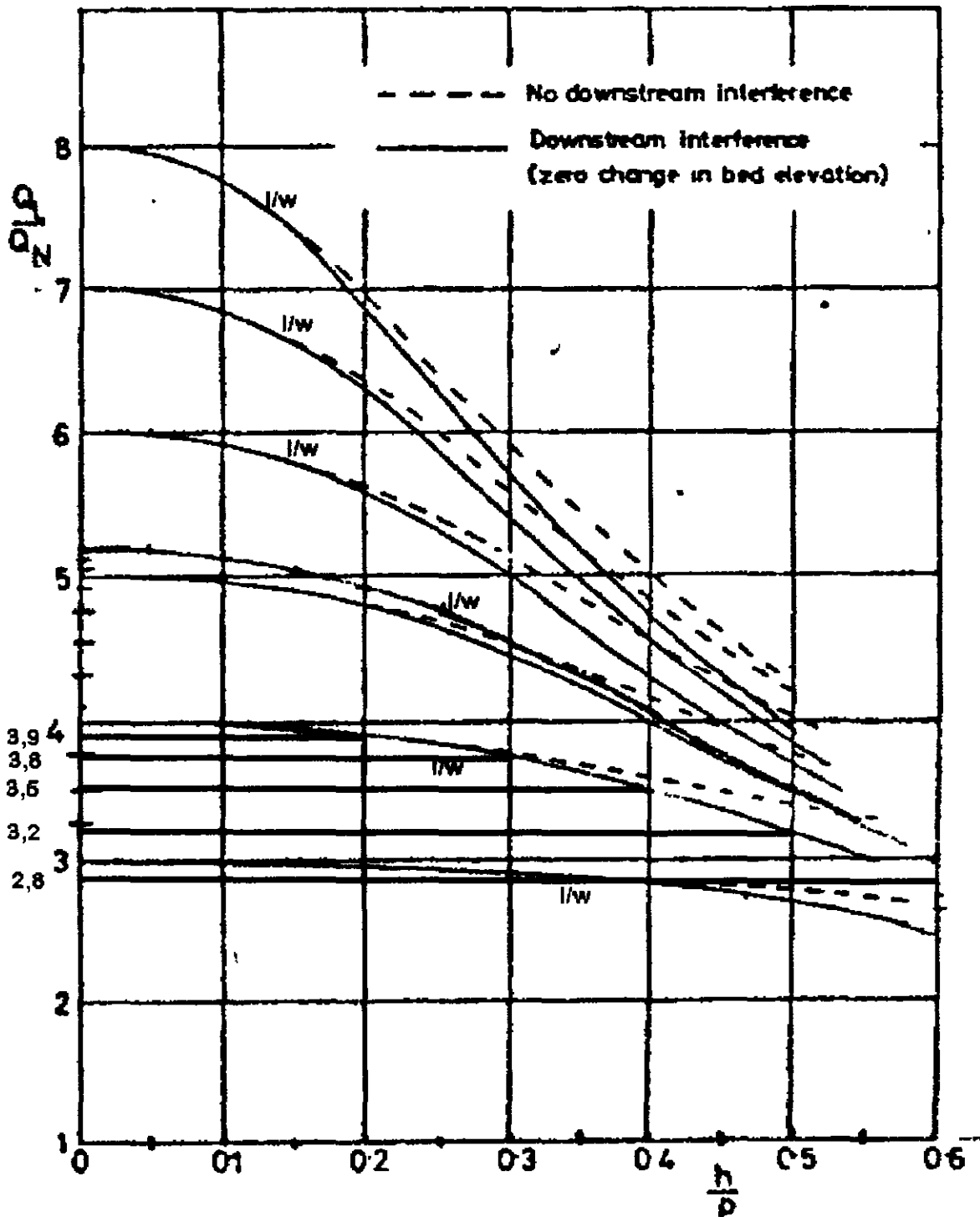
#### Equações

$$q_{ui} = q_i / b_i$$

$$q_i = (2a + (2x/\cos\alpha)) \cdot (Q/n) / = 1,20 + 2x/\cos (11,50) * 1,083498$$

$$b = 2a + 2x\text{tg}\alpha = 1,20 + 2x*\text{tg} (11,50)$$

$$q_{ui} = \frac{1,20 + 2x/\cos (11,50)}{1,20 + 2x*\text{tg} (11,50)} * 0,925124$$



DESIGN CHART 2: FOR TRAPEZOIDAL PLAN FORM WEIRS CONSTRUCTED WITHOUT APRONS.  $w \cdot p \geq 2$ , SIDE WALL ANGLE  $\alpha = 0.75 \alpha_{max}$

### Condição inicial do fluxo

O canal interno do labirinto tem vazão e largura variável, mas não tem declividade na sua base. Nota-se também que a água que chega a cada metro vem de um estado de energia potencial superior, mas que esta energia dissipa-se na queda, uma vez que a velocidade adquirida por esta queda é perpendicular ao fluxo.

O modelo pode ser aplicado tomando-se intervalos, como a seguir

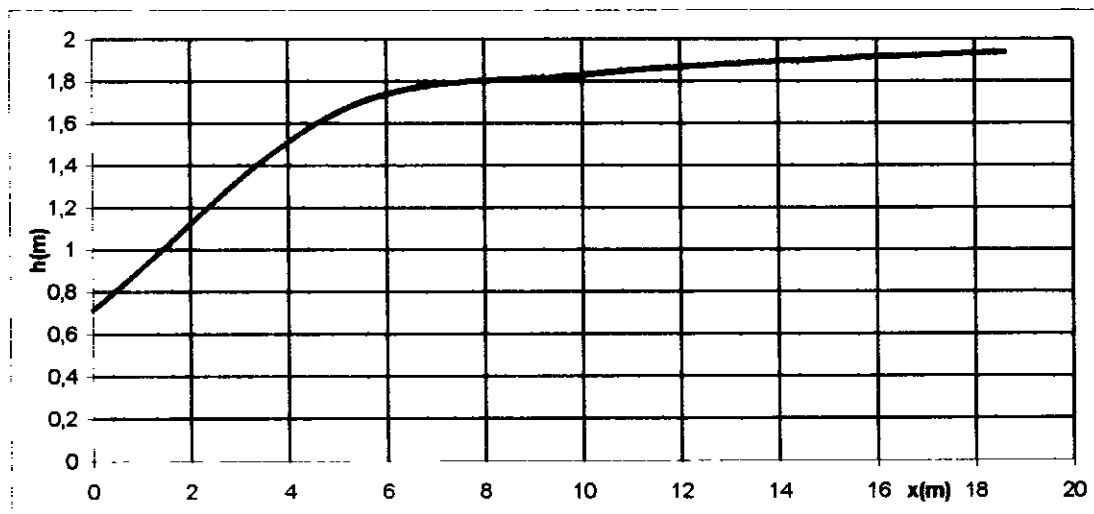
$$q_u = \mu (2gh)^{0,5} h$$

$$h = (q_u / \mu (2gh)^{0,666})$$

o valor de  $\mu$ , para este caso é constante e igual a 0,405

### Condição inicial de fluxo

x	q	b	qu	h	v
0,0000	1,3002	1,2000	1,0835	0,7145	1,5164
5,0000	12,3572	3,2345	3,8204	1,6553	2,3080
10,0000	23,4141	5,2691	4,4437	1,8307	2,4273
15,0000	34,4711	7,3036	4,7197	1,9058	2,4765
18,6186	42,4731	8,7760	4,8397	1,9379	2,4973



Assim, após a saída dos canais internos do labirinto, as condições estabilizadas do escoamento, serão

$$Q = 509,677624 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 120,911988 \text{ m}$$

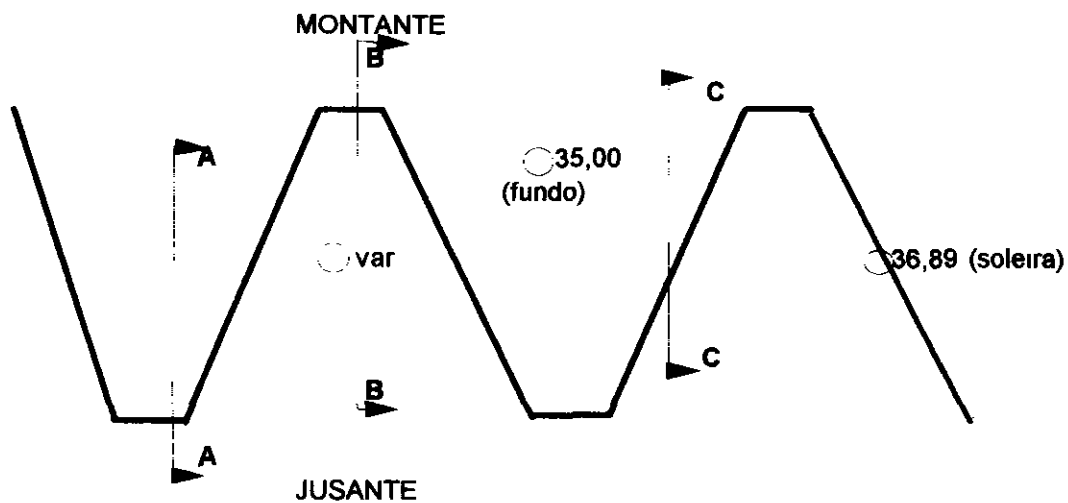
$$C_d = 1,8 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$$

$$h = 1,7634743 \text{ m}$$

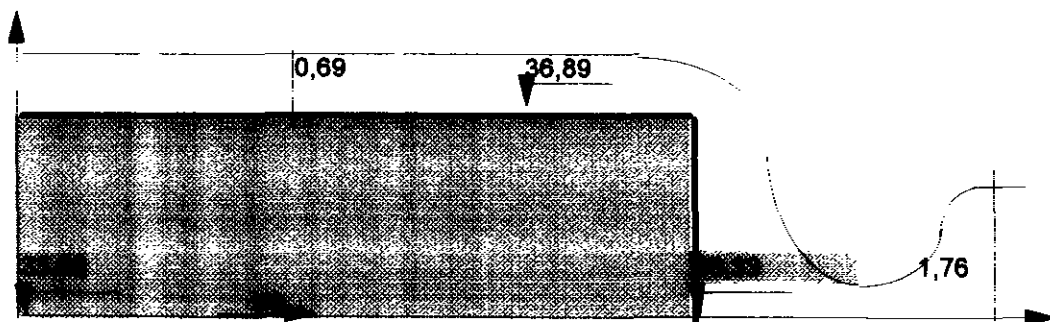
$$v = 2,39032565$$

Nas imediações do labirinto haverá um abaixamento da lâmina em relação à seção final do canal interno e a lâmina da seção externa. Além disso, o desnível existente entre os pontos internos do canal, na situação inicial, tendem a desaparecer com a estabilização do escoamento (escoamento permanente).

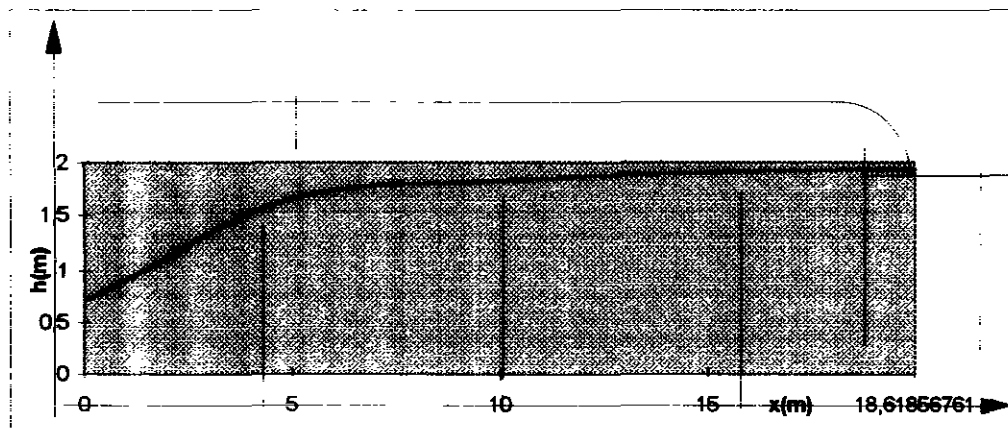
As características do escoamento nas proximidades do fim do labirinto são intermediárias entre as da seção interna ( $h=1,94\text{m}$  e  $v = 2,5\text{m/s}$ ) e as da seção externa ( $h=1,76\text{m}$  e  $v = 2,39\text{m/s}$ ) na proporção dos volumes interno e externo, conforme esquema a seguir



**CORTE AA**



**CORTE BB**



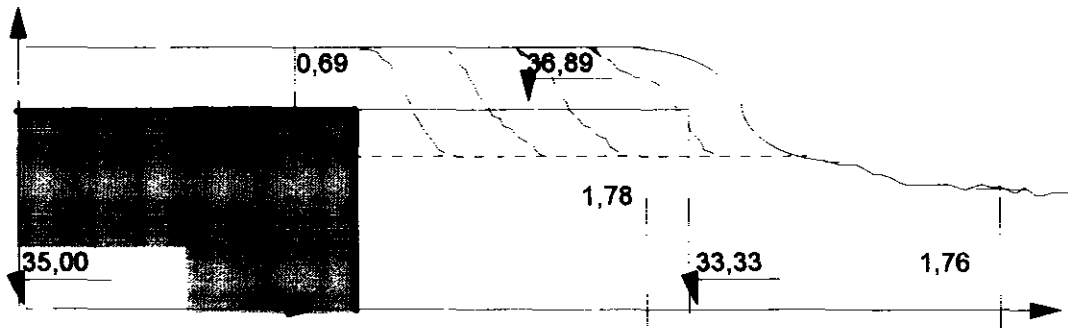
Escoamento após a estabilização

$$h_m = (h_1q_1 + h_2q_2 + h_3q_3)/(q_1 + q_2 + q_3)$$

$$h_m = 1,77749589 \text{ m}$$

$$v_m = 2,37146981 \text{ m/s}$$

### CORTE CC



Para que não haja afogamento,

$$h_{\max \text{ jus}} \leq 0,5 p_{\text{jus}}$$

$$\text{logo, } p_{\text{jus}} \geq 2 \cdot y_{\max \text{ jus}}$$

$$3,56 \geq 2 \cdot 1,76 = 3,52$$

Verificando-se assim, que não ocorrerá 'afogamento' para a descarga milenar