



## **Folha de Dados**

**IDGED:**

0001560003

**TÍTULO:**

AÇUDE OLHO DE ÁGUA VÁRZEA ALEGRE

**SUBTÍTULO:**

PROJETO EXECUTIVO; TOMO III DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS

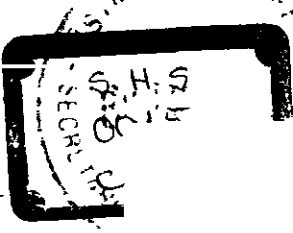
AGUASOLOS



# aguasolos

CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

0156/05



AGUASOLOS—CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA  
Rua Antonio Augusto 1571/1581 – Fortaleza – Ceara

0156/05

Lote 01451 - Prep  Scan  Index ( )  
Projeto Nº 130-3  
Volume \_\_\_\_\_  
Qtd A4 74 Qtd A3 \_\_\_\_\_  
Qtd A2 \_\_\_\_\_ Qtd A1 \_\_\_\_\_  
Qtd A0 \_\_\_\_\_ Outros \_\_\_\_\_

AÇUDE OLHO D'ÁGUA  
(VÁRZEA ALEGRE - CE)  
PROJETO EXECUTIVO  
TOMO III  
DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS  
REVISADO

S U M Á R I O

III.1	- INTRODUÇÃO .....	01
III.2	- BACIAS HIDROGRÁFICAS E HIDRÁULICAS .....	03
III.3	- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MACIÇO E SANGRADOURO .	07
	III.3.1 - Capacidade do Reservatório .....	07
	III.3.2 - Cheia Máxima .....	07
	III.3.3 - Largura do Sangradouro .....	07
	III.3.4 - Folga .....	08
	III.3.5 - Revanche .....	08
	III.3.6 - Cota do Coroamento .....	08
	III.3.7 - Altura Máxima da Barragem .....	08
	III.3.8 - Largura do Coroamento .....	08
	III.3.9 - Espessura do "Rip-Rap" .....	09
III.4	- TAPETE DE MONTANTE .....	12
	III.4.1 - Determinação da Espessura .....	12
	III.4.2 - Cálculo do Comprimento .....	15
	III.4.3 - Determinação da Vazão Percolante .....	19
	III.4.4 - Cálculo do Gradiente Hidráulico .....	19
III.5	- TAPETE DE JUSANTE .....	21
	III.5.1 - Determinação das Dimensões .....	21
III.6	- VALA DRENANTE .....	26
	III.6.1 - Dimensionamento .....	26
III.7	- CÁLCULO DA ESTABILIDADE DOS TALUDES .....	30
III.8	- PREVISÃO DOS RECALQUES .....	52
III.9	- DIMENSIONAMENTO DOS FILTROS .....	57
III.10	- TOMADA D'ÁGUA .....	65

III.10.1 - Localização da Tomada D'água .....	65
III.10.2 - Vazão Regularizada .....	65
III.10.3 - Dimensionamento do Tubo da Galeria ...	65

III.1 - INTRODUÇÃO

### III.1 - INTRODUÇÃO

Neste relatório são apresentados os cálculos de todos os elementos que compõem a obra do açude Olho D'água, inclusive os critérios e hipóteses admitidas.

As unidades básicas que formam a obra são:

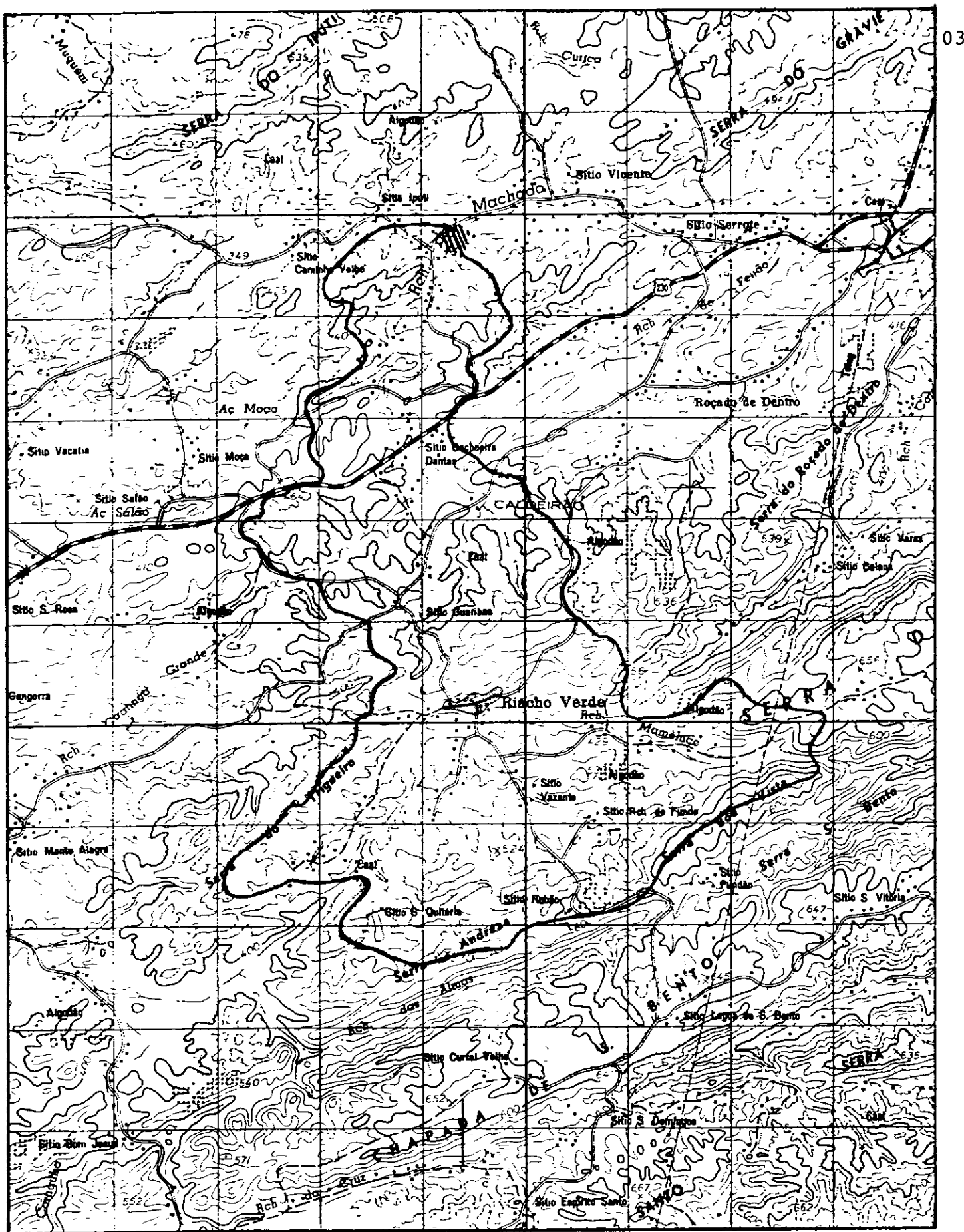
- Barragem de terra do tipo zoneada, com altura máxima de 26,00 m e extensão de 381,00 m. No trecho do plano aluvionar possui um tapete impermeável para montante com 120,0 m e um tapete de jusante, com camada drenante, de 70,0 m de largura.
- Sangradouro, na ombreira esquerda, constituindo-se num canal escavado em rocha alterada, com muros de contenção e proteção. No eixo transversal possui uma viga de fixação.

A largura é de 50m e a extensão do cerca de 216,0 m.

- Vala drenante situada a cerca de 120,0m a jusante do eixo, escavada até o limite da camada argilosa superior, com dreno no seu interior conduzindo as águas para a calha do rio. Tem extensão de 240m e largura de fundo de 4,0m.
- A tomada d'água é de forma circular com um tubo de 0,60m de diâmetro, assente numa base de concreto simples e revestido de concreto armado. O controle da Tomada é feito por dois registros de gaveta situados a jusante.

III.2 - BACIAS HIDROGRÁFICA E  
HIDRÁULICA

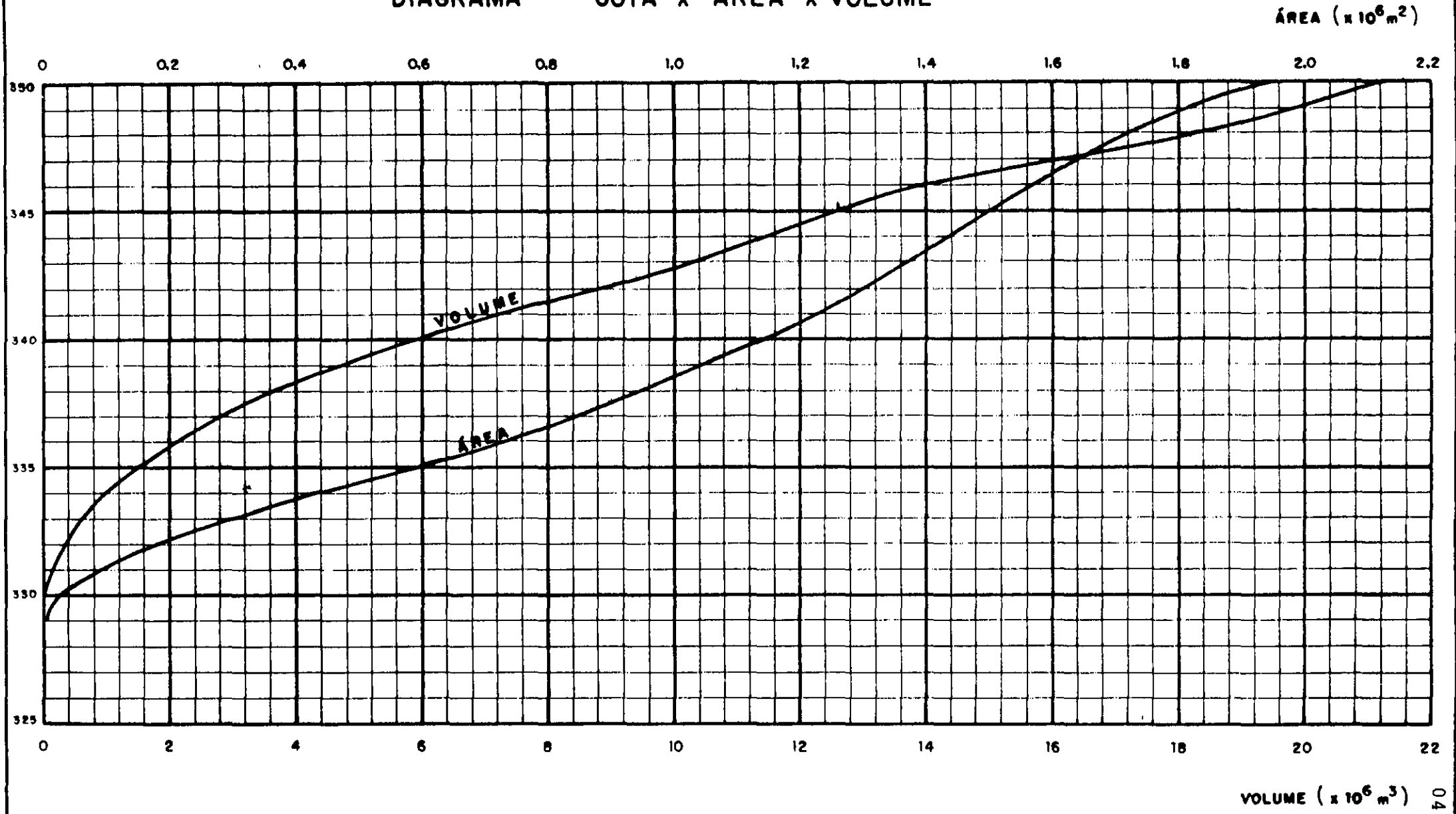




BACIA HIDROGRÁFICA DO AÇUDE OLHO D'ÁGUA  
 ÁREA = 73,2 Km<sup>2</sup>

# AGUDE OLHO D'AGUA

## DIAGRAMA — COTA x ÁREA x VOLUME



VOLUME ( $\times 10^6 \text{ m}^3$ ) 0 4

BACIA HIDRÁULICA  
AÇUDE OLHO D'ÁGUA

COTA (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOLUME (m <sup>3</sup> )	VOLUME ACUMULADO (m <sup>3</sup> )
327	0	0	0
330	20.000,00	30.000,00	30.000,00
332,5	320.000,00	425.000,00	455.000,00
335,0	600.000,00	1.150.000,00	1.605.000,00
337,5	880.000,00	1.850.000,00	3.455.000,00
340	1.126.700,00	2.508.375,00	5.963.375,00
342,5	1.360.300,00	3.108.750,00	9.102.125,00
345	1.500.000,00	3.575.375,00	12.647.500,00
347,5	1.700.000,00	4.125.000,00	16.772.500,00
350	1.950.000,00	4.562.500,00	21.335.000,00

III.3 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO  
MACIÇO E SANGRADOURO

### III.3 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MACIÇO E SANGRADOURO

#### III.3.1- Capacidade do Reservatório

A capacidade do açude Olho D'água foi definida em  $21,3 \times 10^6 \text{m}^3$ , sendo assim de acordo com o diagrama cota-área-volume, a cota da soleira do sangradouro fica fixada em 350,00 (ver Estudos Hidroclimatológicos).

#### III.3.2- Cheia Máxima de Projeto

Segundo os estudos hidroclimatológicos a cheia máxima para um período de retorno de 1.000 anos foi estimada em  $223,70 \text{m}^3/\text{s}$ .

#### III.3.3- Largura do Sangradouro

Foi calculado para o açude Olho D'água uma redução da onda de cheia em torno de 33% assim sendo, a vazão máxima de projeto passa a ser então de  $150 \text{m}^3/\text{s}$ .

Fixando a altura da lâmina máxima em 1,42m temos:

$$L = \frac{Q}{CH^{3/2}} \text{ onde:}$$

L = Largura do sangradouro, m

Q = Vazão máxima de projeto,  $\text{m}^3/\text{s}$

C = 1,77 (sangradouro tipo soleira espessa)

H = Lâmina máxima, m

$$L = \frac{150}{1,77 \cdot 1,42^{3/2}} \quad L = 50\text{m}$$

$$H^{3/2} = \frac{150}{1,77 \times 50} \quad H = 1,42\text{m}$$

III.3.4 - Folga do Barramento

O fetch do reservatório é igual a 2,0Km e a fórmula utilizada para o cálculo da folga é a seguinte:

$$f = 1,02 + 0,0232F - 0,0326 \sqrt[4]{F^3} + 0,482\sqrt{F} - 0,354 \sqrt[4]{F}$$

$$f = 1,02 + 0,04664 - 0,0548 + 0,6817 - 0,4210$$

$$f = 1,27 \quad \text{Adotar } f = 1,58$$

III.3.5 - Revanche

$$R = H + f$$

$$R = 1,42 + 1,58$$

$$R = 3,00$$

III.3.6 - Cota do Coroamento da Barragem (Cc)

$$C_c = C_s + f + H$$

$$C_c = 350 + 1,58 + 1,42 = 353,00$$

III.3.7 - Altura Máxima da Barragem

$$H_b = C_c - C_t$$

$$H_b = 353 - 327$$

$$H_b = 26,00 \text{ m}$$

III.3.8 - Largura do Coroamento (B)

Segundo a fórmula de Preece:

$$B = 1.1 \sqrt{H} + 0,9$$

$$B = 1.1 \sqrt{26} + 0,9$$

$$B = 6,5 \text{ m}$$

Baseado em experiência de Barragens construídas pelo DNOCS, semelhantes a esta, adotamos B = 6,00m.

*[Handwritten signature]*

### III.3.9 - Espessura do "Rip-Rap"

Para determinação da espessura do "Rip-Rap" usou-se como primeira aproximação a indicação do "Tennessee Valley Authority" que é:

$$e = C V^2$$

onde V = velocidade da onda (m/s)

C = coeficiente que depende do tipo de rocha e inclinação do talude (talude 1:3 e  $\delta$  rocha = 2,50 tem-se C = 0,028).

Pela expressão de Gaillard

$$V = 1,5 + 2.H$$

onde H = altura da onda (m)

V = velocidade em m/s

Stevenson sugere para "fetch" menor que 18 Km

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

sendo o F = 2 Km tem-se

$$H = 0,92 \text{ m}$$

logo V = 3,34 m/s

$$\text{então: } e = 0,028 \times (3,34)^2$$

$$e = 0,31 \text{ m}$$

O "Army Corps Engineers" indica valores em forma de quadro onde tirou-se:

ALTURA DA ONDA (m)	ESPESSURA MÍNIMA DO ENROCAMENTO (m)
0,60 - 1,20	0,45

O "Bureau of Reclamation" indica para pequenas barragens que a espessura mínima de enrocamento é função do "fetch" e para o caso de  $F = 2,0$  Km tem-se cerca de 0,50 m.

No entanto adotou-se para a espessura do enrocamento 0,60 m devido ter sido projetado "bica corrida" ao invés de pedras jogadas ("dumped rip-rap") como supõe os órgãos citados anteriormente.



III.4 - TAPETE DE MONTANTE

III.4 - TAPETE DE MONTANTE

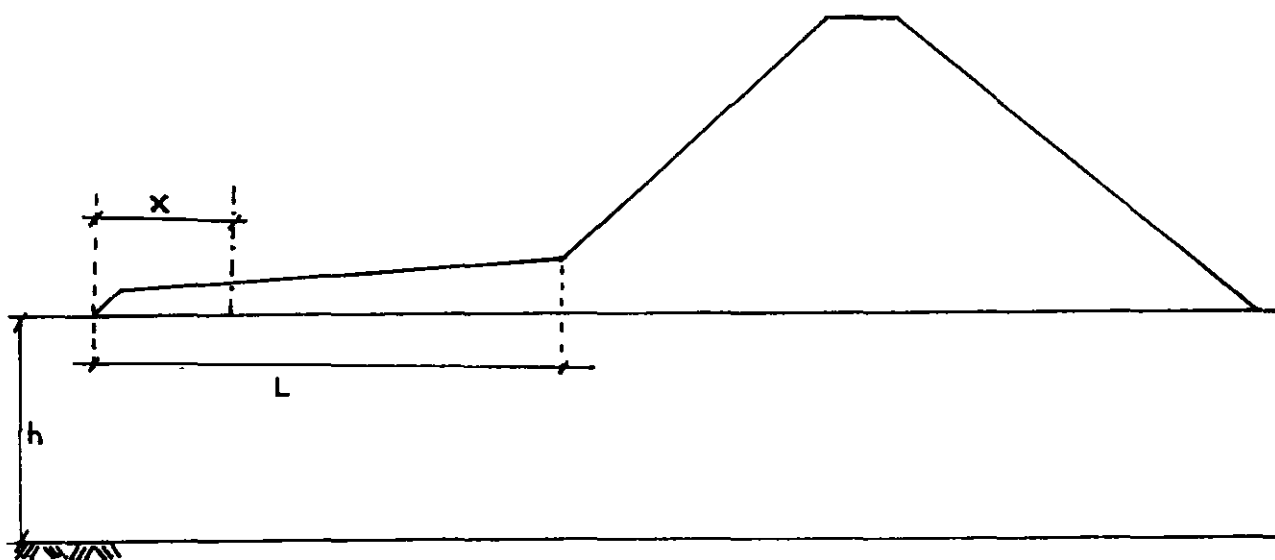
III.4.1 - Determinação da Espessura

O DESIGN OF SMALL DAMS sugere para pequenas barragens que adote-se uma espessura igual a 10% da altura máxima da lâmina d'água, sendo o mínimo de 1,0m.

Como na região do leito do rio a altura da lâmina d'água é de 23,00m. Essa sugestão acarreta numa espessura constante de tapete impermeável de 2,30m.

Se considerarmos teoricamente a extremidade de montante do tapete com um valor nulo para a espessura e um valor máximo no contato com o talude montante da barragem, a espessura do tapete pode ser dada por:

$$e = \frac{K_T}{K_F} \cdot X \cdot \frac{L}{h}$$



sendo:  $K_T$  = coeficiente de permeabilidade do tapete  
 $K_F$  = coeficiente de permeabilidade da fundação.

O tapete será executado com o material da jazida nº 02 de solo CL que possui um coeficiente de permeabilidade máximo de  $10^{-7}$ m/s. Adotamos para a fundação um coeficiente de permeabilidade médio o valor máximo encontrado de  $10^{-5}$ m/s (correspondente ao horizonte de areia fina a grossa medianamente compacta/SPT médio = 13 ver item II.5.6 tomo II)

Com os valores acima adotados elaborou-se o seguinte quadro:

L	ESPESSURA EM (m)			
	X = 0,25L	X = 0,5L	X = 0,75L	X = L
50	0,25	0,50	0,75	1,00
80	0,64	1,28	1,92	2,56
100	1,00	2,00	3,00	4,00
120	1,44	2,88	4,32	5,76
140	1,96	3,92	5,88	7,84
160	2,56	5,12	7,68	10,24
200	4,00	8,00	12,00	16,00
250	6,25	12,50	18,75	25,00

O Professor Virgilio Penalva Esteves (Publicação "Barragens de Terra" da Escola Politécnica de Campina Grande) indica que a espessura do tapete impermeável deve ser, em geral, superior a :

$$0,60 + \frac{X}{100}$$

Tomando  $X = L$  tem-se:

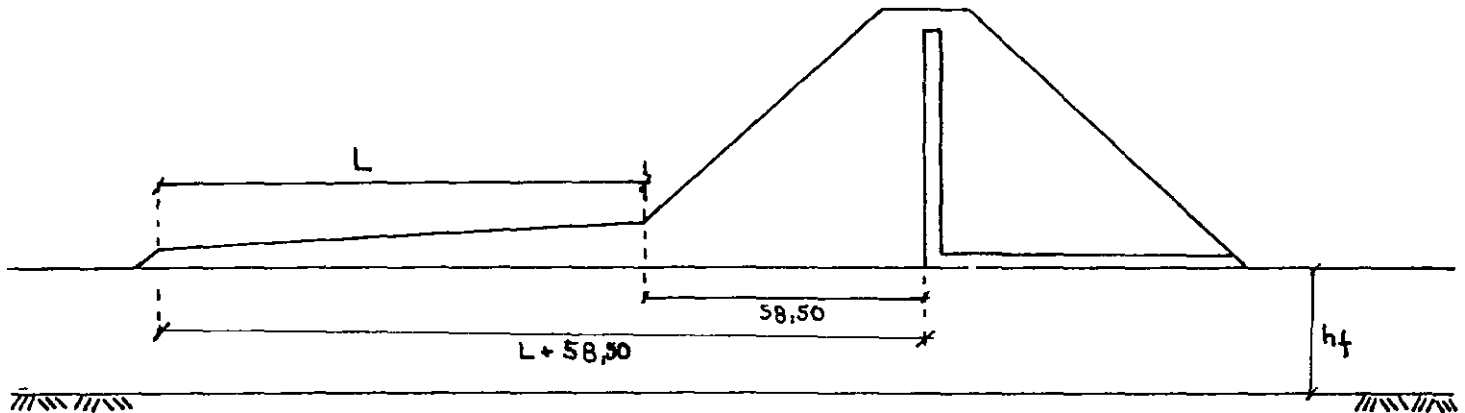
L (m)	ESPESSURA MÍNIMA (m)
50	1,10
80	1,40
100	1,60
120	1,80
140	2,00
160	2,20
200	2,60
250	3,10

Observa-se que os valores teóricos calculados para o tapete com espessura variável são muito mais elevados que os obtidos pela recomendação do U.S. Bureau of Reclamation e do Prof. Virgílio Penalva Esteves. Para um tapete de 250m de extensão o valor da espessura máxima do tapete pelos cálculos teóricos chega a ser igual a altura máxima da barragem.

Adotou-se então um tapete impermeável com espessura constante igual a 2,50m, o que atende a sugestão do "U.S Bureau" e a do Prof. Virgílio,(para comprimento do tapete até 180,00m).

$$\underline{\underline{e = 2,50 \text{ m}}}$$

III.4.2 - Cálculo do Comprimento



$H_{\text{máx}} = 23,00 \text{ m}$   
 $K_f = 10^{-5} \text{ m/s}$   
 $h_f = 25,00 \text{ m}$

III.4.2.1 - Empregando a Expressão de LANE

LANE (1935) desenvolveu um método ponderado de erosão nos contatos horizontais ou em taludes menos íngreme que  $45^\circ$  em relação aos contatos verticais.

A expressão sugerida por LANE é:

$$L = h_{\text{crítica}} \times C_i \times 3$$

sendo:  $h_{\text{crítica}}$  = altura máxima d'água acima da qual poderá ocorrer erosão interna.

$C_i$  = Coeficiente de rastejamento com base em estudos de laboratório.

SOLO	VALORES DE $C_i$ (LANE)
Areia fina e silte	7 a 8,5
Areia média e grossa	5 a 6
Pedregulhos	3 a 4
Argila média	2 a 3
Argila dura	1,5 a 2

Adotando o solo da fundação mais desfavorável (areia fina e siltosa), o valor de  $C_i$  foi admitido igual a 7,0, tem-se:

$$L = 23,00 \times 7 \times 3 = 483,00 \text{ m}$$

Esse valor para o comprimento do tapete é muito elevado. Sherard (Earth and Earth Rock Dans - pg. 314) afirma que na prática atual dos projetos essa expressão empírica de LANE encontra-se em desuso, admitindo-se gradientes hidráulicos mais elevados desde que adote-se um sistema de filtros, baseado em critérios granulométricos, que proporcione segurança do maciço contra a erosão regressiva.

#### III.4.2.2 - Com base na Lei de Darcy

- Velocidade crítica de percolação

$$V_c = i_c \times K_f$$

$i_c$  = gradiente crítico, igual a relação entre a massa específica aparente da fundação submersa e da água (adotado = 1,00).

$$V_c = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$V_c = 10^{-5} \text{ m/s}$$

- Velocidade média de percolação

Lei de Darcy

$$v_m = \frac{q_f}{A} = \frac{K_f \cdot \frac{H}{(L+58,50)} \times h_f}{h_f \times 1,0}$$

$$v_m = \frac{10^{-5} \times \frac{23,00}{L+58,50} \times 25,00}{25,00 \times 1,00}$$

$$v_m = \frac{2,3 \times 10^{-4}}{(L+58,50)} \text{ m/s}$$

Para se ter uma razoável segurança contra carreamento de partículas deve-se ter no mínimo  $\frac{v_c}{v_m} = 2,5$  a  $5,0$ , o que segundo os experimentos de Turnbull e Mansur (1961)\* representa de médio a baixo fluxo freático.

Adotando para a relação entre as velocidades crítica e da fundação igual a  $5,0$  tem-se:

$$\frac{v_c}{5} = \frac{2,3 \times 10^{-4}}{(L+58,50)}$$

$$v_c = 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$\frac{10^{-5}}{5} = \frac{2,3 \times 10^{-4}}{(L+58,50)}$$

$$(L+58,50) = \frac{5 \times 23 \times 10^{-5}}{10^{-5}} = 115,00$$

$$L = 115 - 58,50 = 56,50 \text{ m}$$

$$L = \underline{56,50 \text{ m.}}$$

#### III.4.2.3 - Expressão segundo BENNET (1945)

BENNET admitiu que em um ponto qualquer abaixo do tapete o fluxo horizontal, através da fundação ( $q_f$ ), é igual ao fluxo através do tapete ( $q_t$ ), a montante do ponto, mais a descarga  $q_{fo}$  abaixo da extremidade montante do tapete. A partir dessa hipótese chegou a seguinte expressão:

$$q_f = \int_0^x \frac{d}{dx} q_t + q_{fo}$$

Para tapetes com espessura constante tem-se:

$$\frac{KT}{e_T \cdot k_F \cdot hf} \text{ constante, representado por } \underline{a^2}. \text{ Nesse caso}$$

so a solução para a equação da vazão pela fundação é

$$\frac{d^2 h}{dx^2} = a^2 h$$

(\*) "Investigation of Underseepage - Mississippi River Levees"  
ASCE VOL. 126 - Part. I - pg. 1429 a 1539.

A vazão pela fundação é:

$$q_f = \frac{K_F \cdot h_F \cdot H}{X_r + X_d}$$

onde  $X_r$  : é a largura de um prisma da fundação que, sob a mesma perda de carga  $h$ , irá dar passagem a mesma descarga que sob o gradiente representado por uma linha reta.

$X_d$  = base da zona impermeável do maciço  
(83,50m)

Para a geometria e parâmetros do projeto da barragem Olho D'água tem-se:

$$a = \sqrt{\frac{K_T}{K_F \cdot h_F \cdot e_T}} = \sqrt{\frac{10^{-7}}{10^{-5} \times 25 \times 2,5}}$$

$$a = \frac{1}{79,06}$$

SINGH e SHARMA (1976) no livro "Earth and Rock fill Dans" afirma que com base nas curvas de  $X_r$ , em função de  $x$  e  $a$ , observa-se que abaixo da linha  $ax = \sqrt{2}$  um acréscimo do tapete não acarreta em decréscimo apreciável na vazão pela fundação.

Admite-se, então, que para  $ax = \sqrt{2}$  tem-se o comprimento ótimo para o tapete.

$$ax = \sqrt{2}$$

$$x = \frac{1}{a} \sqrt{2} \qquad a = \frac{1}{79,06}$$

$$x = 79,06 \sqrt{2} = 111,81 \text{ m}$$

Aproximando-se o comprimento do tapete, fica:

$$\underline{x = 120,00 \text{ m}}$$



### III.4.3 - Determinação da Vazão Percolante

#### III.4.3.1 - Cálculo da vazão segundo BENETT

$$X_r = \frac{1}{a} \frac{(e^{2ax} - 1)}{(e^{2ax} + 1)} = 70,25 \text{ m}$$

$$q_F = \frac{K_F \cdot h_F \cdot H}{X_r + X_d} = \frac{10^{-5} \times 25 \times 23,0}{70,25 + 58,50} = 4,47 \times 10^{-5}$$

$$q_F = 4,47 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Para um comprimento da barragem na zona de aluvião i igual a 240,00m tem-se:

$$q_F = 4,47 \times 10^{-5} \times 240 \text{ m}^3/\text{s} = 10,73 \text{ t/s ou } 3,42 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{ano}$$

#### III.4.4 - Cálculo do Gradiente Hidráulico

Calculando o gradiente hidráulico no início do dreno horizontal pelas expressões de Darcy tem-se:

$$i = \frac{H}{\Delta L}$$

$\Delta L$  = distância do início do tapete impermeável até o filtro horizontal do maciço.

$$i = \frac{23,00}{178,50} = 0,13$$

အကျဉ်းချုပ်

III.5 - TAPETE DE JUSANTE

၁၀၀၀

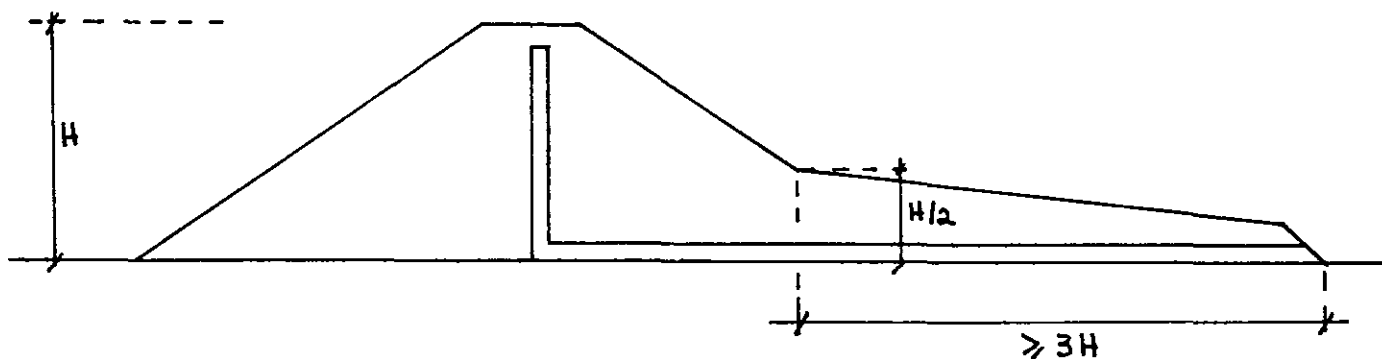
III.5 - TAPETE DE JUSANTE

III.5.1 - Determinação das dimensões

Foi projetado um tapete, a jusante do maciço, constituído de uma camada de areia, com função drenante e filtrante, subjacente a um aterro de solo residual proveniente da escavação do sangradouro.

III.5.1.1 - Com Base nas Sugestões do U.S Bureau of Reclamation

Segundo as recomendações do U.S Bureau of Reclamation (Design of Small Dams - pg. 233) o tapete de jusante, com as características iguais as propostas no projeto, deve possuir as seguintes dimensões.



- Para a região do leito do rio

cota do terreno  $\approx$  327,00 m  
 cota do coroamento = 353,00 m  
 H = 26,00

logo:

comprimento mínimo = 78,00 m  
espessura junto ao maciço = 13,00 m

- Para a região do plano aluvionar

cota do terreno  $\approx$  331,00  
 cota do coroamento = 353,00

$$H = 22,00 \text{ m}$$

logo:

$$\underline{\text{comprimento mínimo} = 66,00 \text{ m}}$$

$$\underline{\text{espessura junto ao maciço} = 11,00 \text{ m}}$$

### III.5.1.2 - Cálculo Teórico

Admitindo-se a camada "impermeável", que constitui a superfície do aluvião, com 4,0m de espessura, comprimento indefinido e permeabilidade de  $10^{-7}$  m/s tem-se:

$$X_r = \frac{1}{a} \quad \therefore \quad a = \sqrt{\frac{K_c}{K_F \cdot h_F \cdot e_c}}$$

onde:  $K_c$  = permeabilidade da camada "impermeável"

$e_c$  = espessura da camada "impermeável"

$$a = \frac{1}{100} \quad \therefore \quad X_r = \frac{1}{a} = 100,00 \text{ m}$$

Admitindo-se a condição de jusante é igual a de montante

$$X_{rm} = X_{rj} = 100,00 \text{ m}$$

Então, o comprimento equivalente total do impermeável é:

$$100,00 + 112,00 + 100,00 = 332,00$$

A carga hidráulica residual em C é:

$$h_c = \frac{100}{332} \times H = 6,93 \text{ m}$$

As quedas da carga hidráulica são calculadas e representada no quadro III.3.

$$h = h_c \times e^{-ax}$$

$$h = 6,93 \times (2,72)^{\frac{-x}{100}}$$

QUADRO III.3

X (m)	h (m)
0	6,93
20	5,67
40	4,64
60	3,80
70	3,43
80	3,11
100	2,56
120	2,08
150	1,54

Considerando que o peso específico saturado da camada impermeável é 1,9 t/m<sup>3</sup>, quando submersa 0,9 t/m<sup>3</sup>, e tendo espessura de 4,0m, ela poderá contrabalançar uma força de percolação equivalente a 3,6m de coluna d'água.

Se o peso específico compactado do tapete drenante ( $\gamma_{TD}$ ) é 1,7 t/m<sup>3</sup> a espessura necessária junto ao talude de jusante será:

$$e_{TD} = \frac{\Delta H}{\gamma_{TD}}$$

$e_{TD}$  = espessura do tapete drenante no pé do talude jusante.

$\Delta H$  = restante carga hidráulica a ser contrabalançada pelo tapete ( $\Delta H = 6,93 - 3,6$ )

$$e_{TD} = \frac{6,93 - 3,6}{1,7}$$

$$\underline{e_{TD} = 1,95 \text{ m}}$$

Com os valores das cargas hidráulicas apresentadas no quadro III.3 observa-se que, a 70,00m do pé do talude de jusante a carga devida as forças percolantes é contrabalançada pelo peso do solo submerso da camada impermeável natural (3,43 t/m<sup>2</sup> equivalente a percolação e 3,6 t/m<sup>2</sup> referente ao peso da camada), sem contar com o peso material do tapete (que funciona como segurança adicional)

CONCLUSÃO:

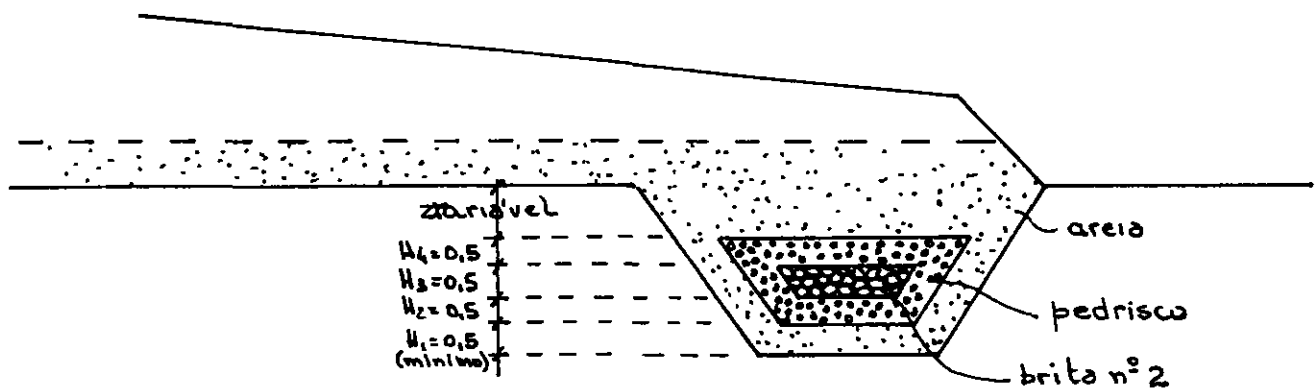
- a) Quanto ao comprimento do tapete permeável de jusante a recomendação do U.S Bureau of Reclamation (78,0 m no leito do Rio e 66,00 no platô) encontra-se em acordo com os cálculos teóricos (70,0m). Por isto adotou-se como comprimento do tapete igual a 70,0 m.
- b) O encontro do tapete de jusante com o talude foi adotado na cota 335,00, o que corresponde a uma espessura mínima de 3,0 m e máxima de 8,0 m, na seção do leito do rio. Isto atende aos cálculos teóricos ( $e_{TD} \geq 1,95m$ ) porém difere muito da sugestão do U.S Bureau of Reclamation (H entre 11,0 e 13,0m) que achamos muito conservativo.
- c) Na extremidade jusante do tapete adotamos a cota 333,00, o que representa uma espessura mínima de 2,50m (no plano) e máxima de 6,5 m (leito do rio).
- d) Adotaremos o tapete constituído de uma camada drenante e filtrante confeccionada de areia subjacente a um aterro compacto de solo residual oriundo do sangradouro.

III.6 - VALA DRENANTE

III.6 - VALA DRENANTE

III.6.1 - Dimensionamento da Vala

Para efeito de possibilidade de execução mecanizada estabeleceu-se a priori as seguintes dimensões para a vala drenante.



$$e = \sum H_i = (H_1 + H_2 + H_3 + H_4)$$

$$e = 2,0m$$

$$K_1 = 10^{-4} \text{ m/s (permeabilidade da areia)}$$

$$K_2 = 10^{-2} \text{ m/s (pedrisco)}$$

$$K_3 = 10^0 \text{ m/s (brita nº 2)}$$

Permeabilidade horizontal da vala

$$- K_H = \frac{1}{e} \sum_{i=1}^n K_i H_i$$

$$K_H = \frac{1}{2} ( 10^{-4} \times 0,5 + 2 \times 10^{-2} \times 0,5 + 10^0 \times 0,5 + 2,0 \times 10^{-4} )$$

$$K_H \approx 0,25 \times 10^0 \text{ m/s} = 0,25 \text{ m/s}$$

- Permeabilidade vertical da vala

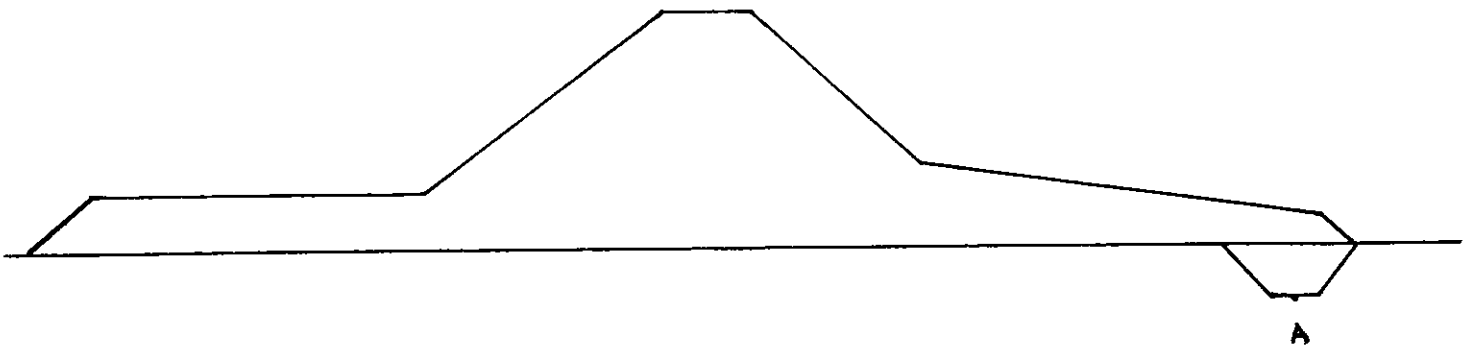
$$- K_V = \frac{e}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{H_i}{K_i} \right)}$$



$$K_V = \frac{200}{\frac{0,5}{10^{-4}} + \frac{2 \times 0,5}{10^{-2}} + \frac{0,5}{10^0} + \frac{2}{10^{-4}}}$$

$$K_V = \frac{200}{25,1 \times 10^3} = 7,97 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

Coleta vertical



No ponto A carga hidráulica igual 3,43 (veja quadro III.3)

$$Y_0 = h_A - \sum_{i=1}^{n-1} H_i$$

$$Y_0 = 3,43 - 2,00 = 1,43$$

valor conservativo pois não consideramos a pressão exercida pelos 2,0 m de areia subjacente.

$$q_V = K_V \frac{Y_0 \times L}{2 \sum_{i=1}^n H_i} = 7,97 \times 10^{-2} \times \frac{1,43 \times 4,0}{2 \times 4,0}$$

$$q_V = 5,70 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$57,0 \text{ l}/\text{s}/\text{m}$$

$$\text{gradiente } i_V = \frac{q_V}{K_V \cdot L} = \frac{5,70 \times 10^{-2}}{7,97 \times 10^{-2} \times 4,0} =$$

$$i_V = 0,18$$

Coleta horizontal

$$q_h = K_h \times \frac{Y_o \times e}{2L}$$

$$K_h = 0,25 \text{ m/s}$$

$$L = 4,0 \text{ m}$$

$$e = 4,0 \text{ m}$$

$$Y_o = 1,43$$

$$q_h = 0,25 \times \frac{1,43 \times 4,0}{2 \times 4} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

ou 180 л/s/m

$$i_h = \frac{Y_o}{L} \quad i_h = \frac{1,43}{4,0} = 0,36$$

Verificação da espessura total adotada

$$Q = K_i E_{NEC}$$

onde: Q = descarga por metro pela fundação

K = permeabilidade da vala drenante

$E_{NEC}$  = espessura necessária do elemento fil  
trante da vala

i = gradiente hidráulico do Rock-Fill

$$Q = 3,74 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m} \text{ (cálculo ítem III.4.3.1)}$$

$$Q = 6,27 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m} \text{ (rede de fluxo - seção leito do rio)}$$

$$Q = 5,11 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s/m} \text{ (rede de fluxo - seção plano aluvionar)}$$

0,0001

Adotamos o valor mais elevado ou seja:

$$Q = 6,27 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$K = \sqrt{K_v + K_h} = \sqrt{7,97 \times 10^{-2} + 0,25}$$

$$K = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = \sqrt{i_v \times i_n} = \sqrt{0,18 \times 0,36} = 0,25$$

$$E_{NEC} =$$

$$E_{NEC} = \frac{Q}{K_i} = \frac{6,27 \times 10^{-5}}{0,14 \times 0,25} = 0,002 \text{ m}$$

$$E \text{ adotado} = 2,00 \text{ m}$$

então: E adotado >>> E<sub>NEC</sub>

#### Fator de segurança

$$- FS = \frac{qv}{Q} \geq 10$$

$$FS = \frac{5,70 \times 10^{-2}}{6,27 \times 10^{-5}} = 909$$

$$- FS = \frac{qh}{Q} \geq 10$$

$$FS = \frac{0,18}{6,27 \times 10^{-5}} = 2870$$

Conclui-se que a indicação de uma vala drenante posicionada numa linha a cerca de 70,0 m do pé de jusante do talude do maciço, com a largura de fundo de 4,0 m e conectada a camada arenosa da fundação (profundidade de 4,0 m), é necessária e suficiente para escoar a vazão que fluirá pela fundação.

III.7 - CÁLCULO DA ESTABILIDADE DOS  
TALUDES

ANALISE DE ESTABILIDADE  
BARRAGEM OLHO D'AGUA

## ANALISE DE ESTABILIDADE

A análise de estabilidade dos taludes da seção tipo da Barragem Olho D'água foi realizada com o auxílio de um Programa de Microcomputador desenvolvido pelo Setor Técnico de computação da AGUASOLOS - Consultora de Engenharia Ltda

Este Programa, escrito em linguagem BASIC utiliza o Método de Bishop Simplificado para o Cálculo do Coeficiente de Segurança dos taludes de uma barragem, utilizando como primeira aproximação, o coeficiente de segurança de Fellenius

O programa, utiliza como dados de entrada, a seção da barragem que é definida através de retas, que são dadas através de suas coordenadas iniciais e finais.

Os parâmetros do solo (Peso específico, Coesão e Ângulo de Atrito interno) são fornecidos para cada material abaixo de cada reta

O número de fatias adotado foi 10 e para cada fatia foram calculados os parâmetros necessários para o cálculo do Fator de Segurança de Fellenius e Bishop.

Para cada condição estudada, (Final de construção, Barragem em operação e Esvaziamento rápido) estudou-se uma malha de 9 pontos, de cada vez até se obter a malha na qual se encontra o círculo crítico e então os resultados para cada ponto desta malha são impressos

As situações, os dados fornecidos para a análise e os resultados obtidos foram os seguintes:

1) Barragem em final de construção: utilizou-se os parâmetros efetivos de coesão e ângulo de atrito interno obtidos no ensaio de cisalhamento direto lento e o peso específico natural do material. Para os valores de "B" (Percentual para estimativa de pressão neutra) foram adotados valores que são funções do tipo de solo empregado e foram estudados os taludes de montante e jusante

- A) Talude de Montante -  $FS_{min} = 2,02$
- B) Talude de Jusante -  $FS_{min} = 1,99$

2) Barragem em Operação (Reservatório Cheio) Para o talude de montante foram utilizados os valores de coesão e ângulo de atrito efetivos, o peso específico do solo submerso e valores de B que constam da listagem que faz parte da memória de cálculo, com os quais se obteve o seguinte:

- A) Talude de Montante -  $FS_{min} = 1,94$
- B) Talude de Jusante -  $FS_{min} = 2,08$

3) Barragem sujeita a esvaziamento rápido Foi analisado apenas o talude de montante e também foram utilizados os parâmetros efetivos do solo e o peso específico saturado:

- A) Talude de Montante -  $FS_{min} = 1,52$

---

BARRAGEM NO FINAL DE CONSTRUÇÃO

ACRUCIADA LITE

ANALISE DE ESTABILIDADE:- BARRAGEM OLHO D'ÁGUA (MONTANTE)-PIA CONSTRUTUAL  
RETAS QUE DEFINEM A SEÇÃO DA BARRAGEM

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COEFIC	Q
		0.50	25.00	1.700		32.000
0.50	25.00	1.00	25.00	1.800	1.700	25.000
1.00	25.00	8.00	31.50	1.800	2.000	27.000
8.00	31.50	28.00	31.50	1.800	2.000	27.000
28.00	31.50	84.50	51.00	1.800	2.000	27.000
84.50	51.00	90.50	51.00	1.800	2.000	27.000
90.50	51.00	113.00	42.00	1.800	2.000	27.000
113.00	42.00	147.50	29.00	1.800	2.000	27.000
144.50	30.20	147.50	29.00	1.800	0.000	30.000
147.50	29.00	148.00	25.00	1.800	1.700	25.000
148.00	25.00	148.50	0.00	1.700	0.000	32.000
1.00	29.00	147.50	29.00	1.800	1.700	25.000
89.10	49.40	90.10	49.40	1.800	0.000	30.000
89.10	49.40	89.15	29.00	1.800	0.000	30.000
89.15	29.00	109.40	29.00	1.800	2.000	27.000
90.10	49.40	90.20	30.80	1.800	2.000	27.000
90.20	30.80	109.30	30.80	1.800	0.000	30.000
109.30	30.80	144.50	30.80	1.800	0.000	30.000
106.90	29.00	147.50	29.00	1.800	1.700	25.000
0.50	25.00	148.00	25.00	1.700	0.000	32.000
113.00	42.00	115.00	42.00	1.800	2.000	29.000

000040



PROJETO: BARRAGEM OLHO D'AGUA - TALUDE DE MONTANTE - FINAL DE CONSTRUCAO

Pressao Neutra: 10% do Peso da fatia  
Numero de Fatias: 10 Raio: 60.0m

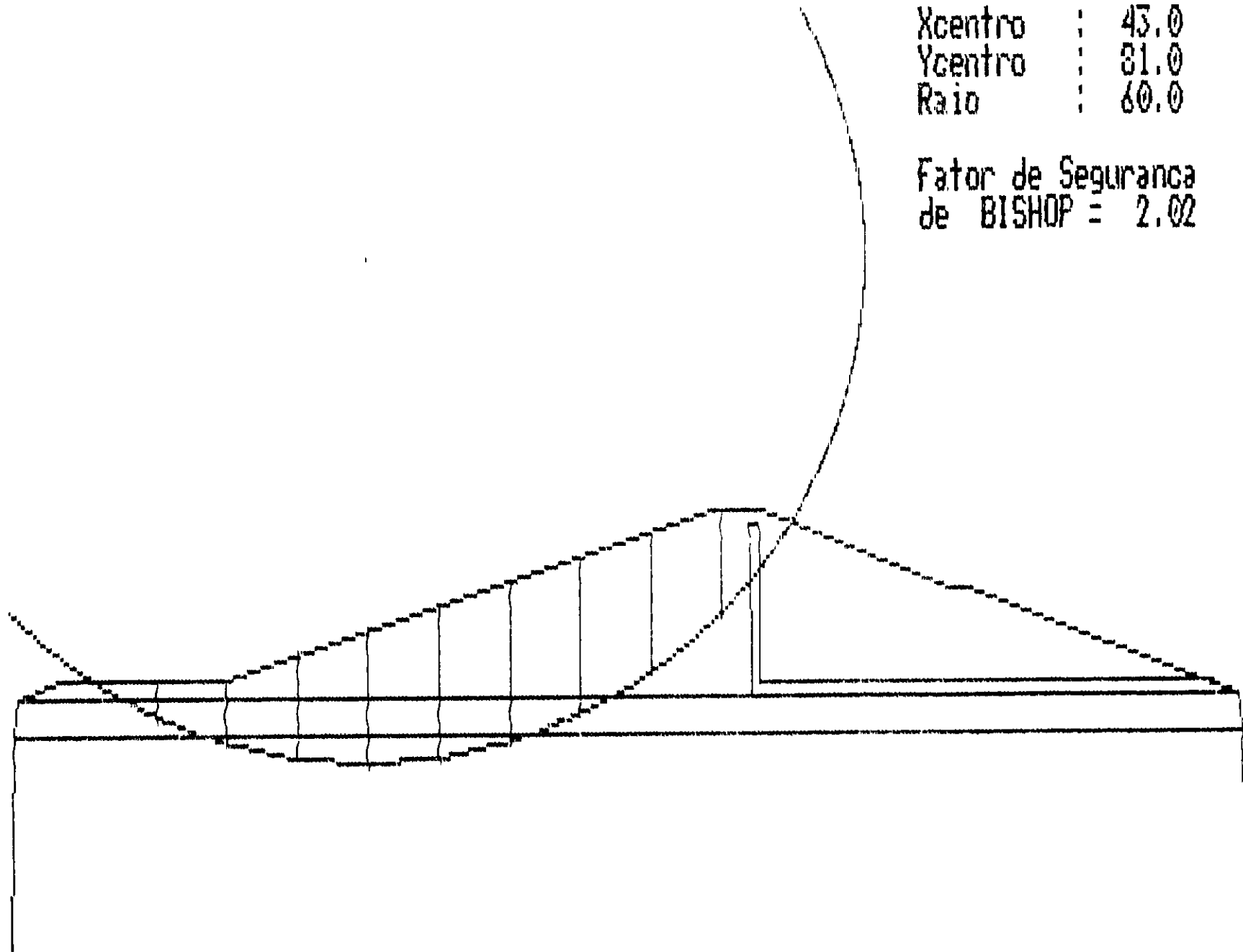
QUADRO RESUMO COM OS FATORES DE SEGURANCA DE BISHOP

	A	B	C	i	s	s	a	s (m)
Ordenadas(m)	42			43				44
B0	2.08			2.09				2.13
B1	2.09			2.02				2.05
B2	2.14			2.12				2.12

Fator de Seguranca Minimo = 2.02

Xcentro : 43.0  
Ycentro : 31.0  
Raio : 60.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.02



Quarta

ANALISE DE ESTABILIDADE: - BARRAGEM OLHO D'AGUA (CISANTE) FINAL CONSTRUIDA  
 RETAS QUE DEFINEM A SECAO DA BARRAGEM

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COESAO	FI
		0.50	25.00	1.700		32.000
0.50	25.00	1.00	29.00	1.800	1.700	23.000
1.00	29.00	8.50	31.50	1.900	2.000	27.000
8.50	31.50	66.00	51.00	1.800	2.000	27.000
66.00	51.00	72.00	51.00	1.800	2.000	27.000
72.00	51.00	94.50	42.00	1.800	2.000	27.000
94.50	42.00	96.50	42.00	1.600	2.000	27.000
96.50	42.00	119.00	33.00	1.800	2.000	27.000
119.00	33.00	189.00	31.00	1.850	1.000	26.000
189.00	31.00	190.30	0.20	1.850	1.000	26.000
190.00	30.20	191.00	29.00	1.600		30.000
191.00	29.00	208.00	29.00	1.800	1.700	23.000
208.00	29.00	208.50	25.00	1.800	1.700	23.000
208.50	25.00	209.00		1.700		32.000
0.00	0.00	209.00	0.00	1.700	0.000	32.000
191.00	29.00	187.00	25.00	1.800	1.700	23.000
0.50	25.00	208.50	25.00	1.700	0.000	32.000
183.00	25.00	179.00	25.00	1.600	1.700	23.000
70.60	49.40	72.00	49.40	1.600	0.000	30.000
70.60	49.40	70.65	29.00	1.600	0.000	30.000
70.60	29.00	90.90	29.00	1.600	2.000	27.000
90.90	29.00	175.00	29.00	1.800	1.700	23.000
72.00	49.40	72.05	30.80	1.600	2.000	27.000
72.05	30.80	90.90	30.80	1.600	0.000	30.000
90.90	30.80	190.00	30.80	1.600	0.000	30.000
179.00	29.00	191.00	29.00	1.800	0.000	35.000
1.00	29.00	90.90	29.00	1.800	1.700	23.000

PROJETO: BARRAGEM OLHO D'ÁGUA - TALUDE DE JUSANTE - FINAL DE CONSTRUÇÃO

Pressão Neutra: 10% do Peso da fatia  
Número de Fatias: 10 Raio: 66.0m

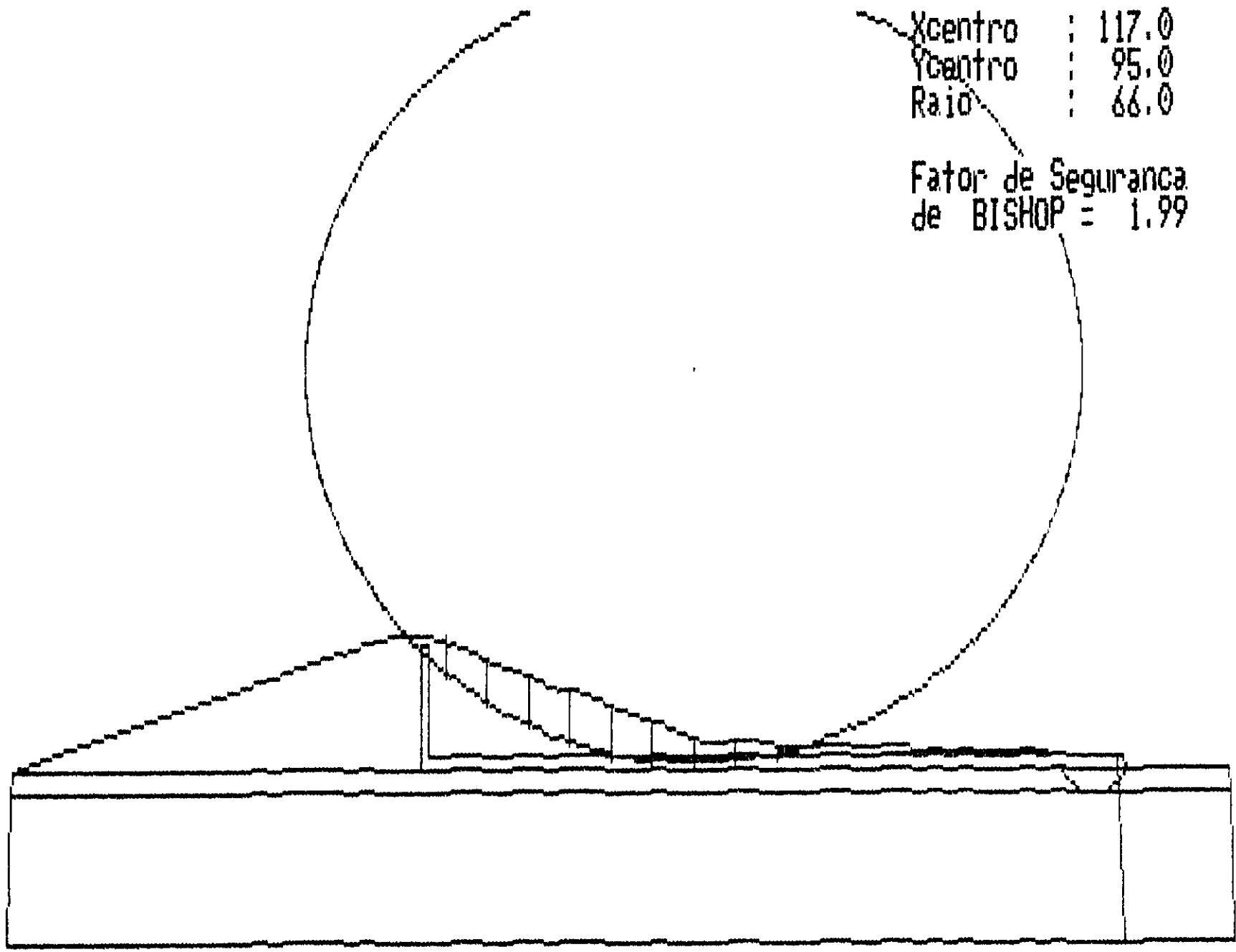
QUADRO RESUMO COM OS FATORES DE SEGURANÇA DE BISHOP

	A	b	c	i	s	s	a	s (m)
Ordenadas (m)	116			117				118
94		2.02			2.02			2.05
95		2.04			1.99			2.09
96		1.99			2.08			2.19

Fator de Segurança Mínimo = 1.99

Xcentro : 117.0  
Ycentro : 95.0  
Raio : 66.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 1.99



BARRAGEM EM OPERAÇÃO (Reservatório Cheio)

AGUASOLDE LTDA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE: - BARRAGEM OLHO D'ÁGUA (MONTANTE) - EM OPERAÇÃO  
RETAS QUE DEFINEM A SEÇÃO DA BARRAGEM

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COESÃO	F <sub>r</sub>
		0.50	25.00	0.800		32.000
0.50	25.00	1.00	29.00	0.950	1.700	23.000
1.00	29.00	6.00	31.50	0.900	2.000	27.000
6.00	31.50	26.00	31.50	0.900	2.000	27.000
26.00	31.50	84.50	51.00	0.900	2.000	27.000
84.50	51.00	90.50	51.00	0.900	2.000	27.000
90.50	51.00	113.00	42.00	1.900	2.000	27.000
113.00	42.00	147.50	29.00	0.900	2.000	27.000
144.50	30.20	147.50	29.00	1.700	0.000	30.000
147.50	29.00	148.00	25.00	0.950	1.700	23.000
148.00	25.00	148.50	0.00	1.800	0.000	32.000
1.00	29.00	147.50	29.00	0.950	1.700	23.000
89.10	49.40	90.10	49.40	1.700	0.000	30.000
89.10	49.40	89.15	29.00	1.700	0.000	30.000
89.15	29.00	109.40	29.00	0.900	2.000	27.000
90.10	49.40	90.20	30.80	1.900	2.000	27.000
90.20	30.80	109.30	30.80	1.700	0.000	30.000
109.30	30.80	144.50	30.80	1.700	0.000	30.000
106.90	29.00	147.50	29.00	0.950	1.700	23.000
0.50	25.00	148.00	25.00	0.800	0.000	32.000
113.00	42.00	115.00	42.00	0.900	2.000	29.000

000047

PROJETO: BARRAGEM OLHO D'AGUA - TALUDE DE MONTANTE - BARRAGEM EM OPERAÇÃO

Pressão Neutra: 10% do peso da fatia  
Número de Fatias: 10 Raio: 60.0m

QUADRO RESUMO COM OS FATORES DE SEGURANÇA DE BISHOP

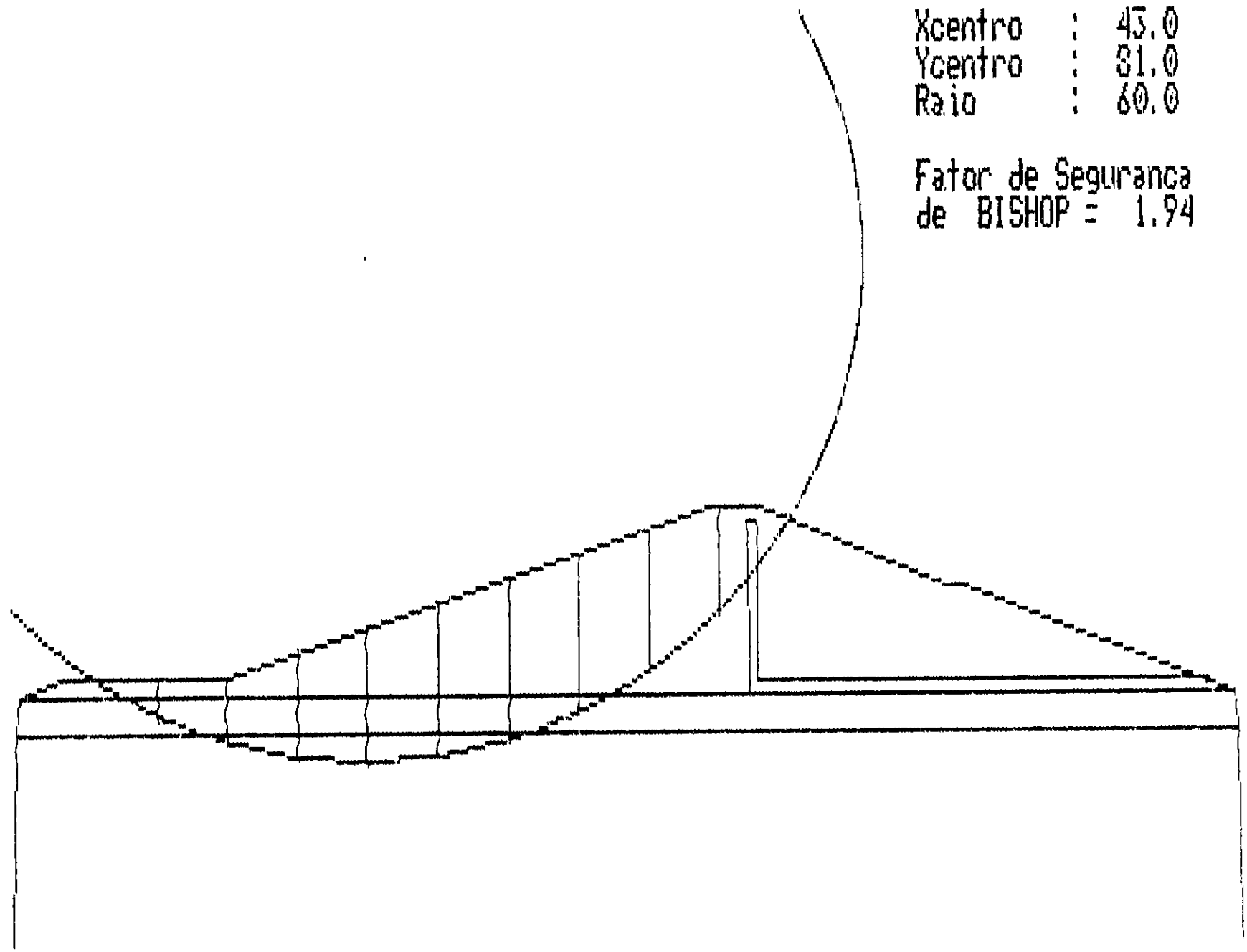
	A	b	c	i	s	s	a	s (m)
Ordenadas (m)	42			43				44
80	1.98			1.98				2.32
81	2.31			1.94				2.26
82	2.48			2.14				2.14

Fator de Segurança Mínimo = 1.94



Xcentro : 43.0  
Ycentro : 31.0  
Raio : 60.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 1.94



000.13

ANEXO 1 - 11A

ANÁLISE DE ESTABILIDADE - BARRAGEM OLHO D'ÁGUA (JUSANTE) - EM OPERAÇÃO  
RETAS QUE DEFINEM A SEÇÃO DA BARRAGEM:

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	CUESAO	PI
		0.50	25.00	0.800		32.000
0.50	25.00	1.00	29.00	0.950	1.700	23.000
1.00	29.00	6.00	31.50	0.900	2.000	27.000
6.00	31.50	26.00	31.50	0.500	2.000	29.000
26.00	31.50	64.50	51.00	0.900	2.000	27.000
64.50	51.00	90.50	51.00	0.500	2.000	27.000
90.50	51.00	113.00	42.00	1.900	2.000	27.000
113.00	42.00	147.50	29.00	0.900	2.000	27.000
147.50	30.20	147.50	29.00	1.700	0.000	30.000
147.50	29.00	148.00	25.00	0.950	1.700	23.000
148.00	25.00	148.50	0.00	1.800	0.000	32.000
1.00	29.00	147.50	29.00	0.950	1.700	23.000
89.10	49.40	90.10	49.40	1.700	0.000	30.000
89.10	49.40	89.15	29.00	1.700	0.000	30.000
89.15	29.00	109.40	29.00	0.500	2.000	27.000
90.10	49.40	90.20	30.80	1.900	2.000	27.000
90.20	30.80	109.30	30.80	1.700	0.000	30.000
109.30	30.80	144.50	30.80	1.700	0.000	30.000
106.90	29.00	147.50	29.00	0.950	1.700	23.000
0.50	25.00	148.00	25.00	0.800	0.000	32.000
113.00	42.00	115.00	42.00	0.500	2.000	29.000

000050

ACQUASOLOS Consultoria de Engenharia Ltda.  
ANALISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

PROJETO: ALUDE OLHO D'AGUA - TALUDE DE JUSANTE - EM OPERACAO

Pressao Neutral: 50% do Peso da fatia  
Numero de Fatias: 10      hanc: 64.0m

QUADRO RESUMO COM OS FATORES DE SEGURANCA DE F-

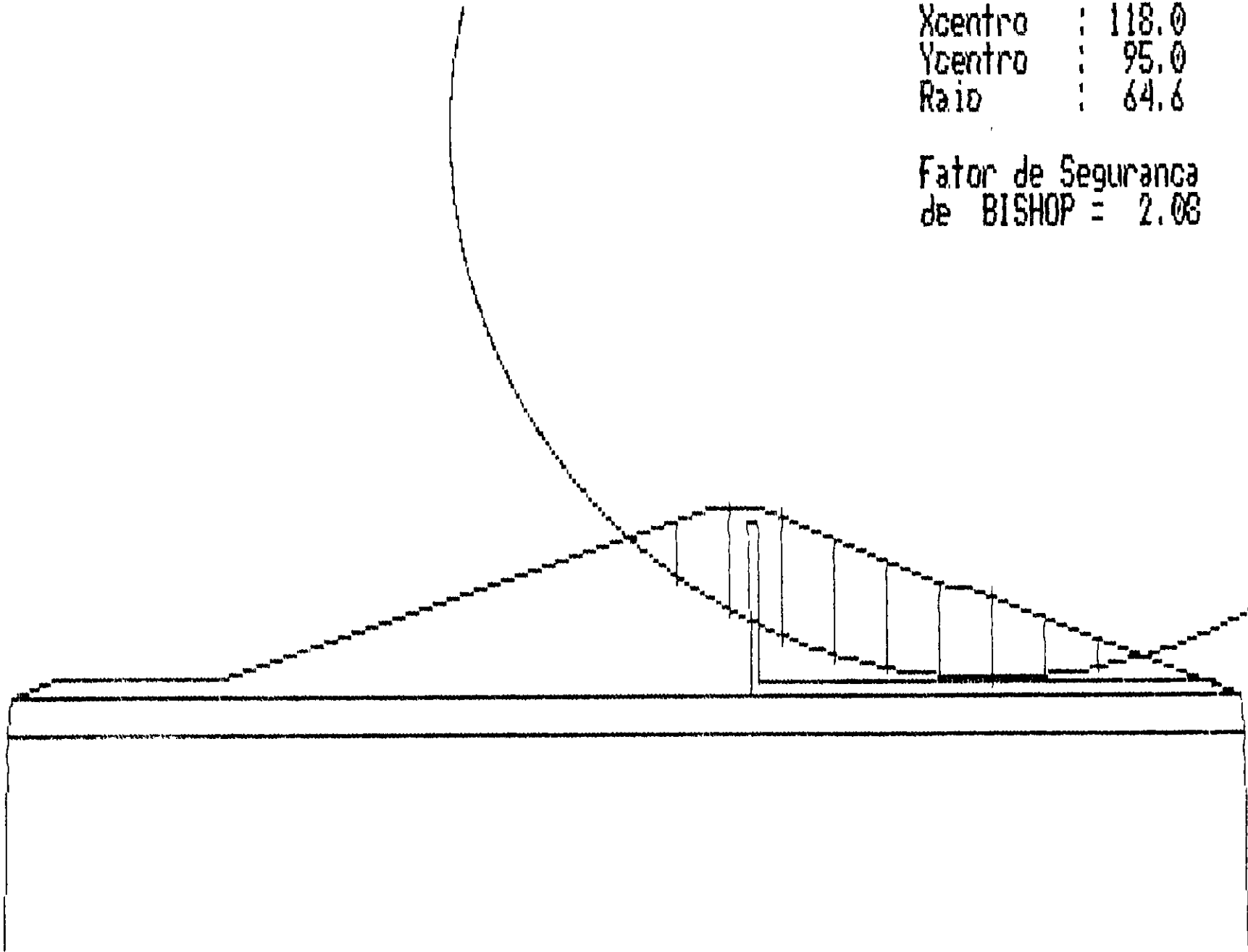
	A	b	c	1	e	e	a	e (m)
Ordenadas (m)	117			118			119	
95	2.13			2.08			2.43	
96	2.30			2.25			2.65	
97	2.33			2.73			2.67	

Fator de Seguranca Minimo = 2.08

000051

Xcentro : 118.0  
Ycentro : 95.0  
Raio : 64.6

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.08



BARRAGEM SUJEITA A ESVAZIAMENTO RAPIDO

HO 39320a 111-

ANALISE DE ESTABILIDADE - BARRAGEM DO HU DE-04 (MUNIC. DE BARROSA) - RAS LARGUEZAS E  
RETAS QUE DEFINEM A SECAO DA BARRAGEM

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	CORRECCAO	Z
		0.50	25.00	0.800		32.000
0.50	25.00	1.00	29.00	0.950	1.700	23.000
1.00	29.00	2.00	31.50	0.900	2.000	27.000
2.00	31.50	26.00	31.50	0.900	2.000	27.000
26.00	31.50	84.50	51.00	0.900	2.000	27.000
84.50	51.00	90.50	51.00	0.900	2.000	27.000
90.50	51.00	113.00	42.00	1.900	2.000	27.000
113.00	42.00	147.50	29.00	0.900	2.000	27.000
147.50	29.00	147.50	29.00	1.700	0.000	30.000
147.50	29.00	148.00	25.00	0.950	1.700	23.000
148.00	25.00	148.50	0.00	1.800	0.000	32.000
148.50	0.00	147.50	29.00	0.950	1.700	23.000
147.50	29.00	90.10	49.40	1.700	0.000	30.000
90.10	49.40	89.15	29.00	1.700	0.000	30.000
89.15	29.00	109.40	29.00	0.900	2.000	27.000
109.40	29.00	90.20	30.80	1.900	2.000	27.000
90.20	30.80	109.30	30.80	1.700	0.000	30.000
109.30	30.80	144.50	30.80	1.700	0.000	30.000
144.50	30.80	147.50	29.00	0.950	1.700	23.000
147.50	29.00	148.00	25.00	0.800	0.000	32.000
148.00	25.00	113.00	42.00	0.900	2.000	27.000

000054

PROJETO: TALUDE OLHO D'ÁGUA - TALUDE DE MONTANTE - REBAIXAMENTO RÁPIDO

Pressão Neutra: 30% do Peso da fatia  
Número de Fatias: 10      Raio: 60.0m

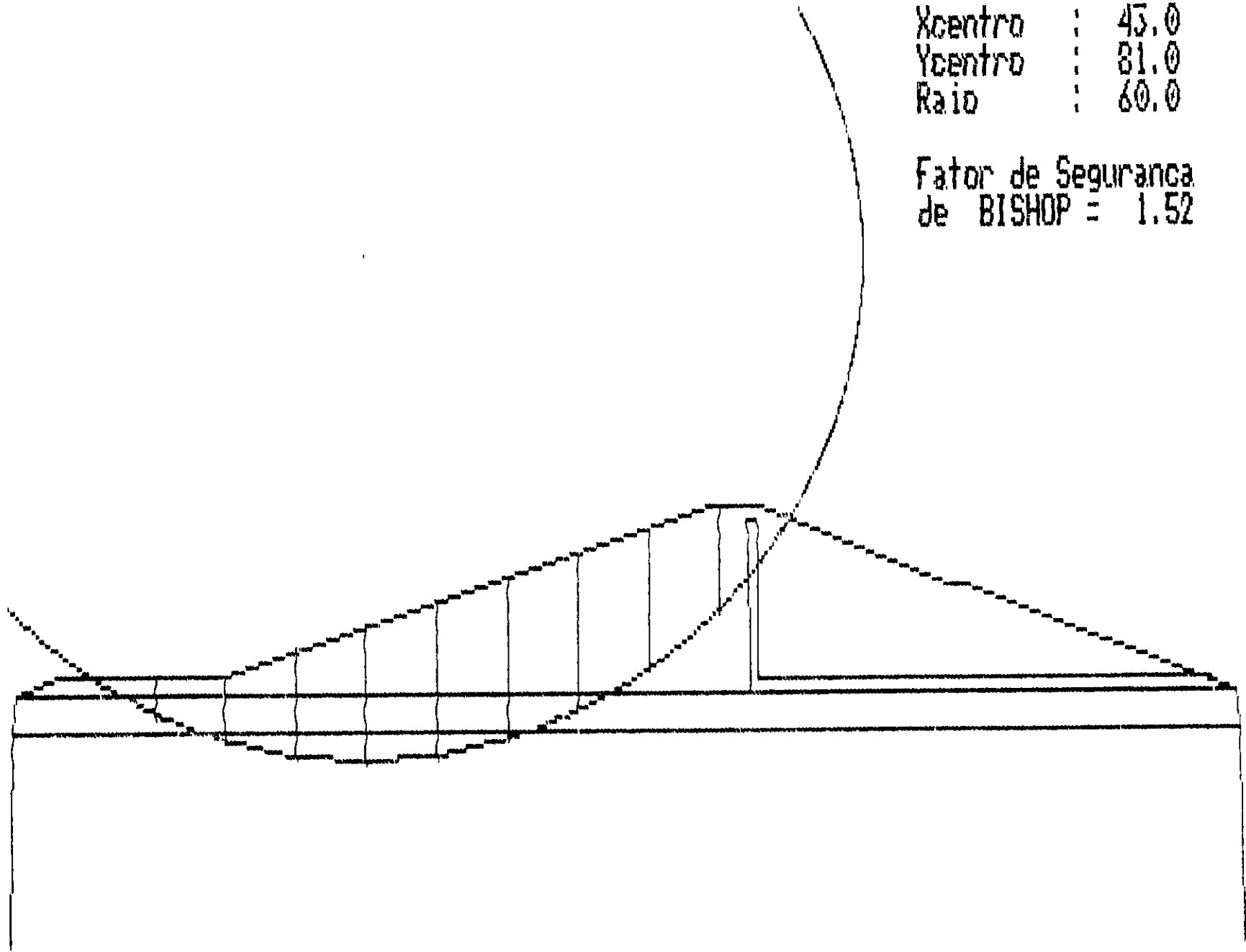
QUADRO RESUMO COM OS FATORES DE SEGURANÇA DE SIF

	A	b	c	d	e	f	g	h (m)
Ordenadas (m)	43			44				45
81	1.52			1.80				1.82
82	1.73			2.02				2.03
83	1.99			1.70				1.70

Fator de Segurança Mínimo = 1.52

Xcentro : 43.0  
Ycentro : 81.0  
Raio : 60.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 1.52







### III.8 - PREVISÃO DOS RECALQUES

Dos ensaios de adensamento unidimensional realizados em amostras "indeformadas" tem-se os seguintes valores:

a) pressão de pré-adensamento

$$\text{Shelby 1 - } p_c = 0,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Shelby 2 - } p_c = 2,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Como as amostras encontram-se em profundidade calculou-se as pressões de terra que estão submetidas e obteve-se:

$$\text{Shelby 1 } p_1 = \gamma_1 \times h_1 = 1,98 \text{ t/m}^3 \times 2,50\text{m} \approx 0,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Shelby 2 } p_2 = \gamma_2 \times h_2 = 2,07 \text{ t/m}^3 \times 4,0\text{m} \approx 0,83 \text{ Kg/cm}^2$$

Observa-se que em ambas as amostras a pressão de pré-adensamento ( $p_c$ ) é maior que a pressão de terra a que estão submetidas hoje ( $p$ ), assim, pode-se concluir que outrora essa camada de argila estava sobrejacente a outras que foram erodidas ao longo do tempo. Nessa situação diz-se que essa argila é pré-adensada.

b) índice de vazios iniciais

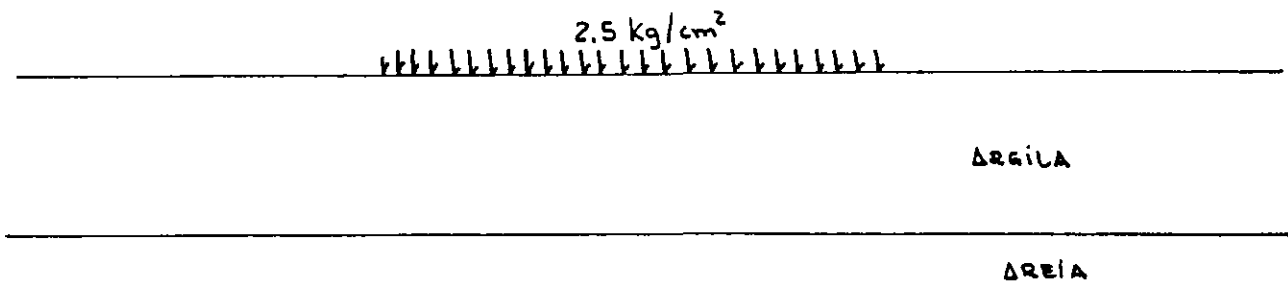
$$\text{Shelby 1 - } e_1 = 0,60$$

$$\text{Shelby 2 - } e_i = 0,56$$

#### III.8.1 - Cálculo do Recalque Total

Admite-se que sob o maciço da barragem haverá drenagem da camada argilosa somente pelo contacto inferior e que o perfil pode ser resumido no seguinte:

$$\Delta p = \gamma h = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$



Das curvas  $e$  x  $\log p$  obteve-se os seguintes valores finais para o índice de vazios, para a pressão  $p + \Delta p$ .

$$\begin{aligned} \text{Shelby 1} - p + \Delta p &= 0,50 + 2,5 = 3,0 \text{ Kg/cm}^2 \\ e_{f1} &= 0,51 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Shelby 2} - p + \Delta p &= 0,83 + 2,5 = 3,33 \text{ Kg/cm}^2 \\ e_{f2} &= 0,46 \end{aligned}$$

O valor do recalque total será:

$$\Delta H = H \frac{e_1 - e_f}{1 + e_1}$$

$$\text{Shelby 1} - \Delta H = 4,50 \times \frac{(0,60 - 0,51)}{1 + 0,60} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Shelby 2} - \Delta H = 4,50 \times \frac{(0,56 - 0,46)}{1 + 0,56} = 0,29 \text{ m}$$

Admitindo o maior valor tem-se para o recalque total o valor de 29,0 cm.

III.8.2 - Tempo Necessário para que 95% do Recalque total seja Atendido.

Para se calcular os tempos em que os recalques se processam é necessário determinar, em primeiro lugar o valor do coeficiente de adensamento  $C_v$ .

O valor de  $C_v$  foi determinado a partir da curva leitura do extensômetro versus log tempo para a pressão de 2 Kg/cm<sup>2</sup>.

### 8.2.1 - Determinação do Valor de $C_v$ .

$$C_v = \frac{T_{50} (H_{50})^2}{t_{50}}$$

para drenagem em uma só face

$$H_{50} = (H_0 - R_{50})$$

para Shelby 1 tem-se:

$$H_0 = 2,000 \text{ cm}$$

$$R_{50} = 0,066 \text{ (50\% do recalque secundário)}$$

$$t_{50} = 114s \approx 1,9 \text{ min (da curva)}$$

$$T_{50} = 0,196 \text{ (valor teórico)}$$

Logo:

$$C_v = 0,385 \text{ cm}^2/\text{min}$$

Para Shelby 2 tem-se

$$H_0 = 2,000 \text{ cm}$$

$$R_{50} = 0,086 \text{ cm (50\% do recalque secundário)}$$

$$t_{50} = 87s \approx 1,45 \text{ min (tirado da curva)}$$

$$T_{50} = 0,196 \text{ (valor teórico)}$$

Logo:

$$C_v = 0,540 \text{ cm}^2/\text{min}$$

### 8.2.2 - Tempo para ocorrer 95% do recalque total

$$t_{95} = \frac{Hd^2 T_{95}}{C_v}$$



III.9 - Dimensionamento dos Filtros



são de Hazen:

$$K_f = C_1 D_{10}^2$$

onde:  $C_1$  = coeficiente que varia de 90 a 120 (adotou-se 100)

$D_{10}$  = diâmetro efetivo (em cm) que corresponde a 10% em peso total, de todas as partículas menores que ele. (média do areal 1 - 0,03 cm)

$$K_f = 100 \times (0,030)^2$$

$$K_f = 0,09 \text{ cm/s ou } 9 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$K_f \approx 10^{-3} \text{ m/s}$$

Para o gradiente hidráulico no filtro foram adotados os valores de 0,1 a 1,0 e calculadas as espessuras necessárias ao filtro pela expressão:

$$A_v = e \times l = \frac{Q_B}{K_f \times i}$$

$i$	$e$ (m)
0,1	0,02
0,2	0,01
0,4	0,005
0,6	0,003
0,8	0,0025
1,0	0,002

Verificamos assim que os valores necessários para a espessura do filtro são muito inferiores aos exequíveis com os equipamentos correntes de terraplenagem, por isto, adotou-se 1,00m para a espessura do filtro vertical.

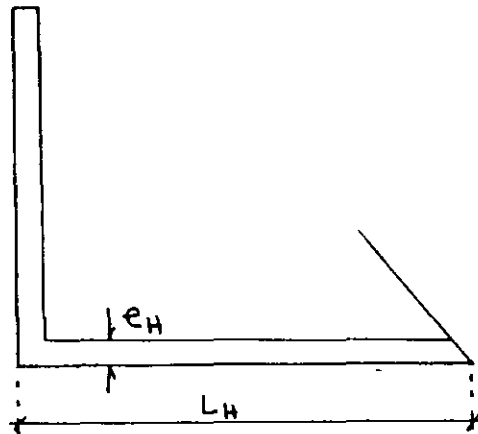
### III.9.2 - Espessura do Dreno Horizontal

O dreno horizontal deverá dar vazão à descarga através do corpo da barragem ( $Q_B$ ) e através da fundação ( $Q_F$ )



$$Q_B = 1,50 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s} \text{ (item III.9.1)}$$

$$Q_F = 4,47 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \text{ (item III.4.3)}$$



$$A_H = \frac{Q_B + Q_F}{K \cdot i}$$

onde:  $A_H = eH \times 1,0 \text{ m}$

$$i = \frac{eH}{L_H} = \frac{eH}{120,0}$$

$$K = 10^{-3} \text{ m/s}$$

Como foi projetada uma vala drenante para captação de todo o fluxo freático pela fundação, ítem III.6 deste, considerou-se para efeito de cálculo que apenas 50% do fluxo freático será captado pelo dreno horizontal e os outros 50% pela vala drenante, então:

$$Q_F = \frac{50}{100} \times (4,47 \times 10^{-5}) = 2,24 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_H = eH \times 1,0 = \frac{(0,15 + 2,24) \times 10^{-5}}{10^{-3} \times eH/120,0}$$

$$eH^2 = 2,87 \text{ m}$$

$$eH = 1,69 \text{ m}$$

adotou-se  $eH = 1,80 \text{ m}$



$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (argila)}} = \frac{0,42}{0,0005} = 840 \text{ (n\u00e3o atendeu ao crit\u00e9rio 1)}$$

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (argila)}} = \frac{0,42}{0,68} = 0,62$$

$$\frac{D_{60} \text{ (filtro)}}{D_{10} \text{ (filtro)}} = \frac{5,77}{1} = 5,77$$

- Para o contato material do sangradouro filtro(areia)

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (mat.sang.)}} = \frac{0,42}{0,075} = 5,6$$

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{85} \text{ (mat.sang.)}} = \frac{0,42}{4} = 0,11$$

- Para o contato Bica-corrida-filtro (areia)

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{15} \text{ (bica-corrida)}} = \frac{0,42}{85} = 0,0049 \text{ (n\u00e3o atendeu ao crit\u00e9rio I.1)}$$

$$\frac{D_{15} \text{ (filtro)}}{D_{85} \text{ (bica-corrida)}} = \frac{0,42}{450} = 0,00093$$

OBS: Quanto ao paralelismo entre as curvas dos materiais da base s\u00e3o poucas as barragens que satisfazem esse requisito e no entanto os filtros funcionam satisfatoriamente

III.9.3.2 - Segundo os Crit\u00e9rios de Sherard os Solos s\u00e3o Classificados em 4 Grupos

1º Grupo - Siltes e Argilas com mais de 85% em peso, passando na peneira nº 200.

$$D_{15f} \leq 9 \cdot D_{85b}$$

2º Grupo - Solos com 40 a 85%, em peso, passando na peneira nº 200.

$$D_{15f} \leq 0,7 \text{ mm}$$

3º Grupo - Solos com 15% ou menos, em peso, passando na peneira nº 200.

$$D_{15f} \leq 4 D_{85b}$$

4º Grupo - Solos com 15% a 40% passando na peneira nº 200.

$D_{15f}$  - obtido por interpolação da reta traçada pelos pontos lançados a partir dos grupos 2 e 3.

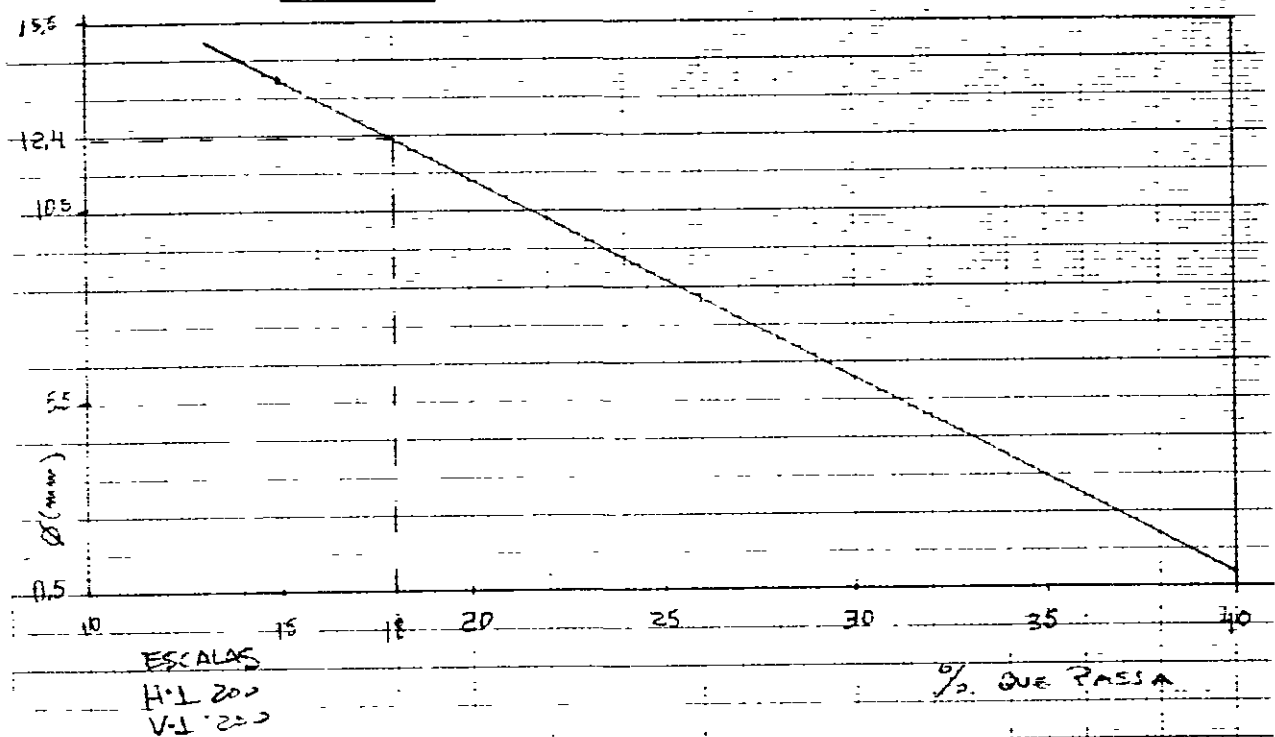
- Para o contato solo CL/ML - filtro (areia)

$$D_{15f} \leq 0,7 \text{ mm (2º grupo)}$$

$$0,42 \leq 0,7$$

000008

- Para o contato material do sangradouro-filtro (areia)  
4º grupo



\* Como o  $D_{15f}$  é menor que o obtido através da interpolação, o critério foi atendido.

$$0,42 < 12,4$$

- Para o contato Bica.corrida-filtro (areia)

$$D_{15f} \leq 4 \times D_{85b} \quad (3^\circ \text{ grupo})$$

ജനസംഖ്യാശാസ്ത്രം

III.10 - TOMADA D'ÁGUA

000.70

### III.10 - TOMADA D'ÁGUA

#### III.10.1 - LOCALIZAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA

Foram estudadas duas opções para localização da tomada d'água: ombreira direita e esquerda.

Na ombreira direita tornou-se inviável devido ser necessário a construção de um grande canal sobre a aluvião, até atingir a leito do riacho Machado. Outra razão suficiente para descartar esta opção seria a necessidade de se aterrar certos trechos, ocasionando assim um gasto maior em concreto para regularização da galeria.

Locou-se a tomada d'água na ombreira esquerda, por estar mais próxima do curso do riacho e por ter melhores condições topográficas para o escoamento até atingir o leito do riacho.

#### III.10.2 - VAZÃO REGULARIZADA

De acordo com a curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado com 80% de garantia para o açude Olho D'água temos:

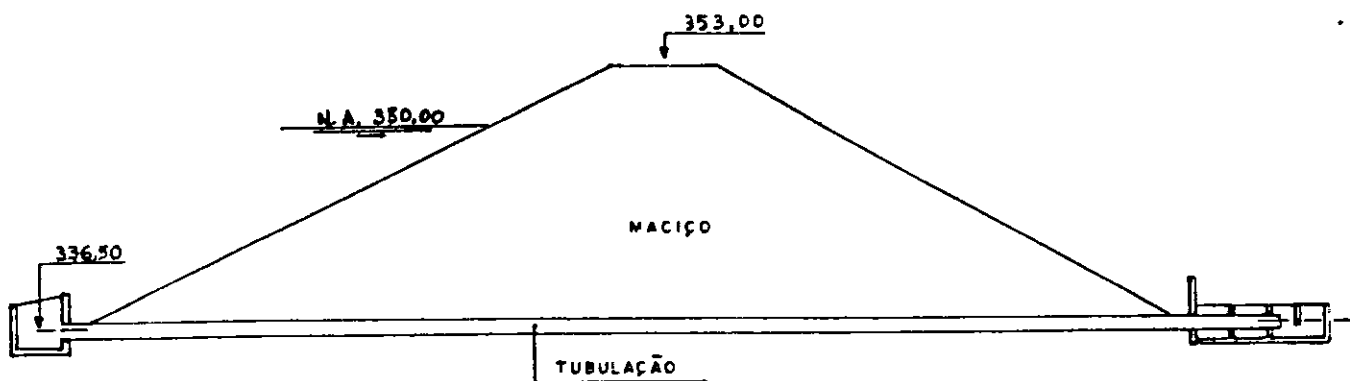
Para um volume de acumulação de  $21 \times 10^6 \text{ m}^3$  obtem-se um volume regularizado de  $4,1 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$ , que corresponde uma vazão de  $0,13 \text{ m}^3/\text{s} = 130 \text{ l/s}$ .

#### III.10.3 - DIMENSIONAMENTO DO TUBO DA GALERIA

Para atender os consumos de pico adotou-se dimensionar a galeria para uma vazão 5 (cinco) vezes superior a média anual regularizada, ou seja  $0,65 \text{ m}^3/\text{s} = 650 \text{ l/s}$ .

O cálculo do nível mínimo necessário para obter-se a vazão regularizada será realizado através da fórmula de Hazen-Williams, de perda d'água ao longo da tubulação. Consideraremos as perdas provenientes do uso de acessórios (registros, grade...)

Com a localização escolhida para a tomada d'água, esquematicamente teremos:



Fórmula de Hasen-Williams

$$J = \frac{10,643}{C^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

onde: J = perda de carga (m/m)  
 Q = vazão de projeto (m<sup>3</sup>/s)  
 D = diâmetro da tubulação (m)  
 C = coeficientes do material do tubo

Para o tubo de aço adotado:

C = 120 (aço soldado novo)  
 L = 77,00 m



Ø (mm)	V(m/s)	J(m/m)	ΔH(m) ao longo do tubo	ΔH(m) * acessórios	ΔH total	N.A min.
400	5,00	0,06	4,62	2,40	7,02	343,52
500	3,31	0,02	1,54	1,05	2,59	339,09
600	2,30	0,01	0,63	0,51	1,14	337,64
700	1,69	0,0038	0,29	0,27	0,56	337,06

\* Perda de carga devido aos acessórios (ΔH acessórios)

$$\Delta H_{\text{acessórios}} = \sum K \frac{v^2}{2g}$$

Onde:

V = velocidade em (m/s)

g = aceleração da gravidade

K = coeficiente que se obtém da tabela 16.1 da manual de hidráulica de J.M. de Azevedo Neto.

. Dois registros a jusante

$$K = 2 \times 0,20 = 0,40$$

. Entrada em canalização

$$K = 1,0$$

. Grade

$$K = 1,45 - 0,45 \frac{a_n}{a_g} - \left( \frac{a_n}{a_g} \right)^2 \quad (\text{empírico})$$

Onde:  $a_n$  = área líquida através da grade

$a_g$  = área bruta através da grade

Supondo  $\frac{a_n}{a_g} = 0,5$  (valor máximo de perda)

$$K = 1,45 - 0,45 \times 0,5 - 0,5^2 = 0,97$$

Considerando 50% deste valor. Assim

$$K = 0,48$$

Desta forma:  $\Sigma K = 0,40 + 1,00 + 0,48$

$$\Sigma K = 1,88$$

Adotaremos para a galeria um diâmetro de 600 mm.

Assim :

$$\emptyset = 600 \text{ mm}$$

$$N.A \text{ min} = 337,64 - (C_{bm} - C_{bj})$$

$$N.A \text{ min} = 337,64 - 0,34 = 337,30$$

Para a cota 337,30, verificamos nos dados fornecidos pela curva cota x área x volume, que o volume mínimo do porão será 3.307.000 m<sup>3</sup>, que representa 16% da capacidade do reservatório. A altura máxima d'água no porão é de 10,30 m ( 337,30 - 327,00 ).

Resumindo:

Diâmetro da Galeria = 600 mm

Cota do porão : 337,30

Cota boca de montante: 336,50

Cota boca de jusante: 336,16

Esquema da Caixa de Entrada

