



## **Folha de Dados**

**IDGED:**

0001560001

**TÍTULO:**

AÇUDE PÚBLICO OLHO DE ÁGUA VÁRZEA ALEGRE - CE

**SUBTÍTULO:**

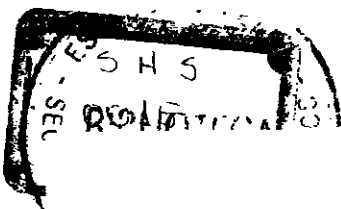
PROJETO EXECUTIVO; TOMO I RELATÓRIO GERAL (REVISADO)

AGUASOLOS



AGUASOLOS

CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA



95/1676  
0156/01

AGUASOLOS—CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA  
Rua Antonio Augusto 1371-1581 - Fortaleza - Ceara

0156/01

Lote 01448 - Prep (✓) Scan (✓) Index ( )  
 Projeto Nº 156/01  
 Volume \_\_\_\_\_  
 Qtd A4 \_\_\_\_\_ Qtd A3 \_\_\_\_\_  
 Qtd A2 \_\_\_\_\_ Qtd A1 \_\_\_\_\_  
 Qtd A0 \_\_\_\_\_ Outros *49d 141*

BRASIL

1

AÇUDE OLHO D'ÁGUA  
(VÁRZEA ALEGRE-CEARÁ)  
PROJETO EXECUTIVO  
TOMO I  
RELATÓRIO GERAL  
(REVISADO)

305113

ബുദ്ധമതം  
BUDHISM

I N D I C E

000504

---

AÇUDE OLHO D'ÁGUA

T O M O I

Í N D I C E

<u>A S S U N T O</u>	<u>P Á G I N A</u>
1 - INTRODUÇÃO .....	01
2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO .....	06
3 - ESTUDOS BÁSICOS .....	09
3.1 - Estudos Topográficos .....	11
3.2 - Estudos Hidroclimatológicos .....	14
3.3 - Estudos Geológicos .....	44
3.4 - Estudos Geotécnicos .....	54
4 - CRITÉRIOS USADOS NO PROJETO .....	61
5 - DESCRIÇÃO E ARRANJO GERAL DAS OBRAS .....	85
6 - CRONOGRAMA DE CONSTRUÇÃO .....	89
7 - QUANTITATIVOS E CUSTOS .....	92
8 - AMARRAÇÃO DAS OBRAS .....	105
9 - EQUIPAMENTO MÍNIMO PARA A REALIZAÇÃO DA OBRA .....	107
10 - INSTALAÇÃO MÍNIMA PARA A OBRA .....	109
11 - CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	111
12 - NOTA TÉCNICA EXPLICATIVA .....	114
13 - MEMÓRIA DE CÁLCULO DO VERTEDOURO LATERAL .....	117
14 - ORÇAMENTO DO VERTEDOURO LATERAL (ESTIMATIVA) .....	134
15 - ANEXOS .....	137

ബഗ്ഗാജനലിസ്റ്റ്

1 - INTRODUÇÃO

000006

---









do Tomo V:

DESENHO Nº	
01/20	BACIA HIDRÁULICA
GEOTECNIA	
02/20	PERFIL GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO E LOCAÇÃO DAS SONDAGENS
03/20	LOCAÇÃO DAS JAZIDAS
MACIÇO	
04/20	SEÇÃO LONGITUDINAL DO EIXO E PLANTA BAIXA DAS OBRAS
05/20	SEÇÕES TIPOS
06, 07, 08 e 09/20	SEÇÕES TRANSVERSAIS
10/20	LOCAÇÃO DOS TAPETES, VALA DRENANTE E TRINCHEIRA DE VEDAÇÃO
11/20	DRENAGEM SUPERFICIAL E DETALHES
SANGRADOURO	
12/20	PLANTA BAIXA E ESQUEMA DE LOCAÇÃO
13/20	SEÇÃO LONGITUDINAL E PERFIL DOS MUROS
14/20	SEÇÕES TRANSVERSAIS
15/20	PLANTA DE FORMA - MURO TIPO I, II e III,
16/20	ARMADURA DO MURO TIPO I
17/20	ARMADURA DOS CONTRA FORTES DO MURO TIPO 1
TOMADA D'ÁGUA	
18/20	GALERIA: SEÇÃO LONGITUDINAL, PLANTA BAIXA, CORTES E BOCA DE MONTANTE
19/20	ARMADURA DA BOCA DE MONTANTE E BACIA DE DISSIPACÃO (FORMAS E FERRAGENS)
20/20	ARMADURA DA GALERIA

ബന്ധനാജനക

2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

090511

---

## 2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

A barragem Olho D'água está localizada a cerca de 8,0 Km a montante da cidade de Várzea Alegre (Ce ), na micro região Serrana de Caririáçu, ao sul do estado do Ceará, na longitude 458.750 W e latitude 9.249.600 S.

A cidade de Várzea Alegre liga-se a Fortaleza por meio das rodovias federais BR-116 (até o trevo para Lavras da Mangabeira) e da BR-230, perfazendo um total de 480,0 Km.

O acesso ao eixo do barramento, partindo-se da cidade de Várzea Alegre, é feito através da BR-230 percorrendo-se 9,0 Km no sentido de Farias Brito. A seguir toma-se uma estrada de revestimento primário, a direita, que passa pela Cerâmica do povoado de Piripiri, trafegando-se 4,0 Km até o povoado de São Vicente (ombreira esquerda do maciço projetado).

A figura 2.1 mostra o acesso de Fortaleza até o do local das obras.

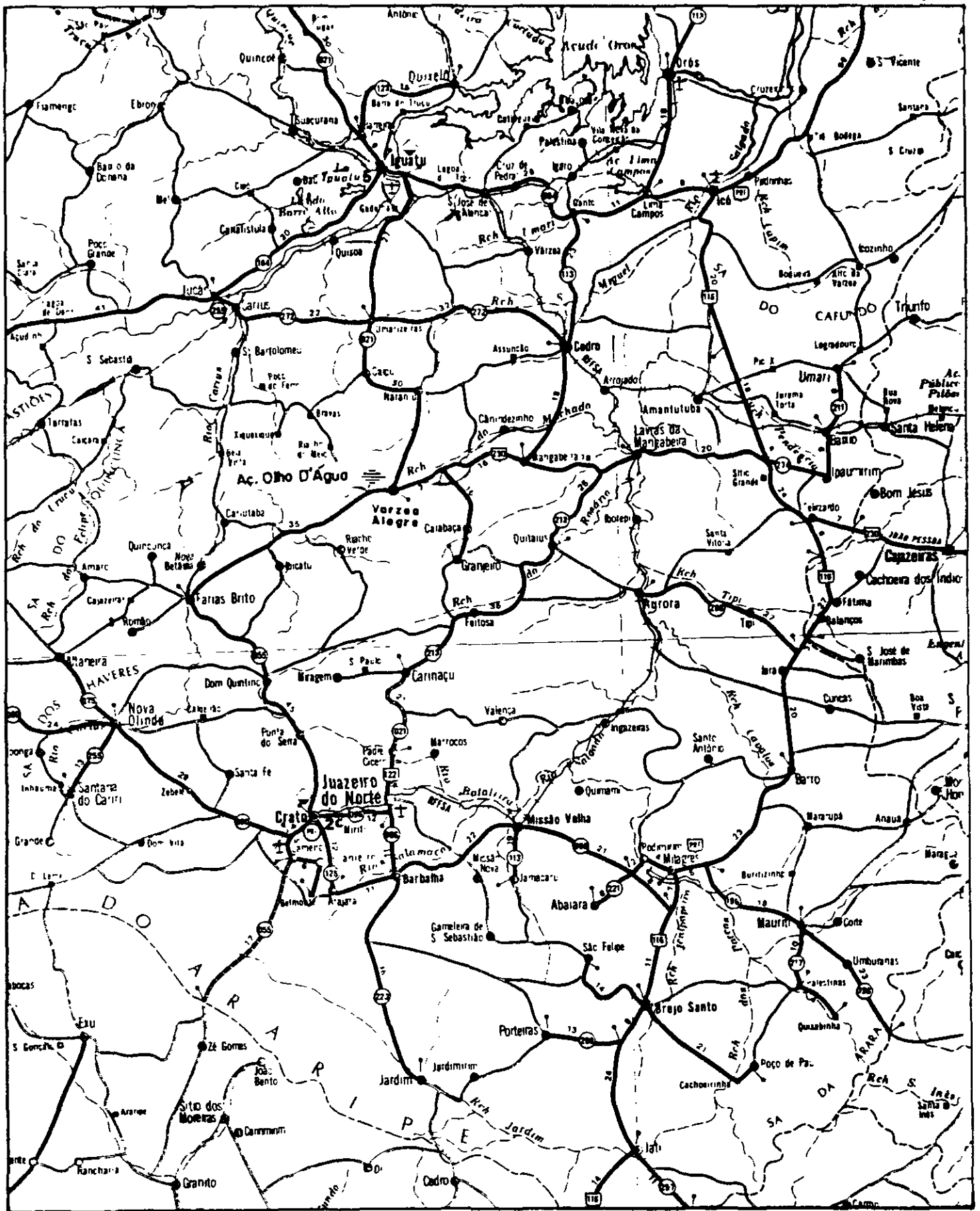


FIGURA 2.1  
 LOCALIZAÇÃO E ACESSO DO AÇUDE  
 OLHO D'ÁGUA

ബുദ്ധജാതകം

3 - ESTUDOS BÁSICOS

000014

---

### 3 - ESTUDOS BÁSICOS

Os estudos básicos foram realizados visando a coleta e análise dos dados dos diversos condicionantes locais, para idealização e concepção da obra.

Inicialmente realizou-se um reconhecimento da região através de cartas topográficas, climáticas e geomorfológica para identificação das peculiaridades do trecho do rio possível de ser barrado.

Após os trabalhos de reconhecimento, uma equipe composta de vários especialistas deslocou-se para o local com a finalidade de aquilatar a validade das condições avaliadas em escritório, e as características topográficas, geológicas e geotécnicas dos possíveis sítios barráveis.

Em seguida a esse contacto preliminar com a área de interesse iniciou-se, nos dois boqueirões possíveis, os estudos topográficos do eixo e da bacia hidráulica, o mapeamento geológico detalhado, e também um estudo geotécnico das camadas subsuperficiais' através de sondagens mecânicas, poços de inspeção e ensaio de laboratório.

Tendo como fundamento os dados preliminares desses estudos, definiram-se algumas conceituações e concepções técnicas iniciais para as obras, permitindo a verificação da possibilidade técnica de se erigir a obra pretendida. Em seguida, após a conclusão dos trabalhos e o confronto econômico das alternativas chegou-se a conceituações e idealizações técnicas finais das obras.

Os estudos realizados foram separados nos seguintes grupos de atividades:

- Estudos Topográficos
- Estudos Hidroclimatológicos
- Estudos Geológicos
- Estudos Geotécnicos

Detalha-se a seguir cada grupo de atividades que compuseram os estudos básicos, com as metodologias empregadas e os resultados obtidos.

ഇന്ത്യയിലെ

3.1 - ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

000016

---



### 3.1 - Estudos Topográficos

Os estudos topográficos visaram plantas planialtimétricas do eixo, da bacia hidráulica e dos locais de possível sangria no boqueirão de Boa Vista e São Vicente. Em cada eixo foram tiradas seções transversais de 20 em 20 metros.

Deste levantamento topográfico obteve-se plantas planialtimétricas do eixo da barragem e sangradouro na escala 1:1000, com curvas de nível a cada metro, e da bacia hidráulica na escala 1:5000 com curvas de 2,50 em 2,50 metros, para cada boqueirão.

Os levantamentos tiveram suas origens e estão amarrados a marcos topográficos construídos de concreto, com cota real obtida a partir do marco nº 1869H do IBGE situado na cidade de Várzea Alegre. A localização dos marcos topográficos de amarração das obras do boqueirão São Vicente estão no capítulo 8 deste tomo.

Com as plantas obtidas desse levantamento pode-se concluir que:

a) Opção de eixo na localidade de Boa Vista

- Volume de acumulação =  $17,5 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Altura máxima do maciço = 14,0 m
- Comprimento do coroamento = 440 m
- Volume do maciço  $\cong 300.000 \text{ m}^3$
- Volume dos tapetes  $\cong 250.000 \text{ m}^3$
- Volume total de aterro  $\cong 550.000 \text{ m}^3$
- Volume do Sangradouro  $\cong 30.000 \text{ m}^3$
- Área de aluvião a inundar  $\cong 300 \text{ ha}$

b) Opção de eixo na localidade de São Vicente

- Volume de acumulação =  $21,0 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Altura máxima do maciço = 26,0 m
- Comprimento do coroamento = 360,0 m
- Volume do maciço  $\cong 500.000 \text{ m}^3$
- Volume dos tapetes  $\cong 150.000 \text{ m}^3$
- Volume total de aterro  $\cong 650.000 \text{ m}^3$
- Volume de Escavação do Sangradouro =  $100.000 \text{ m}^3$
- Área de aluvião a inundar  $\cong 100 \text{ ha}$

A partir desses quantitativos obtidos pode-se estabelecer um confronto entre custo do empreendimento em cada boqueirão (item 4.1 deste tomo).

3.2 - Estudos Hidroclimatológicos

### 3.2 - Estudos Hidroclimatológicos

Os estudos hidroclimatológicos tiveram por meta a obtenção de dados a respeito do clima e dos recursos hídricos de superfície para a elaboração do projeto, principalmente como base para a determinação da capacidade reservatória do açude, dimensão do canal de sangria e seu aproveitamento como fonte de recursos hídricos para irrigação dos aluviões a jusante e para abastecimento humano.

#### 3.2.1 - Dados Climáticos

A bacia hidrográfica do riacho Machado, até o local a ser barrado (povoado de São Vicente), abrange uma área de 71,80 Km<sup>2</sup> e situa-se na micro-região serrana de Caririaçu, com baixos a médios índices pluviométricos (cerca de 950mm/ano).

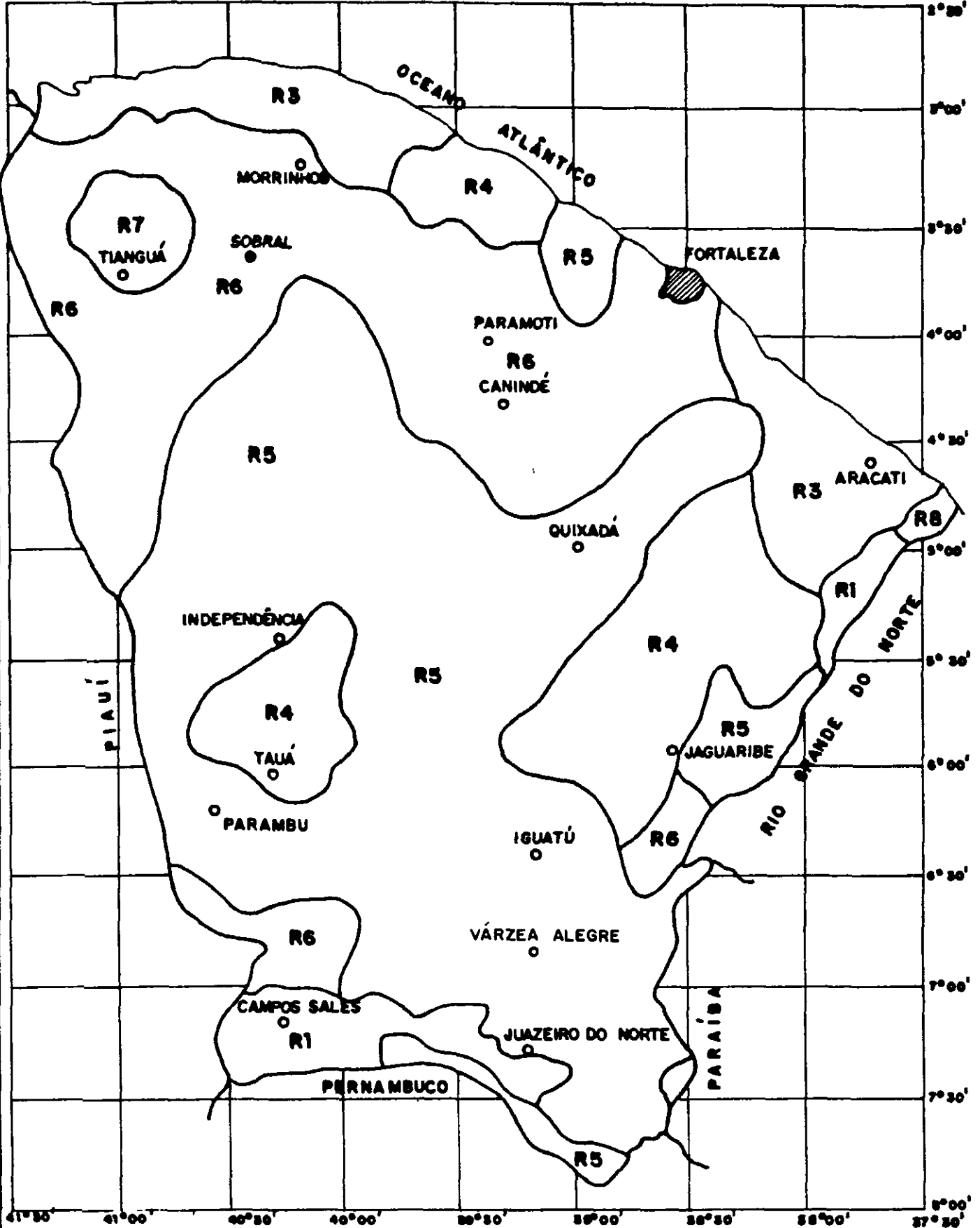
O vale do riacho Machado tem sentido Sudoeste-Nordeste e as nascentes encontram-se nas serras Boa Vista e Andreza a uma altitude de 550m. No trecho a montante do barramento as declividades variam entre 1% e 0,61%, sendo a média de 0,83%.

A bacia apresenta características predominantes do semi-árido nordestino, com relevo do tipo R-5, segundo a classificação de NOUVELOT (ver figura 3.1), desenvolvendo-se sobre terrenos de baixa permeabilidade, com cobertura rala do tipo caatinga. Embora a figura 3.3 mostre a região como típica de caatinga - arbórea, a degradação acelerada pela ação do homem, transformou grande parte desta em caatinga arbustiva de porte mais baixo, caules retorcidos e esbranquiçados.

Os solos da região podem ser classificados como PODZÓLICO EUTRÓFICO, amarelo vermelho, de médio a alto potencial agrícola.

As altitudes variam de 550m a 330m na região a montante da localizada de São Vicente. O mapa de hipsometria é mostrado na figura nº 3.2.

A região da bacia encontra-se sob um clima de alto poder de evaporação, provocando um regime escoamento de superfície de alta variabilidade, com cursos d'água intermitentes, apresentando vazões nulas por longos períodos, coincidindo com a época em que é mais pronunciado o "déficit" hídrico local (Julho a Dezembro).



000021

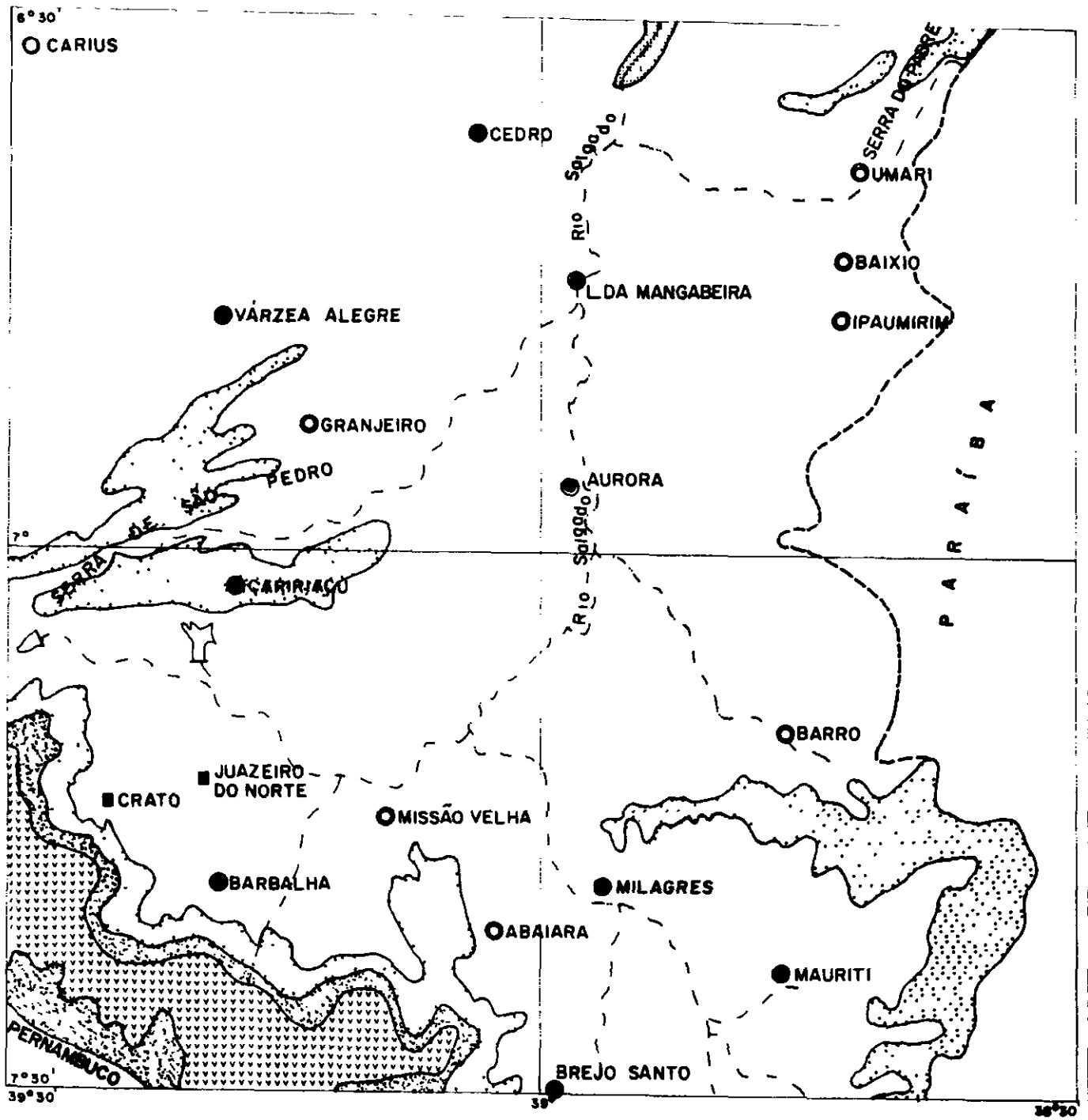
LIMITE E CLASSES DE RELEVO	
R1	05 < 10 m
R2	10 < 05 < 25 m
R3	25 < 05 < 50 m
R4	50 < 05 < 100 m
R5	100 < 05 < 500m
R6	250 < 05 < 500m
R7	05 > 500m



AGUASOLOS - Consultora de Engenharia Ltda

PROGRAMA NACIONAL DE IRRIGAÇÃO  
DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS

AÇUDE OLHO D'ÁGUA  
CLASSIFICAÇÃO DE NOUVELOT



LEGENDA

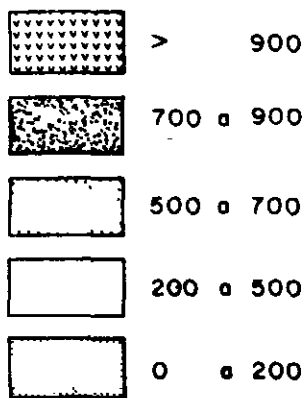
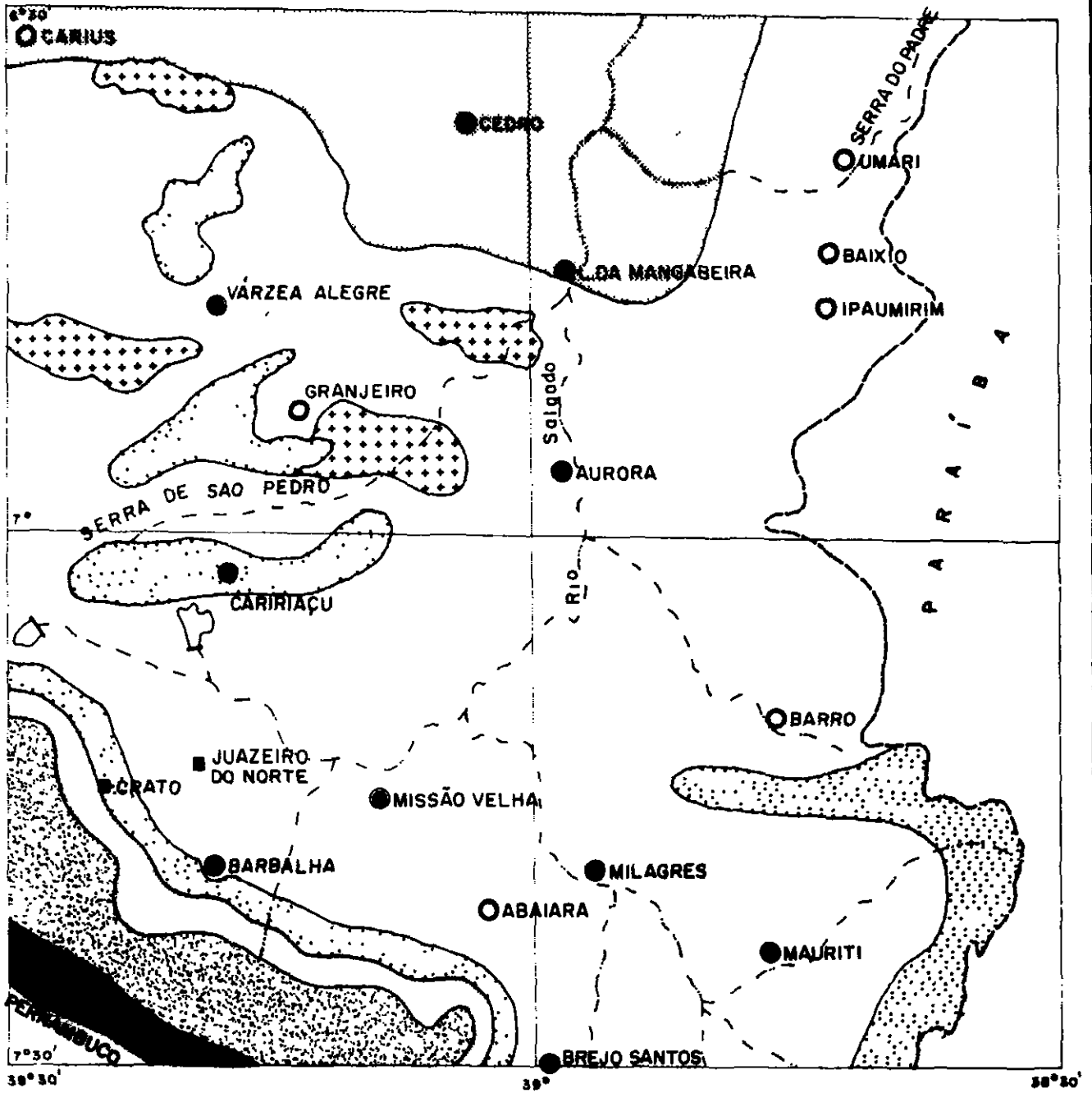


FIGURA - 3.2 HIPSOMETRIA - AÇUDE OLHO D'ÁGUA

000922



TIPOS DE VEGETAÇÃO  
 Figura - 3.3

LEGENDA

- Floresta Subperenifolia Tropical Pluvio - Nebular ( Matas Úmidas )
- Floresta Subcaducifolia Tropical Pluvial ( Matas Secas )
- Floresta Caducifolia Espinhosa ( Caatinga Arborea )
- Caatinga Arbustiva Densa
- Carrasco
- Floresta Subcaducifolia Tropical Xeromorfa ( Cerradão )
- Cerrado

000023

### 3.2.2 - Estudo das Chuvas Intensas

Objetivo - Considerando a inexistência de uma série de observações fluviométricas no local, ou nas proximidades, do boqueirão de Várzea Alegre, a determinação da cheia de projeto, para dimensionamento do sangradouro, foi feita a partir de uma relação chuva x deflúvio. Em consequência, se fez necessário o estudo das precipitações intensas da região para fornecer base para cálculo das chuvas de frequência rara.

Metodologia - A metodologia a ser empregada na de terminação das precipitações intensas é a das Isozonas<sup>(1)</sup>, de desenvolvida pelo Prof. Taborga Torrico. Essa metodologia consis te, basicamente, em utilizar estudos estatísticos de uma série de chuvas diárias para, através de um processo de desagregação e regionalização, estimar as precipitações de menores durações (1h, 6 min).

Os cálculos foram feitos obedecendo a sequência des crita a seguir.

- Seleção do posto pluviométrico - o posto de Vár zea Alegre, devido à sua proximidade com a bacia em estudo, foi selecionado como representativo. Este posto tem coordenadas: 06°47' lat. sul e 39°18' long. oeste.

- Compilação dos dados - foram compiladas as chuvas máximas diárias de cada dos 57 anos que compõem a série observa da no posto de Várzea Alegre. (Tabela 3.1)

- Estudo probabilístico das precipitações diárias - a série observada foi ajustada a uma lei de distribuição Gamma-II. Os parâmetros estatísticos obtidos bem como as precipita ções de período de retorno 100, 200, 500 e 1.000 anos foram:

#### AJUSTE À FUNÇÃO DISTRIBUIÇÃO GAMMA-II

Parâmetros Calculados :  $\alpha = 9,76800$

$\beta = 0,11985$

(1) TABORGA TORRICO, Jaime, "Práticas Hidrológicas", 2a. ed., Rio de Janeiro, TRANSCON, 1975.



TABELA 3.1 - Chuvas máximas diárias anuais observadas em Várzea Alegre no período de 1913/1972.

A N O	CHUVA (mm)	A N O	CHUVA (mm)	A N O	CHUVA (mm)
1913	64,4	1933	68,6	1953	48,4
1914	114,5	1934	68,0	1954	54,0
1915	60,1	1935	88,0	1955	103,5
1916	64,5	1936	81,3	1956	90,0
1917	85,0	1937	79,0	1957	72,0
1918	63,2	1938	72,2	1958	80,5
1919	46,0	1939	87,8	1959	78,0
1920	69,5	1940	78,0	1960	127,0
1921	63,0	1941	60,7	1961	76,0
1922	57,0	1942	130,2	1962	75,3
1923	60,8	1943	51,0	1963	132,0
1924	80,7	1944	128,0	1964	67,6
1925	61,7	1945	-	1965	95,0
1926	80,7	1946	118,5	1966	174,5
1927	60,4	1947	-	1967	74,3
1928	94,7	1948	-	1968	101,3
1929	59,0	1949	76,5	1969	45,1
1930	82,2	1950	95,6	1970	85,1
1931	79,2	1951	105,2	1971	-
1932	46,2	1952	70,0	1972	133,0

FONTE: DNOCS - COMAI/Sistema de Informações de Recursos Hídricos - listagem de computador.

Precipitações Calculadas:

- TR = 100 anos , P = 154,4mm
- TR = 200 anos , P = 164,7mm
- TR = 500 anos , P = 178,2mm
- TR = 1000 anos , P = 186,2mm

A Figura 3.4 mostra o ajustamento da função densidade de probabilidade Gamma-II ao histograma observado. Nessa figura pode ser observada a qualidade do ajustamento.

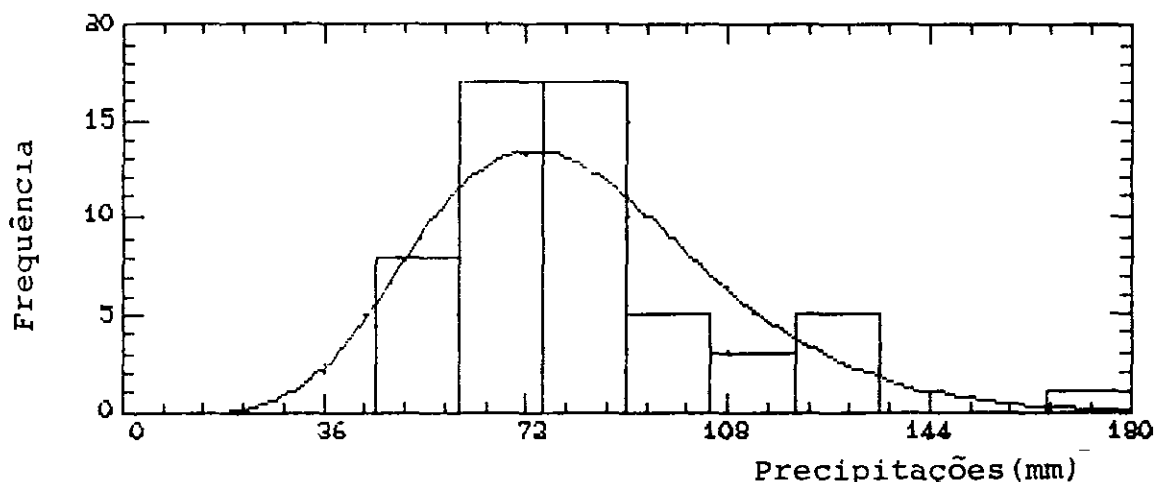


FIGURA 3.4 - Ajustamento da Função Gamma-II.

- Cálculo da chuva virtual de 24 horas de duração ( $P_{24h}$ ) - esses valores foram obtidos a partir da multiplicação das chuvas de duração de um dia pelo fator 1,10. Os valores constam na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 - Chuvas virtuais de 24 horas de duração ( $P_{24h}$ ) em Várzea Alegre, para período de retorno de 100, 200, 500 e 1000 anos.

TR (anos)	PREC. DIÁRIA (mm)	$P_{24h}$ (mm)
100	154,4	169,8
200	164,7	181,2
500	178,2	196,0
1.000	186,2	204,8

- Determinação da Isozona a qual pertence a bacia - o posto de Várzea Alegre está situado na Isozona "G" conforme pode ser visto na Figura 3.5.

- Determinação da chuva de uma hora de duração para TR = 100, 200, 500 e 1.000 anos. Essa chuva foi obtida multiplicando-se a chuva de 24 horas pela relação, R, entre a chuva de 24 horas e uma hora, obtida da figura 3.5. Para os períodos de retorno de 200 e 500 anos, que não constam na tabela, foi feita uma interpolação logarítmica. Os valores obtidos constam na tabela 3.3.

TABELA 3.3 - Valores das precipitações intensas pontual de uma e 24 horas de duração para TR = 100, 200, 500 e 1.000 anos, em Várzea Alegre.

TR (anos)	P <sub>24h</sub> (mm)	R	P <sub>1h</sub> (mm)
100	169,8	0,459	77,9
200	181,2	0,455*	82,4
500	196,0	0,449*	88,0
1000	204,8	0,445	91,1

\* Valores obtidos por interpolação logarítmica.

- Conversão da chuva pontual para a chuva em toda a área - essa conversão foi feita através da equação:

$$\frac{P_a}{P_o} = (1 - W \log \frac{A}{A_o}), \text{ onde;}$$

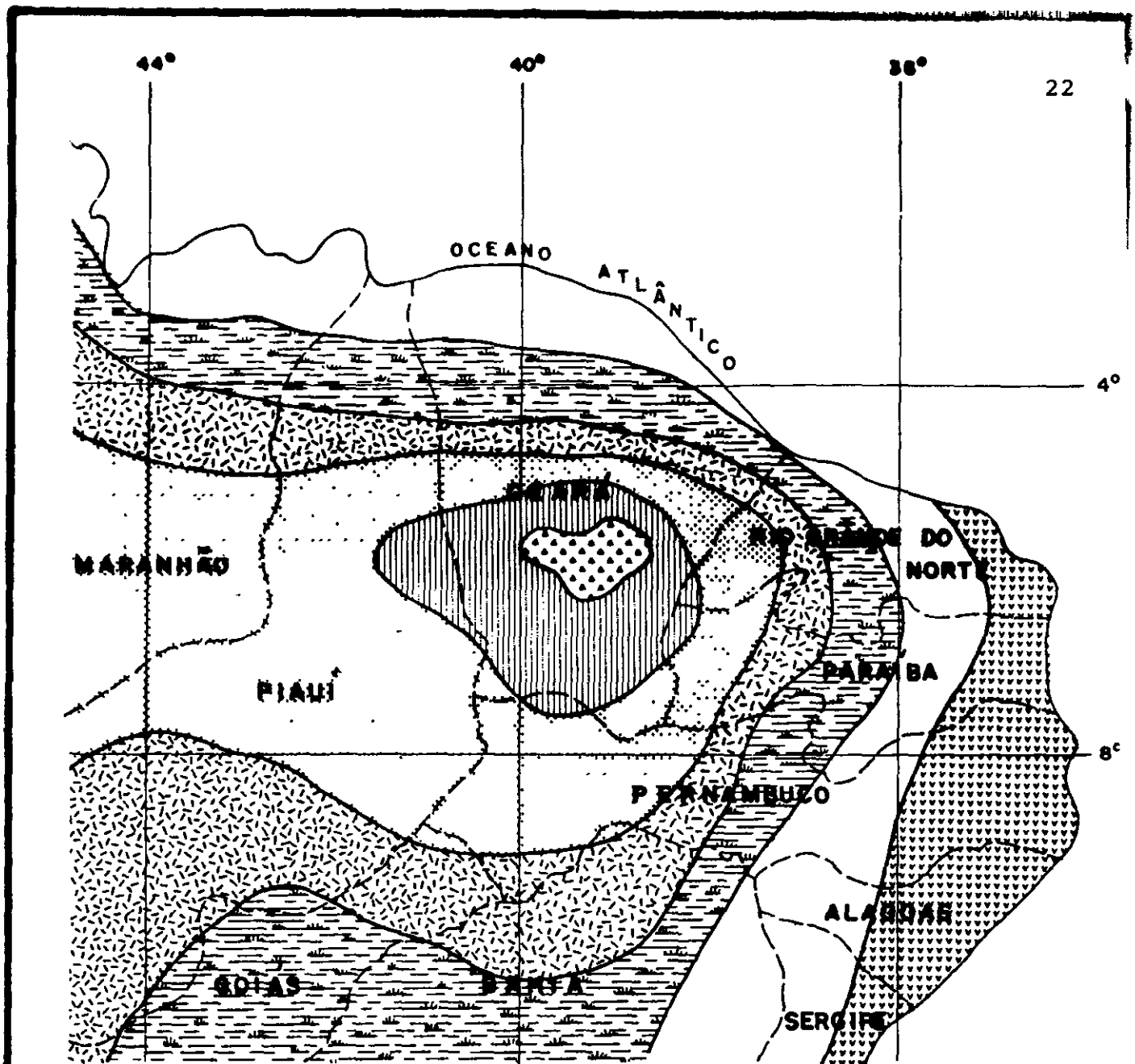
P<sub>a</sub> = precipitação média sobre a bacia;

P<sub>o</sub> = precipitação no centro de gravidade da bacia, tomada igual a precipitação em Várzea Alegre;

W = constante que depende do local (0,22 para a região Nordeste do Brasil);

A = área da bacia hidrográfica (71,8 Km<sup>2</sup>)

A<sub>o</sub> = área base na qual P<sub>a</sub> = P<sub>o</sub> (25Km<sup>2</sup>)



**ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO  
TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS**

ISOZONA	1 HORA / 24 HORAS CHUVA										6 min / 24h CHUVA	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1.000	10.000	5-30	100
B	35,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,0	38,4	37,2	36,2	9,6	9,0
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,8	11,2	10,0
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,8	12,4
G	47,8	47,4	47,2	47,0	46,8	46,7	46,4	45,9	44,5	43,1	15,4	13,7
H	49,8	49,4	49,1	48,9	48,8	48,6	48,3	47,8	46,3	44,8	16,7	14,9

FIGURA 3.5 - Isozonas do Nordeste

$$\frac{Pa}{Po} = (1 - 0,22 \log \frac{71,8}{25}) = 0,90$$

Multiplicando-se os valores da tabela 3.3 por 0,90 (Pa/Po), obteve-se as chuvas intensas distribuídas ao longo da bacia hidrográfica do Açude Olho D'água (Tabela 3.4).

TABELA 3.4 - Valores das precipitações intensas espacial de uma e 24 horas de duração para TR = 100, 200, 500 e 1000 anos distribuídas na bacia do açude Olho D'água.

TR (anos)	Pa-24h (mm)	Pa-1h (mm)
100	152,8	70,1
200	163,1	74,2
500	176,4	79,2
1000	184,3	82,0

- Determinação das precipitações intensas para durações entre uma e 24 horas - a determinação das precipitações intensas para essas durações é obtida plotando-se em papel de probabilidades os valores para uma e 24 horas e ligando-os por uma reta (Figura 3.6).

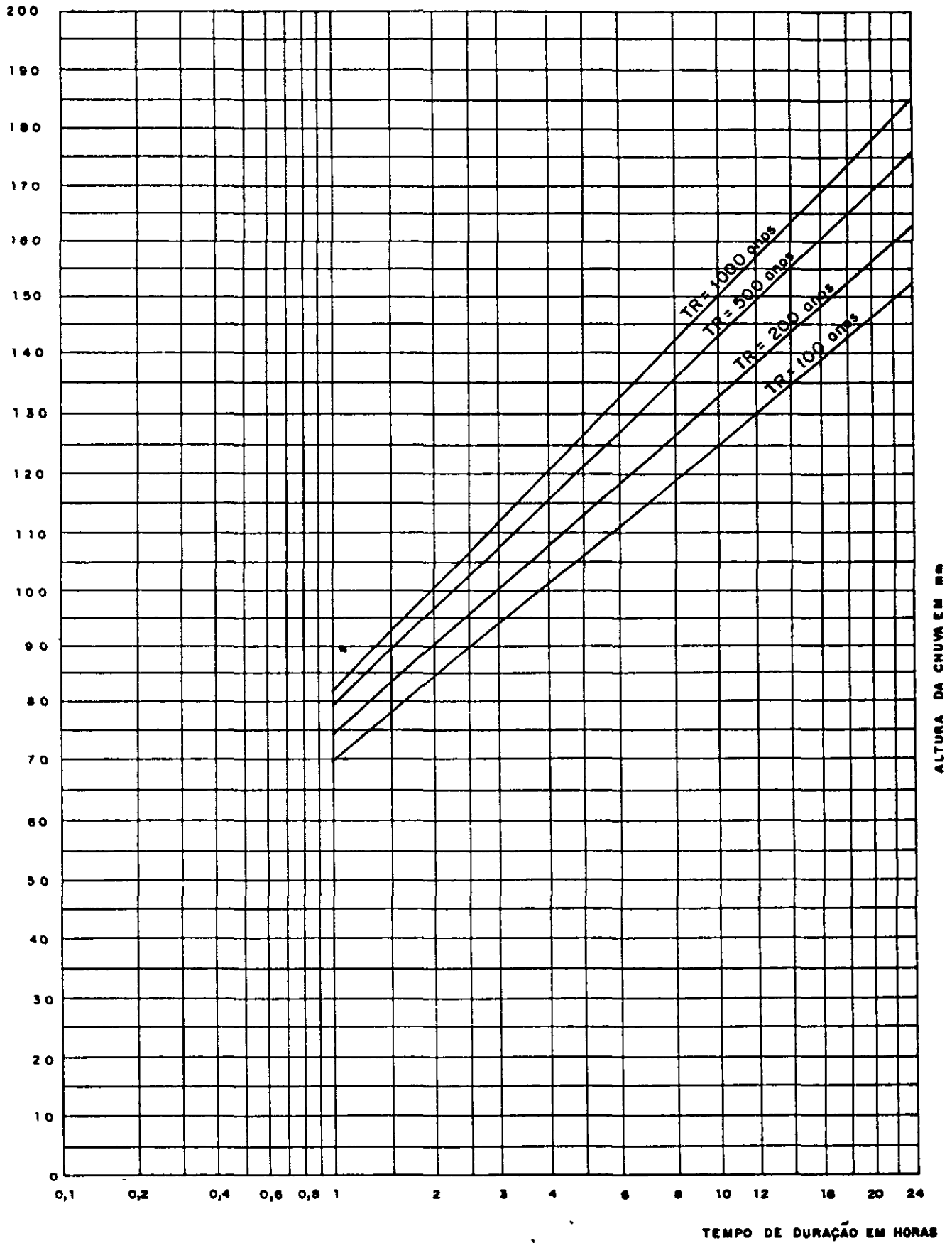


FIGURA 3.6 - Curvas Altura x duração x Frequência  
Açude Olho D'água

000030

### 3.2.3 - Cálculo das Cheias em Várzea Alegre

A determinação das cheias em Várzea Alegre foi feita através do Método de Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS). Esse hidrograma foi determinado para uma precipitação unitária de um milímetro de altura, ocorrendo sobre toda a bacia durante uma duração igual a um quinto do tempo de concentração.

O excesso de precipitação para o cálculo do hidrograma total foi calculado através do Método "Curve Number" do SCS. As etapas do cálculo estão descritas a seguir:

- Cálculo do tempo de concentração da bacia

Foi feito através do Califórnia Highways and Public Roads.

$$t_c = 57 \frac{L^3}{H}^{0,385}, \text{ onde:}$$

$t_c$  = tempo de concentração em minutos;

$L$  = extensão do talvegue em Km;

$H$  = máximo desnível da bacia medido ao longo de  $L$  em m.

Da planta na escala 1:100.000 da SUDENE, obteve-se:

$$L = 21,5 \text{ Km}$$

$$H = 220 \text{ m, logo:}$$

$$t_c = 57 \frac{(21,5)^3}{220}^{0,385} = 247,2 \text{ min}$$

$$t_c = 4,1 \text{ horas} \sim 4,0 \text{ horas}$$

- Cálculo do HUT para duração igual a  $1/5 t_c$  - o HUT tem a forma mostrada na figura 3.7a. O seu cálculo é feito como segue:

$$t_r = \frac{1}{5} t_c = \frac{1}{5} \times 4,0 \text{ h} = 0,80 \text{ h}$$

$t_r$  = duração do excesso de chuva

$$t_p = 0,6 t_c + 0,5 t_r = 0,6 \times 4,0 + 0,5 \times 0,8 = 2,80 \text{ h}$$

$t_p$  = tempo até a vazão de pico

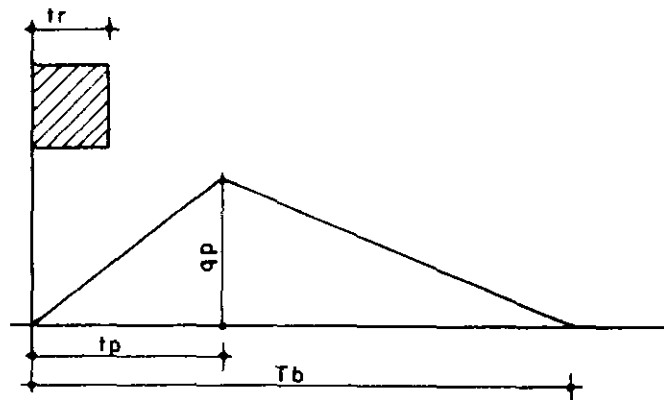


FIGURA 3.7a - Hidrograma Unitário Triangular do SCS.

$$T_b = 2,6t_p = 2,67 \times 2,80h = 7,5h$$

$T_b$  = tempo de base do hidrograma

$$q_p = \frac{2 \times P_e \times A_b}{T_b} = \frac{2 \times 0,001m \times 71,8 \times 10^6 m^2}{7,5 \times 3.600s} = 5,3 m^3/s$$

$q_p$  = vazão de pico do HUT

$P_e$  = excesso de precipitação (lmm)

$A_b$  = área da bacia hidrográfica

O hidrograma está mostrado na figura 3.7b, abaixo:

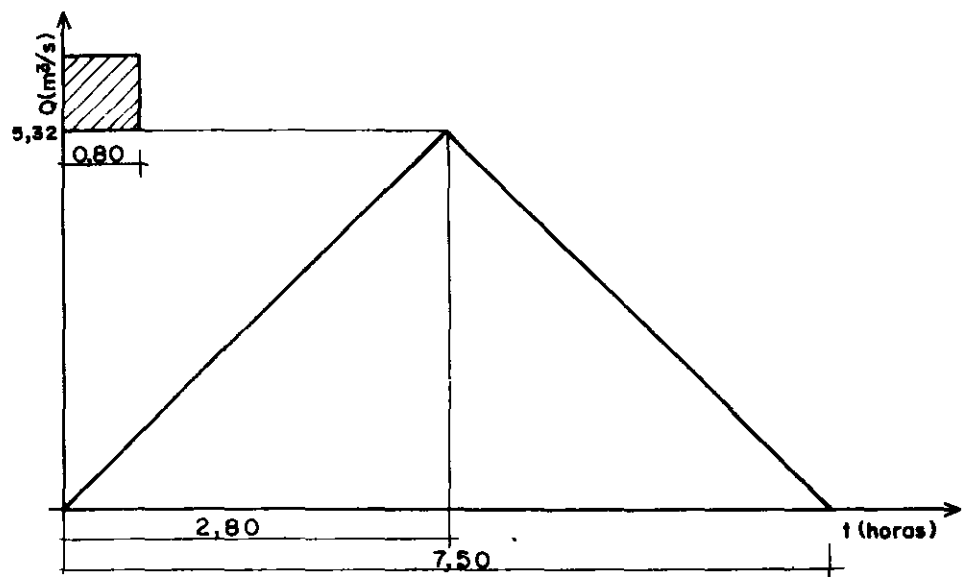


FIGURA 3.7b - Hidrograma Unitário Triangular Calculado.



- Cálculo do excesso de precipitação

O cálculo do excesso de precipitação foi feito através do método "Curve Number" do SCS. A fórmula utilizada foi a seguinte:

$$Pe = \frac{(P - 5080/N + 50,8)^2}{(P + 20.320/N - 203,2)}, \text{ onde}$$

Pe = excesso de chuva em mm

P = precipitação em mm

N = número de deflúvio que define o complexo hidrológico solo-vegetação (tabelado em Wilken <sup>(1)</sup>).

Para um campo permanente, em condições naturais e solo "C", obteve-se N = 73.

Aplicando-se a fórmula acima para as precipitações da tabela 3.1, obteve-se o excesso de chuva para os diversos períodos de retorno em estudo. Os valores constam na tabela 3.5.

TABELA 3.5 - Precipitação excedente para período de retorno de 100,200, 500 e 1.000 anos em Várzea Alegre (mm).

TR (anos)	Pe (mm)
100	38,4
200	43,5
500	48,7
1000	52,5

- Cálculo do hidrograma total afluente

O hidrograma total afluente foi calculado em duas etapas:

a) Calculou-se o hidrograma para uma chuva de duração igual ao tempo de concentração da bacia e uma altura de chuva efetiva igual a 5mm (Figura 3.8).

(1) WILKEN, P.S. - Engenharia de drenagem superficial. São Paulo, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 1978.

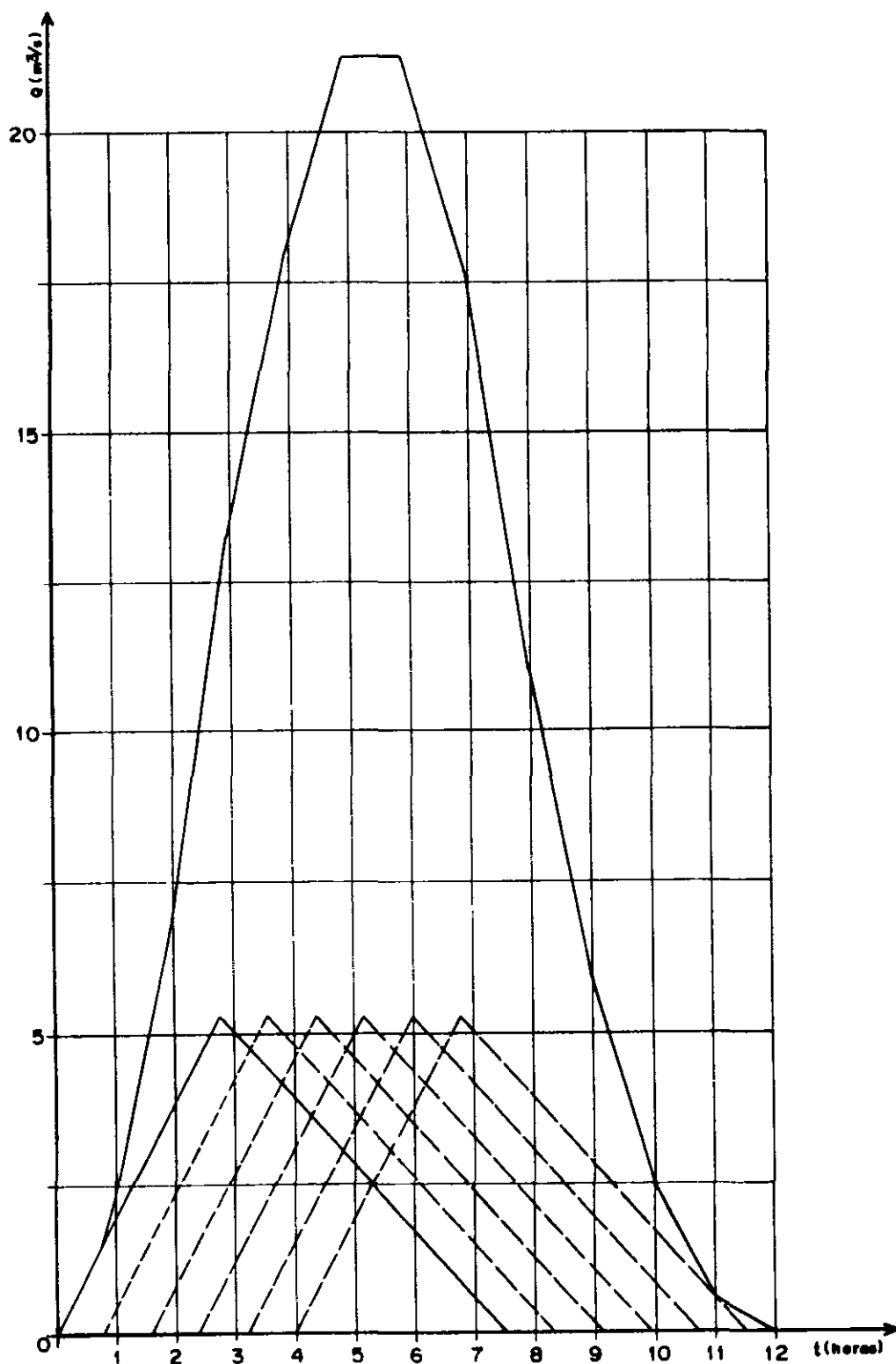


FIGURA 3 B - Hidrograma para uma chuva efetiva de 5mm e duração igual a 4,0 h (tempo de concentração da bacia) Açude OLHO D'ÁGUA

- Calculou-se o hidrograma para as chuvas de período de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos, multiplicando-se as ordenadas do hidrograma obtido na etapa anterior pela relação  $Pe(T)/5$  ( $Pe(T)$  = precipitação excedente correspondente ao período de retorno  $T$ ). Os valores obtidos constam na tabela 3.6 e estão plotados na figura 3.9.

- Propagação de onda de cheia no reservatório

Alterando-se a vazão de entrada de um reservatório de acumulação, a vazão de saída não é instantaneamente alterada do mesmo valor. O nível d'água tende a manter-se horizontal e o acréscimo de vazão na entrada é traduzido em uma elevação da superfície líquida.

Um método para avaliar o processo de propagação de onda de cheia em reservatórios foi desenvolvido por L.G. Puls do Army Corps of Engineers, E.U.A. De forma sucinta, o método consiste em:

Considere a equação da continuidade

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (1), \text{ onde}$$

$I$  = vazão de entrada;

$O$  = vazão de saída;

$\frac{ds}{dt}$  = variação do armazenamento no intervalo de tempo  $dt$  po  $t$ .

A equação (1) pode ser expressa em uma forma finita como:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad (2), \text{ onde:}$$

Os índices 1 e 2 se referem aos valores do início e final do intervalo de tempo  $\Delta t$ . O tempo  $\Delta t$  é chamado período de "routing".

A equação (2) pode ser transformada em:

$$I_1 + I_2 + \left( \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \quad (3)$$

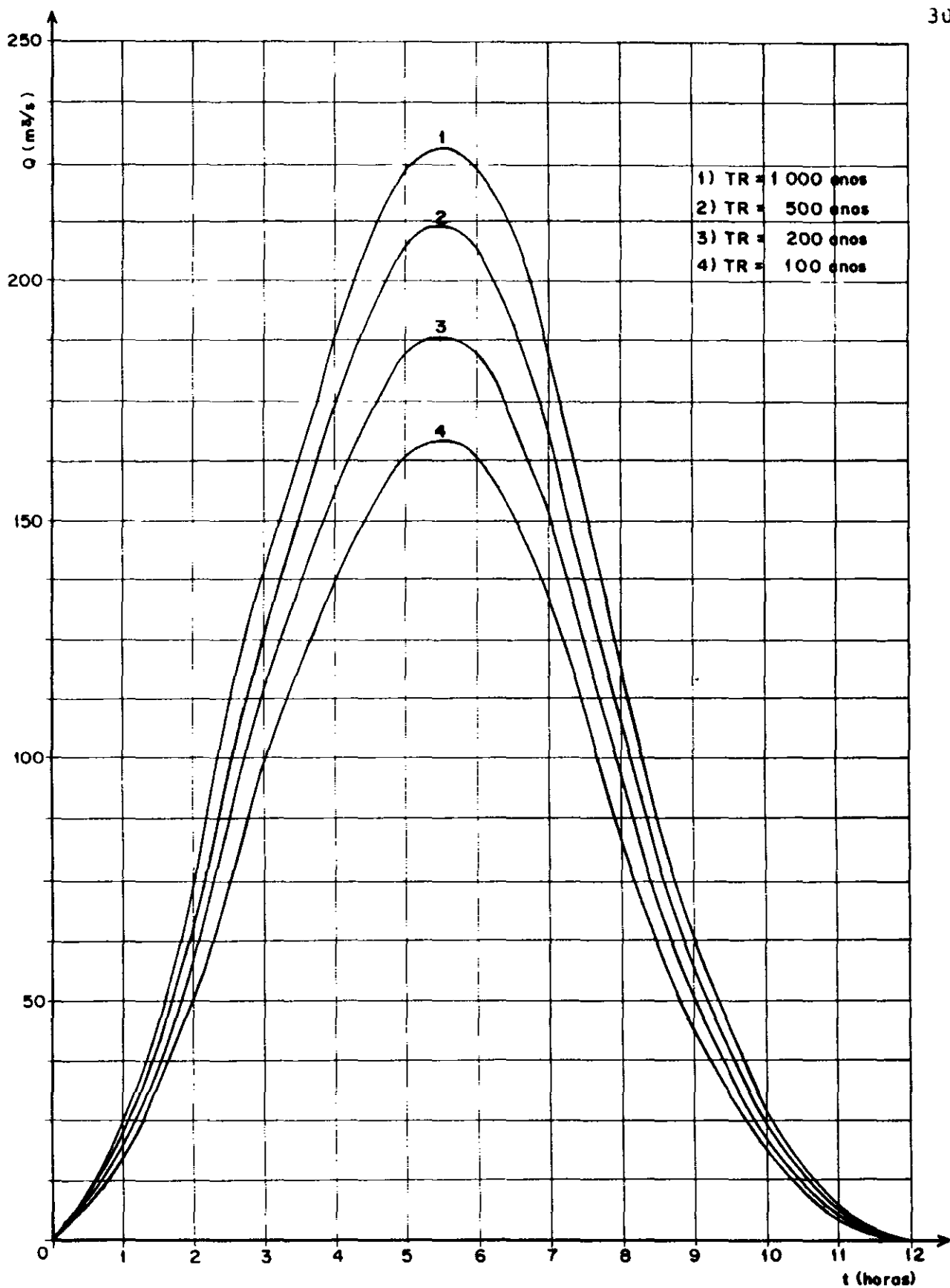


FIGURA 3 9 - Hidrogramas para as chuvas de período de retorno de 100, 200, 500 e 1000 anos.  
Açude OLHO D'ÁGUA

000136

Metodologia - As disponibilidades hídricas do Açude Olho D'água foram calculadas com base no Método de Campos<sup>(1)</sup>. Este método tem como suporte teórico a Teoria Estocástica dos Reservatórios ou Teoria do Armazenamento de Moran. Ele apresenta como novidade na teoria a introdução de uma matriz de evaporação para levar em conta as perdas devido a esse fenômeno.

As etapas do cálculo da probabilidade de esvaziamento do reservatório para um dado tamanho e uma dada retirada são descritas a seguir:

1) Dividir o volume total do reservatório,  $K$ , por 20, definindo 21 estados que podem ser atingidos pela reserva. A representação do espaço de definição desses estados está apresentada na figura 3.11 e na tabela 3.12.

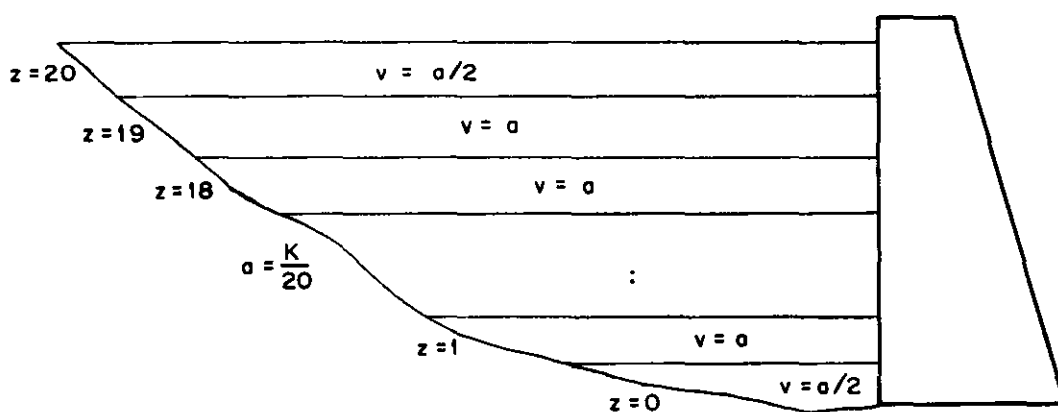


FIGURA 3.11 - Representação gráfica do espaço de de finição dos estados da reserva.

2) Calcular a matriz de transição de probabilidades devidos aos deflúvios anuais  $[W]$ . Supõe-se que os deflúvios se guem uma lei de probabilidade mista com uma massa de probabili dade para  $X = 0$  e uma densidade Gamma-II para  $X > 0$ .

(1) CAMPOS, J.N.B., "A Procedure for Reservoir Sizing on Inter mittent Rivers Under High Evaporation Rate" Tese de doutora do - Universidade do Colorado, Fort Collins, 1987.

TABELA 3.12- Limites, em volume, dos estados da reserva.

NÚMERO DO ESTADO (z)	LIMITES DE ARMAZENAMENTO	ARMAZENAMENTO NO ESTADO (z)
0	$0 \leq z \leq (1/2) a$	$z = \text{seco}$
1	$(1/2) a < z \leq (3/2) a$	$z = a$
2	$(3/2) a < z \leq (5/2) a$	$z = 2a$
.	...	.
.	...	.
.	...	.
n - 1	$(n-3/2) a < z \leq (n-1) a$	$z = (n-1) a$
n	$(n-1/2) a < z \leq K$	$z = \text{cheio}$

3) Calcular a matriz de transição de probabilidades devido à metade da Evaporação [E]. Supõe-se que a relação cota x área x volume obedece as fórmulas:

$$V = \alpha h^3$$

$$A = 3\alpha h^2; \text{ onde,}$$

h = altura do espelho d'água,

V = volume acumulado à altura h,

A = área do espelho d'água à altura h,

$\alpha$  = coeficiente de forma da bacia hidráulica obtido por regressão.

4) Calcular a matriz de transição de probabilidades para uma retirada anual de M unidades de água [M].

5) Calcular a matriz de transição de probabilidades anual através do produto das matrizes parciais.

$$[Q] = [E] [M] [E] [W]$$

6) Formar o sistema de equações para determinar a probabilidade do reservatório esvaziar em condições de equilíbrio ("steady state"). Esse sistema é o seguinte:

$$q_{00}\pi_0 + q_{01}\pi_1 + \dots + q_{0n}\pi_n = \pi_0$$

$$q_{10}\pi_0 + q_{11}\pi_1 + \dots + q_{1n}\pi_n = \pi_1$$

$$\begin{matrix} \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \dots & \cdot & \cdot \end{matrix}$$

$$q_{n0}\pi_0 + q_{n1}\pi_1 + \dots + q_{nn}\pi_n = \pi_n$$

Como o sistema acima é não-homogêneo, uma das equações deve ser substituída pela equação:

$$\pi_0 + \pi_1 + \pi_2 + \dots + \pi_n = 1, \text{ onde}$$

$\pi_i$  = probabilidade da reserva atingir o estado 1 em condições de equilíbrio.

$q_{ij}$  = probabilidade da reserva passar do estado i para o estado j em um ano.

7) Resolver o sistema de equações acima e calcular  $\pi_0$ , que representa a probabilidade, em condições de equilíbrio, do reservatório estar vazio.

Aplicação do Modelo - obtenção dos dados:

1) Deflúvios - a lâmina média de escoamento do Rio Machado foi calculada por correlação com a bacia do Rio Cariús, na estação Sítio Conceição, seguindo Metodologia apresentada no GEVJ <sup>(1)</sup>. A correlação é obtida através da aplicação de dois coeficientes:

$$Co = \left(\frac{Ap}{Ar}\right)^{-0,075}, \text{ onde:}$$

Co = coeficiente de correção;

Ap = área da bacia hidrográfica em Várzea Alegre, 71,8Km<sup>2</sup>

Ar = área da bacia hidrográfica em Sítio Conceição (Cariús), 2.250Km<sup>2</sup>,

(1) SUDENE/ASMIC - Estudo Geral de Base do Vale do Jaguaribe - Hidrologia, 1967.

O coeficiente acima pode ser diretamente aplicado quando as precipitações médias em ambas as bacias são iguais. No caso de precipitações médias diferentes é necessária a introdução de um segundo coeficiente,  $C_1$ , definido como segue:

$$C_1 = \frac{P_p}{P_r}, \text{ onde}$$

$P_p$  = precipitação média em Várzea Alegre, tomada igual à do Posto de Várzea Alegre, 942,0mm.

$P_r$  = precipitação média em Sítio Conceição, igual a 930,0mm, obtido do Relatório de Hidroclimatologia do Estudo de Viabilidade do Rio Cariús, realizado pela AGUASOLOS para o DNOCS.

Logo, a lâmina média escoada na bacia do Açude Olho D'água é igual a:

$$L_p = C_0 \cdot C_1 \cdot L_r, \text{ onde}$$

$L_p$  = lâmina escoada em Várzea Alegre em mm

$L_r$  = lâmina escoada em Sítio Conceição em mm.

$$L_p = \frac{942}{930} \times \frac{(71,8)^{-0,075}}{2.250} \times 75,0 = 98,4 \text{ mm}$$

O volume afluente médio anual ( $\mu$ ) é obtido através da relação:

$$\mu = L_p \times A_p$$

$$\mu = 0,0984 \text{ m} \times 71,8 \times 10^6 \text{ m}^2 = 7,1 \times 10^6 \text{ m}^3$$

O coeficiente de variação dos deflúvios anuais ( $C_v$ ) foi tomado igual ao do Rio Cariús em Sítio Conceição, isto é,  $C_v = 0,92$ .

2) Evaporação - os valores da evaporação do espelho d'água foram estimados a partir do Tanque Classe A, multiplicados por 0,70. Foram utilizados os dados do Posto de Iguatu o qual dispõe de uma série de 23 anos de observação (Tabla 3.13).



TABELA 3.13- Valores médios mensais da evaporação do espelho d'água calculados a partir da correlação com a evaporação do Tanque Classe A medida em Iguatu(mm).

JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	A N O
162	133	132	137	146	151	172	198	206	215	204	203	2059

FONTE - Banco de Dados Hidroclimatológicos do Nordeste, SUDENE, Recife, 1987.

3) Fator de forma da bacia ( $\alpha$ ) - obtido através de regressão entre o volume (V) e a altura d'água (h), da curva cota x volume, pela equação  $V = \alpha h^3$ .

$$\alpha = 2118,2$$

Correlação: 0,983

4) Fator de Evaporação (fE)-definido como segue:

$$fE = \frac{3\alpha^{1/3} E_v}{\mu^{1/3}}, \text{ onde:}$$

$E_v$  = evaporação do espelho d'água durante a estação seca (junho a janeiro)

$$E_v = 1,511 \text{ m.}$$

$\mu$  = volume afluente médio anual

$\alpha$  = fator de forma da bacia

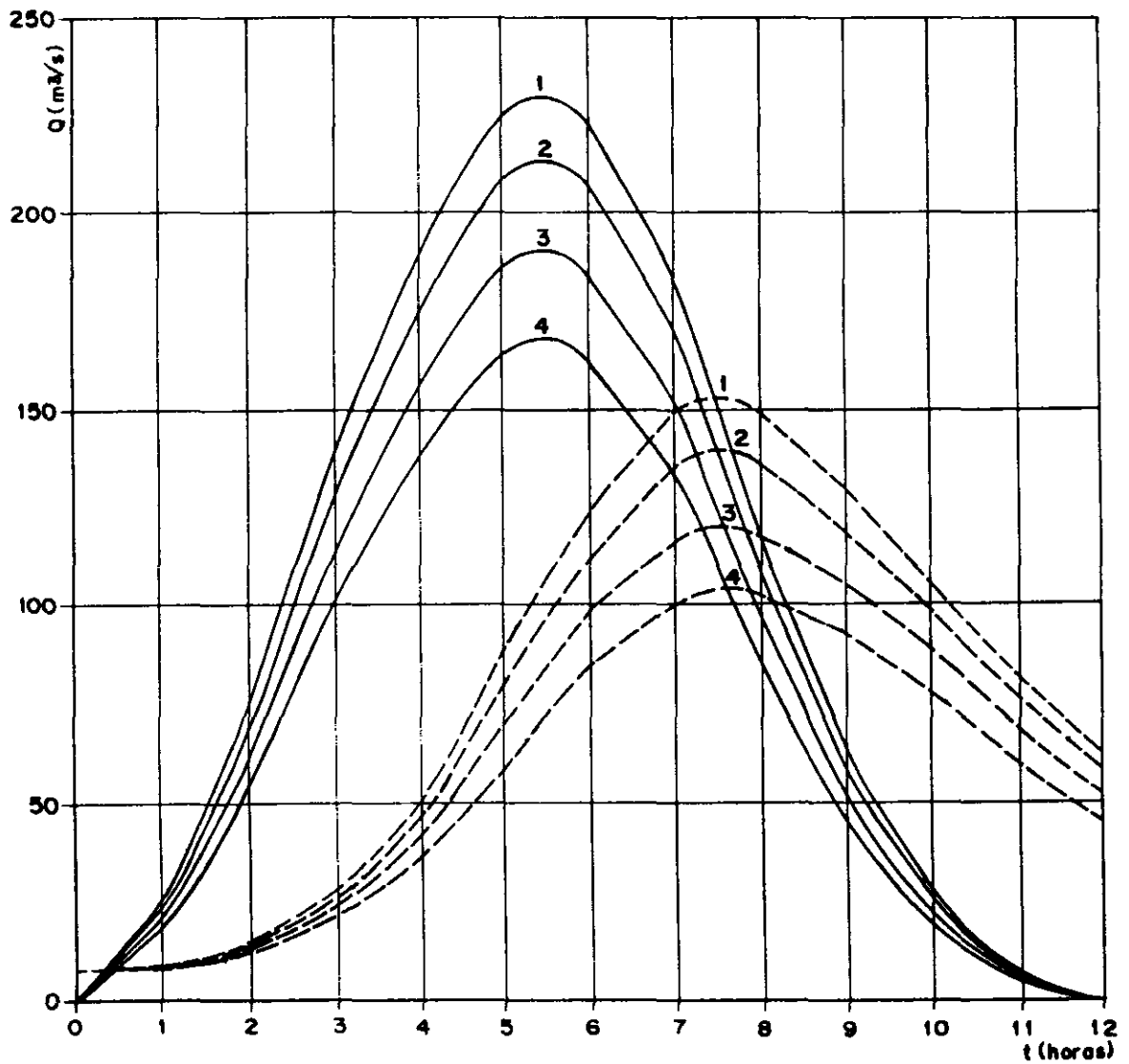
Logo,

$$fE = \frac{3 \times (2118,2)^{1/3} \times 1,511}{(7,1 \times 10^6)^{1/3}} = 0,30$$

Cálculo da relação volume regularizado versus capacidade da reserva - utilizando-se os parâmetros,  $fE = 0,30$ ,  $CV = 0,92$  e  $\mu = 7,1 \times 10^6 \text{ m}^3$  e seguindo a metodologia anteriormente descrita calculou-se a relação entre o volume anual disponível (M) com 80% de garantia e a capacidade do reservatório (K). Os valores estão apresentados na Figura 3.12 e na tabela 3.14.

TABELA 3.14 - Relação entre a capacidade do Açude Olho D'água e o volume anual com 80% de garantia.

fK	K (hm <sup>3</sup> )	M80% (hm <sup>3</sup> )
1,0	7,10	2,70
1,5	10,65	3,34
2,0	14,20	3,83
2,5	17,75	4,05
3,0	21,30	4,12
3,5	24,85	4,12



Legenda

- 1) TR = 1 000 anos
- 2) TR = 500 anos
- 3) TR = 200 anos
- 4) TR = 100 anos

— VAZÃO AFLUENTE

- - - VAZÃO EFLUENTE

FIGURA 3.10 - Hidrogramas de entrada e saída do AÇUDE OLHO D'ÁGUA diversos períodos de retorno (CAPACIDADE DE ACUMULAÇÃO -  $17,75 \text{ hm}^3$ )

000043

TABELA 3.6 - Hidrogramas afluentes ao Açude Olho D'água para períodos de retorno de 100,200,500 e 1.000 anos.

VALORES DE Q em m<sup>3</sup>/s

TEMPO (h)	PERÍODO DE RETORNO (ANOS)			
	100	200	500	1.000
0	0	0	0	0
1	17,7	20,0	22,4	24,2
2	52,2	59,2	66,2	71,4
3	101,4	114,8	128,6	138,6
4	137,5	155,7	174,3	188,0
5	163,6	185,3	207,5	223,7
6	163,6	185,3	207,5	223,7
7	135,2	153,1	171,4	184,8
8	84,5	95,7	107,1	115,5
9	45,3	51,3	57,5	62,0
10	19,2	21,8	24,4	26,3
11	4,6	5,2	5,8	6,3
12	0,0	0,0	0,0	0,0

FONTE: Cálculos da Consultora.

A solução da equação (3) requer uma curva de "routing" mostrando  $\frac{2S}{\Delta t} + O$  versus  $O$ . Todos os termos do lado esquerdo da equação são conhecidos e o valor de  $2S/\Delta t + O$  pode ser calculado. O valor correspondente de  $O_2$  pode ser determinado da curva de "routing". O cálculo é então repetido para períodos de "routing" sucessivos.

Os cálculos foram realizados para as cheias de períodos de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos, determinadas anteriormente, e constam das tabelas 3.7 a 3.10, a seguir:

TABELA 3.7 - Propagação de onda de cheia no açude Olho D'água (TR = 100 anos)

t	I	O	$\frac{I_1 + I_2\Delta t}{2}$	$S - \frac{O\Delta t}{2}$	$S + \frac{O\Delta t}{2}$
0	0,00	0,01	0	0	0
1	17,70	0,13	31,860	17,708,580	17,740,440
2	52,20	1,05	125,820	17,711,158	17,836,978
3	101,40	3,152	276,480	17,793,584	18,070,064
4	137,50	8,88	430,020	17,992,598	18,422,618
5	163,60	22,00	541,980	18,293,614	18,835,594
6	163,60	44,28	588,960	18,628,240	19,217,200
7	135,20	100,82	537,840	18,913,304	19,451,644
8	84,30	107,98	495,460	19,089,242	19,484,702
9	45,30	23,70	233,640	19,113,980	19,347,620
10	19,20	28,00	116,100	19,011,298	19,127,498
11	3,50	31,22	42,840	18,846,678	18,889,518
12	0,00	40,10	8,280	18,668,594	18,676,874

TABELA 3.8 - Propagação de onda de cheia no Açude Olho D'água (TR = 200 anos)

t	I	O	$\frac{I_1 + I_2\Delta t}{2}$	$S - \frac{O\Delta t}{2}$	$S + \frac{O\Delta t}{2}$
0	0,00	0,01	0,280	18,668,594	18,676,874
1	20,00	8,28	36,000	17,708,580	17,744,580
2	59,20	12,88	142,560	17,714,624	17,857,254
3	114,80	22,71	313,200	17,810,896	18,124,096
4	155,70	30,21	435,900	18,033,730	18,529,630
5	185,30	48,22	613,800	18,381,568	18,995,368
6	185,30	78,10	667,980	18,747,302	19,414,382
7	153,10	116,78	609,120	19,061,732	19,670,852
8	95,20	118,70	473,340	19,251,008	19,699,748
9	51,30	106,92	264,600	19,271,226	19,536,326
10	21,80	98,28	131,580	19,152,610	19,284,120
11	3,20	69,92	48,600	18,963,934	19,012,534
12	0,00	53,61	9,360	18,760,448	18,770,008

TABELA 3.9 - Propagação de onda de cheia no açude Olho D'água (TR = 500 anos)

t	I	O	$\frac{I_1 + I_{2\Delta t}}{2}$	$S - \frac{O}{2}\Delta t$	$S + \frac{O}{2}\Delta t$
0	0,00	0,00	0,560	18,760,648	18,770,068
1	22,50	0,00	30,320	17,703,580	17,758,900
2	46,50	13,21	112,480	17,718,382	17,877,862
3	113,60	25,05	350,640	17,838,392	18,172,132
4	154,50	44,10	535,220	18,085,222	18,630,942
5	202,50	60,12	637,240	18,471,636	19,158,726
6	202,50	112,23	747,000	18,870,046	19,617,046
7	171,00	135,23	632,020	19,213,016	19,895,036
8	102,50	155,05	504,300	19,405,666	19,906,966
9	52,50	112,30	296,280	19,413,848	19,710,128
10	24,40	98,89	147,420	19,278,846	19,426,266
11	5,50	72,53	54,360	19,070,752	19,124,612
12	0,00	50,05	10,640	18,844,518	18,854,958

TABELA 3.10- Propagação de onda de cheia no açude Olho D'água (TR = 1.000 anos)

t	I	O	$\frac{I_1 + I_{2\Delta t}}{2}$	$S - \frac{O}{2}\Delta t$	$S + \frac{O}{2}\Delta t$
0	0,00	0,00	10,440	18,844,518	18,854,958
1	24,20	0,00	43,560	17,708,580	17,752,140
2	71,40	14,34	172,080	17,721,148	17,893,228
3	138,60	27,59	378,000	17,841,612	18,219,612
4	188,00	48,49	587,880	18,120,284	18,708,164
5	223,20	68,24	741,060	18,532,882	19,273,942
6	233,20	124,00	805,320	18,954,264	19,761,584
7	184,80	149,41	735,300	19,314,138	20,049,438
8	115,50	172,54	540,540	19,511,564	20,052,104
9	62,00	130,52	319,500	19,513,892	19,832,892
10	26,50	105,52	158,940	19,363,044	19,521,284
11	6,50	83,01	58,680	19,141,878	19,200,558
12	0,00	52,00	11,340	18,901,450	18,912,690

Os valores encontrados nos conduzem ao quadro mos trado na tabela 3.11.

TABELA 3.11 - Redução da onda de cheia no açude Olho D'água

ONDA DE CHEIA (anos)	REDUÇÃO (%)
100	37,1
200	35,8
500	34,0
1000	33,1

Na obtenção destes resultados, levou-se em consideração duas condições:

- 1) A vazão efluente pela tomada d'água;
- 2) A capacidade do açude igual a  $21 \times 10^6 \text{ m}^3$

Uma ilustração dos resultados obtidos pode ser vista na figura 3.10.

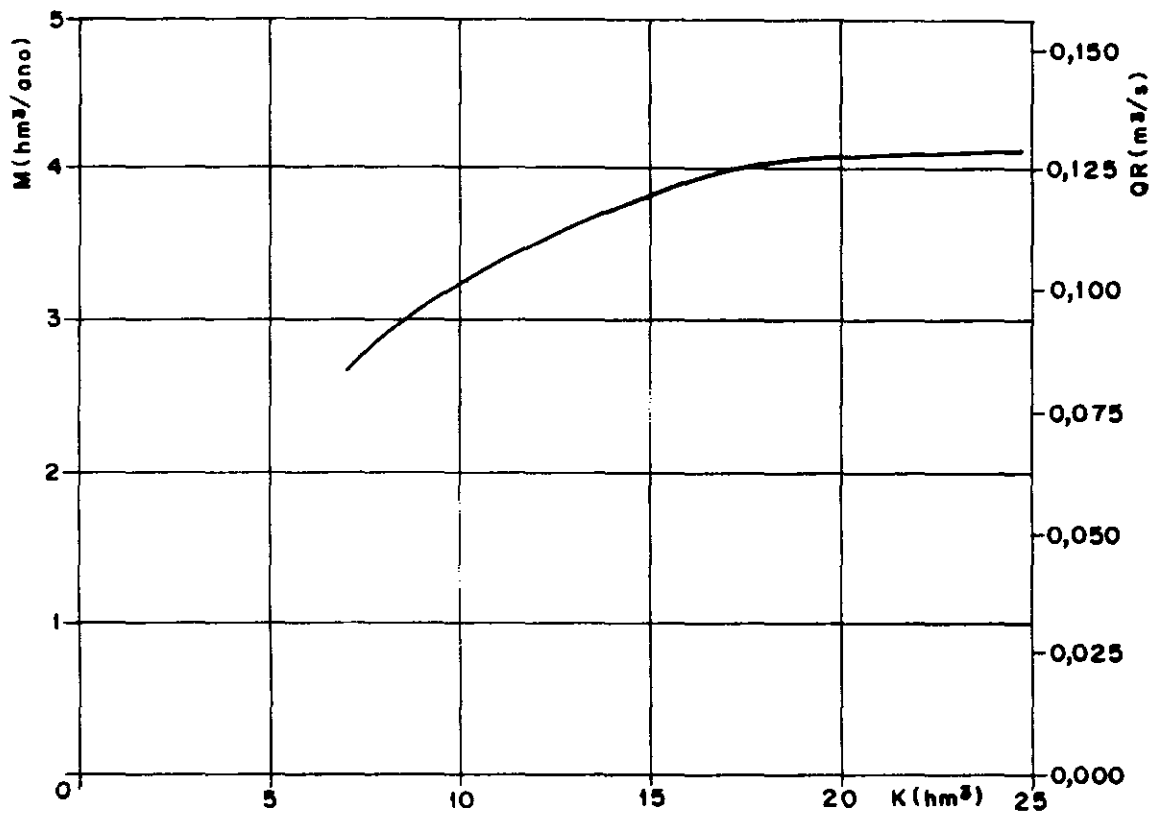


FIGURA 3.12 - Curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado com 80% de garantia para o Açude OLHO D'ÁGUA

000018



3.3 - Estudios Geológicos

### 3.3 - Estudos Geológicos

Os estudos geológicos foram realizados em escala regional, para uma visão mais ampla dos condicionamentos geológicos da região e em escala local, resultando numa visão detalhada das litologias e estruturas existentes nos locais de implantação das obras.

#### 3.3.1 - Geologia Regional

A área estudada está situada entre as coordenadas  $39^{\circ}00' / 39^{\circ}30'$  WGr e  $6^{\circ}30' / 7^{\circ}00'$  de latitude sul e se enquadra nas seguintes feições geomorfológicas:

#### Planalto Sertanejo e Depressão Sertaneja

O Planalto Sertanejo possui como característica principal uma intensa dissecação do relevo, com grandes dobramentos e falhamentos que se refletem através de alinhamentos de crista paralelas com topos truncados. Outro aspecto são os amplos tabuleiros que formam os interflúvios esculpidos nas rochas sedimentares. As escarpas são comumente suaves e arrasadas, nivelando-se com o pediplano do substrato cristalino.

O Planalto Sertanejo é um importante centro dispersor de drenagem. Os rios possuem curso retilíneo, intercalados eventualmente por inflexões bruscas. Em alguns casos correm paralelos à linha de cristas. Este comportamento denota uma associação às grandes linhas estruturais. São rios que correm geralmente encaixados, não permitindo o desenvolvimento de planícies.

Pela localização interiorizada e pela altimetria, a maior parte deste planalto se inclui na categoria de "serras secas" submetidas às deficiências hídricas típicas de clima semi-árido.

A unidade denominada de Depressão Sertaneja foi subdividida considerando-se vários fatores, e, na área estudada, foi classificada como Depressão Periférica da Ibiapaba-Araripe, ocorrendo na porção leste da mesma.

É constituída por feições morfológicas de topos planos, expressos por interflúvios tabulares, evidenciando-se com menor frequência áreas de relevos convexizados (C) e aguçados (a), além de alguns residuais isolados. Na área aparecem principalmente formas convexas com vales em V e formas tabulares com vales de fundo plano.

A rede fluvial é composta por várias bacias hidrográficas embora na área destaquem-se apenas o rio Salgado situado um pouco além do limite leste da mesma, que por sua vez recebe vários riachos, dentre os quais o Caiçaras e o dos Cavalos.

A estratigrafia da área está descrita através das seguintes unidades litoestratigráficas: Vide Figura 3.13.

COMPLEXO NORDESTINO (pen) - está representado por um grande número de amostras que caracterizam a ampla e complexa associação de rochas que o compõem.

Em termos regionais observa-se um tipo estrutural denominado "mosaico em blocos". Aparecem ainda, falhamentos profundos extensos e zonas de cisalhamento, evidenciando claramente o caráter policíclico da área, onde as feições estruturais primárias foram mascaradas, aparecendo novos padrões de estilo deformacional.

Estratigraficamente é classificado como substrato das demais sequências e sua ocorrência na área acontece de forma disseminada.

As litologias predominantes do Complexo Nordeste compreendem migmatitos, gnaisses, gnaisses migmatizados e granitóides, anfibolitos, quartzitos, metarcóseos, calcários cristalinos, xistos, itabiritos, calcossilicatadas e rochas cataclásticas.

COMPLEXO TRINDADE (pet) - caracterizado litoestratigraficamente por uma associação polimetamórfica essencialmente gnaissico-granítico-migmatítica com padrões estruturais complexos, onde aparecem estruturas ovais e amebóides, redobramentos e, a nível de afloramento, intensa transposição e dobras intrafoliais redobradas.

Posicionado inicialmente no Pré-Cambriano Inferior, estudos posteriores conferiu-lhe idade Pré-Cambriana inferior a média, juntamente com o Complexo Nordestino e Monteiro.

Ocorre na porção sul da área em forma de lente e de limitada por falhas.

Sua litologia constitui-se predominantemente de gnaisses, granitos e migmatitos homogêneos e heterogêneos. Ocorrem ainda lentes de quartzitos, calcários cristalinos, mármore, ortoanfiblitos, metabasitos intercalados e ainda extensas zonas de rochas cataclásticas.

SEQUÊNCIA CACHOEIRINHA SUPERIOR (pechs) - esta unidade foi subdividida por Prado et. alii (1980) em conjuntos litológicos, apresentando na base rochas quartzíticas e metacarbonáticas; na porção intermediária, xistos de baixo grau; e no topo, filitos e rochas afins, associadas a metavulcânicas ácidas a intermediárias.

Estruturalmente apresenta o mesmo estilo das demais sequências do Grupo Cachoeirinha, com dobramentos assimétricos e exibindo, às vezes amplas periterminações.

Ocupa a posição estratigráfica superior do Grupo Cachoeirinha e seu contato com a unidade subjacente é tectônico com estreita zona cataclástica.

Na área aparece a SE e a NO em forma de faixas e de lentes.

Petrograficamente está representada por xistos, quartzitos, filitos e metavulcânicas.

SUITE MAGMÁTICA - o magmatismo da área tem no Evento Brasileiro seu principal responsável e, apesar da existência de diferentes eventos de deformação em uma mesma fase tectônica principal, os corpos desta suite estão intimamente relacionados com tal evento, tanto na sua formação por fusão de rochas do embasamento e/ou cobertura, quanto por terem sido por ele afetados tardiamente após a sua formação.

Devido a escassez de dados geocronológicos os corpos graníticos situados na área foram classificados como de Pó

siconamento Duvidoso (Y), embora com possibilidade de que sejam sintectônicos.

Possuem formas irregulares e estão distribuídos principalmente a noroeste da área. Seus contatos são gradacionais ou por falhamentos.

Incluem uma grande variedade litológica, sendo os tipos mais importantes representados por granito propriamente dito, granodioritos, tonalitos e quartzo-monzonitos.

Ocorrem ainda na área granitos sintectônicos (Y1) posicionados principalmente a sul sob a forma de corpos alongados. Possuem estrutura comumente orientada variando de fina a grosseira, onde é comum o desenvolvimento de porfiroblastos de feldspatos.

FORMAÇÃO ANTENOR NAVARRO (Jkra) - representa a porção basal do Grupo Rio do Peixe, aflorando nas bordas da bacia onde ocorre (Iquatú, Icô, Antenor Navarro, etc). Seu contato com as rochas pré-cambrianas é feito através de discordância angular e erosiva.

Sua espessura é bastante variada nas diversas bacias indo de 1.370m a 400m. O contacto com a Formação Souza é gradacional.

Em geral a sequência litológica inicia-se por sedimentos imaturos, mal selecionados, angulosos, contendo brechas, conglomerados brechóides com seixos, calhaus e blocos de milonito, granito, etc. A matriz é, arenosa a arcoseana. Presença de estratificações plano-paralela e cruzada. No topo aparecem arenitos fino, micáceos intercalados com argilitos, siltitos e calcários impuros, às vezes fossilíferos.

Ocorre a leste da área, recobrando a Formação Antenor Navarro.

DIQUES DE DIABÁSIO (TIdb) - regionalmente, foi mapeado apenas um a sudoeste da área cortando os sedimentos do Grupo Rio do Peixe.

Em vista do seu caráter intrusivo em relação às rochas cretáceas do Grupo Rio do Peixe, são admitidos como do Ter



Pode-se notar ainda a presença de veios pegmatóides, além de veios de feldspato, cortando toda a sequência gnáissica. Por todo o sítio observou-se seixos até blocos de quartzo, angulosos e quebrados, evidenciando preenchimento de fraturas, com posterior desagregação.

Ao longo do riacho do Machado (rio barrável), os depósitos aluviais recobrem as rochas cristalinas e, no eixo do barramento, atingem uma faixa de 240 metros, com espessura máxima em torno de 25m.

A composição granulométrica se alterna com a estratificação e, via de regra, se constitui de areias mais grossas na base e frações siltico-argilosas no topo.

Além das aluviões, ocorrem ainda sedimentos nas partes mais elevadas e encostas, oriundas da decomposição das rochas "in situ" ou transportados pela ação da gravidade.

### 3.3.2.3 - Estruturas

Levou-se em conta para a análise estrutural da área mapeada as estruturas primárias representadas pelas lineações e planos de xistosidade e as estruturas secundárias, constituídas pelas fraturas.

As lineações ou planos de xistosidade tem atitude  $N 80^\circ E$ , na zona onde se situa o barramento. Esta direção é compatível com o "trend" regional.

Quanto às fraturas pode-se observar duas direções lineares preferenciais, com mergulhos verticalizados.

A direção  $N55^\circ W$  constitui uma família de fraturas provavelmente de cisalhamento, portanto não devem possuir aberturas consideráveis.

Aquelas com direção  $N10^\circ W$  são perpendiculares à lineação, portanto fraturas tracionais com possibilidades de serem abertas.

Existe ainda uma família de fraturas com direção  $N 45^\circ E$ , perpendiculares àquelas com direção  $N 55^\circ W$ . Essas fratu

ras estão, via de regra, preenchidas com feldspato e evidenciam tectonismo anterior aquele que provocou o fraturamento preferencial.

O controle estrutural da área é influenciado sobre maneira pela grande falha de Várzea Alegre que corta a área na direção SW-NE.

Esta falha provocou o basculamento das rochas com tal intensidade, que puderam ser medidas mergulhos verticais nos planos de xistosidades de rochas situadas na ombreira esquerda do barramento.

Outra influência desse importante lineamento pode ser observada pelas extensas faixas aluviais, com grande espessura, sugerindo a presença de pequenos "grabens", onde se deu um processo de sedimentação de maior significado.

#### 3.3.2.4 - Problemas Geotecnológicos

Apesar do fraturamento, parece não haver problemas maiores com relação à estanqueidade da bacia, bem como quanto à fundação do maciço. Todavia, a espessa faixa aluvial presente no sítio barrável, produzirá alguma alteração onerosa no custo da obra, de vez que a rocha suporte do maciço se encontra à relativa profundidade.

Quanto ao material a ser utilizado na construção do maciço e em obras complementares, é de boa qualidade, existe em quantidade suficiente e as distâncias de transportes são pequenas.



3.4 - Estudos Geotécnicos

### 3.4 - Estudos Geotécnicos

Os estudos geotécnicos constaram da identificação das características geotécnicas regionais, a nível de reconhecimento, e do estudo detalhado de superfície e subsuperfície no sítio a ser barrado.

#### 3.4.1 - Aspectos Geotécnicos Regionais

Geotecnicamente a região representa um "trend" estrutural que obedece as estruturas de caracter regional, que são conseqüências diretas da tectônica ruptural regional.

Os pacotes aluvionares são espessos (cerca de 25,0 a 30,0 m) compostos de solos silto argilosos na superfície e solos arenosos com granulometria mais grossa em regiões mais profundas. No leito do riacho Machado ocorre um depósito de areia média a grossa com espessura de 0,2 a 3,0 m em toda a sua extensão.

Nas encostas e locais mais elevados encontram-se solos residuais argilo-arenosos ou transportados pela ação da gravidade (solos areno-siltosos junto ao depósito aluvionar).

Observam-se afloramentos de gnaisses alterados, de cor cinza, nas partes mais elevadas das encostas, possíveis de utilização nas obras projetadas.

#### 3.4.2 - Estudos Geotécnicos Locais

##### 3.4.2.1 - Estudos Realizados

Os estudos geotécnicos realizados para a elaboração do projeto do açude constaram basicamente de:

- Investigação de superfície
- Sondagens a percussão com medida de SPT
- Sondagens rotativas
- Poços a pá e picareta
- Ensaio de Infiltração (tipo Le Frank)
- Estudo de Jazidas com amostragem
- Ensaios de laboratório

Através da observação da superfície procurou-se verificar a continuidade da camada mais argilosa que ocorre na calha do riacho, que funciona como um tapete natural impermeável. Observações tátil-visuais foram realizadas nas barrancas do rio para avaliação da espessura desse depósito argiloso.

As investigações de subsuperfície, buscaram verificar as características e desempenho do pacote aluvionar, quanto ao aspecto de capacidade de carga, deformabilidade e percolação d'água, como também caracterizar e localizar o substrato rochoso.

Estudou-se três ocorrências de materiais para execução do maciço da barragem, que são:

- Jazida 01, solo do tipo CL-ML, localizada a 0,65 Km a jusante do eixo barrável na ombreira esquerda.
- Jazida 02, solo do tipo CL (classificação USBR), localizada a 1,35 Km do eixo barrável no local conhecido como Sítio Iputi.
- Jazida 03, solos do tipo SC e SM situada a 0,60 Km a montante do eixo na margem esquerda.

Suas características geotécnicas mostraram-se adequadas a obra de acumulação d'água que se tem como objetivo.

Para materiais permeáveis que constituirão os elementos filtrantes e drenantes do maciço, estudou-se o depósito arenoso que ocorre em forma de "banco" ao longo do leito do riacho Machado. Delimitou-se locais a montante e jusante do eixo onde será explorado o areial, resguardando uma distancia para o eixo da barragem (ver planta nº 03/20 Tomo V).

Para a execução da proteção de montante ("rip-rap") e coroamento, pesquisou o afloramento de rocha gnáissica que ocorre na ombreira esquerda da região montante a 0,85 Km do eixo. Esse material pétreo poderá ser utilizado como agregado de concreto.

Foram coletadas amostras representativas nas jazidas de solo, areia e rocha, levadas para laboratório de mecânica dos solos e submetidas aos seguintes ensaios:

- Limites de Atterberg

- Compactação com Proctor Normal
- Granulometria por peneiramento
- Granulometria por sedimentação
- Permeabilidade
- Resistência ao cisalhamento direto
- Adensamento oedométrico
- Abrasão tipo Los Angeles

#### 3.4.2.2 - Resultados Obtidos

Com base nos poços de inspeção das áreas de empréstimos e das jazidas, e dos ensaios laboratoriais, definiu-se as características básicas desses materiais e limitou-se a área de ocorrência do material para emprego na obra.

Com base nas sondagens a percussão e rotativa e nos ensaios de infiltração (tipo Le Franc) localizou-se e caracterizou-se as camadas da fundação da barragem no leito do rio, onde ocorre o espesso pacote aluvionar, e nas ombreiras onde encontra-se solo de alteração de rochas com características argilo-arenosas. Com isto estimou-se a profundidade da trincheira de vedação, que deverá aprofundar-se até a superfície da rocha alterada na região das ombreiras, até a camada argilosa no leito do rio e até a camada arenosa na região do plano aluvionar.

Todas as informações das investigações geotécnicas e dos ensaios laboratoriais, estão reunidas no Tomo II "ESTUDOS GEOTÉCNICOS" de onde foram extraídos os parâmetros físicos dos materiais utilizados e ocorrentes na obra.

Sobre os resultados obtidos desse estudo geotécnico pode-se sintetizar algumas observações básicas seguintes:

##### Fundação no Plano Aluvionar

O plano aluvionar que ocorre no local do eixo escolhido (São Vicente) estende-se entre as estacas 4 e 17, sendo cortado pelo leito do rio nas vizinhanças da estaca 6.

Nessa região observou-se que ocorre um depósito recente (superficial), com cerca de 3,0 a 4,50 m de espessura, de solo

argilo-arenoso de consistência mole a muito rija (SPT mínimo de 4, máximo de 24 e médio de 11), com permeabilidade média de  $10^{-6}$  cm/s, índice de vãos natural de = 0,60, e índice de compressão de 0,130.

O ensaio de cisalhamento direto lento forneceu para os parâmetros de resistência os seguintes valores: coesão: 0,17Kg/cm<sup>2</sup> e ângulo de atrito interno = 40,5°.

Abaixo desse sedimento argiloso ocorrem depósitos de solos areno argilosos, ou siltosos, de textura fina a média, e nas camadas mais profundas areias grossas surgem próximos ao contacto com a alteração de rocha. Esse depósito arenoso tem espessura média de 25,0m, compactidade variando de fôfa a média (SPT mínimo de 2, máximo de 21 e médio de 10), permeabilidade entre  $1,4 \times 10^{-5}$  a  $1,1 \times 10^{-3}$  cm/s. O ensaio de cisalhamento direto lento forneceu uma coesão nula e um ângulo de atrito interno próximo de 32°.

A cerca de 25,00 m de profundidade encontra-se o contacto com o gnaiss decomposto, com baixa recuperação (próxima de zero) e baixo poder de infiltração.

O substrato rochoso não foi encontrado em sondagens até 30,0m de profundidade.

Nos limites do plano aluvionar com as ombreiras ocorre um solo residual ou aluvionar classificado como areia siltosa, de cor marron, de compactidade fôfa na ombreira esquerda (SPT=4) e medianamente compacta na ombreira direita (SPT=12).

#### Ombreiras

Nas ombreiras ocorre um manto residual de solo classificado como areia-siltosa micácea com pedregulhos, pouco compacta a compacta, com baixa permeabilidade (ensaios Le Franc deram valores nulos). Subjacente a esse solo residual encontra-se um extrato de rocha gnaissica decomposta, sem recuperação nas sondagens rotativas BX. O Projeto propõe que a trincheira de vedação, nas ombreiras, atravessa a camada de solo arenoso e contacte-se com a rocha decomposta.

### Sangradouro

A subsuperfície do sangradouro consiste de uma camada superficial de solo residual de gnaissé classificado como silte arenoso micáceo, de espessura variável de uns poucos centímetros até cerca de 2,50m, com SPT entre 35 e 36/10 o que corresponde a uma consistência de compacto a muito compacto.

Abaixo dessa camada ocorre um profundo horizonte de gnaissé alterado com baixa recuperação, sendo que sua região menos metamorfozizada será utilizada como proteção do tapete drenante de jusante.

O material residual escavado do sangradouro tem características que permitem o seu uso para as camadas sobrejacentes a areia no colchão drenante de jusante.

### Empréstimos

A jazida nº 01 situada na margem esquerda do riacho Machado, é composta de solo classificado pelo sistema USBR como CL-ML, de coloração avermelhada com peso específico seco máximo de 1,78 t/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 11,5%. Tem limite de liquidez de 32% e índice de plasticidade de 9%.

Apresenta permeabilidade de  $5 \times 10^{-7}$  cm/s quando compactado na umidade ótima do proctor normal.

A jazida nº 02, distante do eixo da barragem de 1,35 Km, é constituída de solo classificado pelo sistema USBR como CL, de coloração avermelhada, com peso específico seco máximo de 1,78 t/m<sup>3</sup> e umidade ótima de 14,0%. Apresenta limite de liquidez de 37%, índice de plasticidade de 15% com 60% de material passando na peneira nº 200.

Tem permeabilidade de  $4 \times 10^{-7}$  cm/s quando compactado na umidade ótima do proctor normal.

No ensaio de cisalhamento direto lento apresentou uma coesão de 0,33 a 0,37 Kg/cm<sup>2</sup> e um ângulo de atrito interno de 27,3° a 31,5°, e no rápido  $c = 0,56$  a 0,84 Kg/cm<sup>2</sup> e  $\psi = 24,9^\circ$  a 28,9°.

A jazida nº 03, na ombreira esquerda a 0,60 Km do eixo, é constituída de solo variando de SC a SM, classificação USBR,

de coloração cinza amarela, com peso específico seco máximo médio de 1,82 t/m<sup>3</sup> e umidade ótima média de 14%. Apresenta limite de liquidez de 30%, índice de plasticidade de 11% com 36% de material passando na peneira nº 200.

Tem permeabilidade de  $2 \times 10^{-6}$  cm/s quando compactado na umidade ótima do proctor normal.

A areia que ocorre ao longo do leito do riacho Machado tem granulometria de média a grossa, com profundidade variável de 0,20m a 2,10m. A densidade máxima, obtida através do ensaio de compactação com energia do Proctor Normal é de 1,72 t/m<sup>3</sup>.

A pedreira, constituída de gnaisse de coloração cinza com indícios de migmatização, encontra-se na ombreira esquerda a montante do eixo, e possui um desgaste a abrasão (tipo Los Angeles) de 60,6%.

A localização das áreas de empréstimos, jazidas, areial e pedreira, é mostrada no desenho nº 03/20 do Tomo V.

4 - CRITÉRIOS USADOS NO PROJETO



#### 4 - CRITÉRIOS USADOS NA ESCOLHA DO PROJETO

A escolha das definições finais que estruturam o projeto executivo das obras foi realizada tomando como base os estudos topográficos, hidráulicos, hidrológicos, geológicos e geotécnicos efetuados pela Aguasolos.

##### 4.1 - Escolha do local do barramento

A montante da cidade de Várzea Alegre, no riacho Machado, elegeu-se dois boqueirões possíveis de serem barrados. Um na localidade de Boa Vista, distante 3,0 Km da cidade, onde inclusive na década de 20 foram iniciados trabalhos de terraplenagem visando a construção de um açude, e outro no povoado de São Vicente, a uma distância de 8,0 Km para Várzea Alegre.

De posse dos estudos de campo pode-se verificar as vantagens e desvantagens de cada sítio que são:

##### 4.1.1 - Eixo na Localidade de Boa Vista

###### Vantagens

1. Menor distância até a cidade de Várzea Alegre o que repercutirá em uma adutora menos extensa para o abastecimento da população (comprimento de cerca de 3,0 Km).
2. Menor volume de aterro para a construção do terreno pleno da barragem (~ 550.000 m<sup>3</sup>).
3. Menor volume de escavação do sangradouro (~30.000m<sup>3</sup>)

###### Desvantagens

1. Maior largura do plano aluvionar o que levará a uma maior dimensão do elemento de controle da percolação pela fundação.

2. Maior profundidade de aluvião permeável (>30,0m).
3. Menor capacidade de acumulação devido a necessidade de se evitar uma extensa barragem auxiliar no riacho Iputi ( $14 \times 10^6 \text{m}^3$ ).
4. Maior área exposta a evaporação (320 ha).
5. Inundação de vasta área de aluvião agricolamente produtiva (cerca de 300 ha).
6. Desalojamento de cerca de 200 famílias de agricultores.

#### 4.1.2 - Eixo na Localidade de São Vicente

##### Vantagens

1. Menor largura do plano aluvionar (~240,0 m) acarretando em um menor elemento controlador da percolação pela fundação.
2. Menor espessura do aluvião permeável (cerca de 25,0 m).
3. Maior capacidade de acumulação d'água ( $21 \times 10^6 \text{m}^3$ ).
4. Área exposta a evaporação de menor dimensão (190ha)
5. Menor área agricultável inundada (cerca de 100ha).

##### Desvantagens

1. Distância até a cidade de Várzea Alegre de 8,0 Km ou seja, maior extensão de adutora.
2. Maior volume de aterro para construção da barragem (~ 650.000  $\text{m}^3$ ).
3. Maior volume de escavação do sangradouro (~100.000  $\text{m}^3$ ).

Comparando o custo das escavações das duas alternativas e a capacidade de acumulação chegou-se aos seguintes valores

para o custo do m<sup>3</sup> d'água acumulado:

Boa Vista - Cz\$ 20,19 /m<sup>3</sup> ( NOV/88)

São Vicente - Cz\$ 20,00 /m<sup>3</sup> ( NOV/88)

Como o custo da unidade d'água acumulada é praticamente igual para as duas alternativas, optou-se pelo boqueirão em São Vicente tendo em vista a preservação de grande área agricultável e a permanência dos minifundiários instalados na área aluvionar do riacho.

#### 4.2 - Escolha da Seção - Tipo

Para a escolha da seção-tipo adotada para o maciço da barragem, no projeto executivo, levou-se em consideração diversos fatores, tais como:

- As condições geológicas e geotécnicas da fundação no leito do rio e nas ombreiras.
- As disponibilidades de materiais terrosos, arenosos, pedregulhosos e rochosos na região da obra.
- As distâncias de transportes das ocorrências até a obra.
- A função primordial da obra que é a regularização da vazão do riacho.
- Os custos das diversas técnicas de controle de percolação.
- A disponibilidade de equipamentos específicos no mercado nacional.
- Prazo de construção do maciço no plano aluvionar para evitar obras de desvio ou proteção.

Esses fatores analisados concomitantemente, possibilitam a definição de todos os parâmetros técnicos e econômicos que tem influência na idealização da seção permitindo, assim, a escolha da seção-tipo definitiva.

##### 4.2.1 - Altura da barragem

Na determinação da cota de coroamento da barragem le  
vou-se em consideração:

- a) A variação da vazão regularizada em função da capa  
cidade de acumulação do reservatório.
- b) A redução do volume de escavação do sangradouro,  
que por possuir apreciável volume de material de 2ª  
e 3ª categoria tem pêso preponderante no custo  
do empreendimento.
- c) A captação máxima da disponibilidade hídrica da  
bacia, tendo em vista a irrigação da maior área  
possível dos 5.000 ha de aluvião disponíveis a ju  
sante.

Analisadas essas considerações em conjunto adotou-se  
a cota de coroamento da barragem a partir da Lâmina d'água que  
fornece uma acumulação de  $21 \times 10^6 \text{m}^3$ . Essa acumulação representa 3  
vezes o volume médio afluente da bacia e regularizada  $0,126 \text{m}^3/\text{s}$ .

#### 4.2.2 - Inclinação dos Taludes

As inclinações dos taludes foram escolhidas a princi  
pio tendo como base as sugestões expressas pelo Bureau of Reclama  
tion (DESIGN OF SMALL DAMS - pg. 267) e verificadas através de cál  
culo de estabilidade por meio de um programa, desenvolvido pela  
Aguasolos, que permite a simulação das diversas situações a que o  
maciço estará submetido.

As inclinações finais e os fatores de segurança míni  
mos para as condições mais adversas são:

TALUDE	INCLINAÇÃO (V:H)	FATOR DE SEGURANÇA
Montante	1:3,0	1,63
Jusante	1:2,5	1,92

A segurança da obra foi verificada também quanto aos recalques que poderão acontecer, ao longo do tempo, pela migração da água dos vazios da camada argilosa, que ocorre na superfície do depósito aluvionar.

Partindo-se dos valores obtidos no ensaio oedométrico realizado em laboratório estimou-se para o recalque máximo esperado o valor de 0,50 a 0,60m (ver tomo III). Sendo que 95% desse recalque acontecerá em um tempo entre 40 e 56 meses.

O recalque previsto não submeterá a obra a esforços cisalhantes de grande magnitude que poderiam fissurar o aterro, principalmente se o material for compactado na umidade ótima ou ligeiramente acima desta. Admitindo esse procedimento espera-se que mesmo as zonas críticas, passagem do aluvião para as ombreiras, absorverão os recalques diferenciais sem apresentar trincas transversais ao maciço.

#### 4.2.3 - Dispositivo de Controle do Fluxo Percolante pela Fundação

O controle da água que flue pela fundação faz-se necessário para evitar a possibilidade de perdas excessivas de água e para reduzir o gradiente hidráulico na região de jusante do maciço.

Fundação em solos de alta permeabilidade podem acarretar no aparecimento de gradientes elevados e favorecer o direcionamento preferencial de grandes vazões através de regiões da fundação propiciando eventual surgimento de "canais" ou "tubos" de erosão regressiva.

O leito do riacho Machado, no local do boqueirão São Vicente, apresenta um depósito de solo aluvionar de espessura de cerca de 25,0 m, com coeficientes de permeabilidade variando de  $10^{-9}$  a  $10^{-3}$  cm/s. A largura do plano aluvionar é de aproximadamente 240 metros de largura.

Para o controle da percolação d'água pela fundação foram analisadas alternativas que podem ser agrupadas em dois processos fundamentais seguintes:

- a) Processos que eliminam a percolação d'água ou reduzem fluxo.
- b) Processos que utilizam métodos de drenagem que controlam a vazão d'água que percola.

Métodos analisados que se agrupam no item (a) e que são utilizados com mais frequência na prática brasileira de obras são:

- a.1) Trincheira de vedação total
- a.2) Trincheira de vedação parcial
- a.3) Cortina de Estacas Pranchas
- a.4) Cortina de Injeção
- a.5) Parede Diafragma Plástica
- a.6) Trincheira de lama preenchida com argila
- a.7) Tapete Impermeabilizante de montante

Métodos usuais agrupados no item (b) e possíveis de emprego são:

- b.1) Tapete drenante de jusante
- b.2) Poços de alívio
- b.3) Vala drenante

a.1 - Trincheira de Vedação Total

A trincheira de vedação total, atravessando as camadas permeáveis e preenchida com materiais argilosos compactados, é um dos sistemas mais utilizados para combater a percolação pela fundação, caso se possa encontrar solo ou rocha de baixa permeabilidade a pequena profundidade da superfície do terreno.

No caso do riacho Machado, com solo aluvionar de até 25 m de espessura e largura do plano aluvionar de 240m, a adoção de trincheira de vedação total como barreira à percolação seria praticamente inviável, em termos de custo e de prazo de construção, pelas seguintes razões:

- necessidade de escavação e reaterro com solo argiloso de vala profunda até atingir a superfície da rocha alterada.
- impossibilidade de execução do maciço antes da conclusão da trincheira por falta de praça de trabalho.

- exigência de rebaixamento do nível d'água que deve ser mantido até o preenchimento da trincheira; no caso, como o nível d'água encontra-se superficial, o rebaixamento deveria ser realizado através de ponteiros filtrantes sobre os taludes da escavação ou, através de poços profundos a montante e jusante dos off-sets da trincheira.
- necessidade de sistemas de drenagem superficiais provisórios no fundo da trincheira.

Para efeito de uma grosseira estimativa de custo somente da escavação e reaterro argiloso de uma trincheira total, sem contar os empecilhos mencionados e o custo do rebaixamento do N.A. seria de:

- . Volume de escavação = 255.000,00 (adotando-se seção trapezoidal com largura de base de 5,0 m, inclinação dos taludes de 1:1,5, espessura de aluvião de 25,0 m e largura do vale de 240,0 m)
- . Preço segundo tabela do DNOCS (de Jul/88, corrigida para NOV/88)
 

escavação.....	Cz\$ 915,32/m <sup>3</sup>
compactação.....	Cz\$ 777,32/m <sup>3</sup>
- . Custo Total (escavação da vala) 255.000 x 915,32  
 (escavação na jazida) 255.000 x 915,32  
 (compactação) 255.000 x 777,32  
 Cz\$ 665.000.000,00

#### a.2 - Trincheira de Vedação Parcial

A trincheira de vedação Parcial só apresenta-se como um método eficiente de redução da percolação d'água quando a fundação é constituída por uma camada superficial permeável e uma camada pouco permeável a uma pequena profundidade de tal forma que a trincheira conecte-se a esta.

O plano aluvionar não se apresenta dessa maneira, pelo contrário, observa-se a existência de uma camada superficial mais argilosa, de espessura média de 4,0 m, sobreposta a camadas

arenosas. Nessa região adotou-se uma trincheira com profundidade igual a da camada argilosa e largura de 5,0 m, apenas para se ter certeza de uma continuidade de material argiloso homogêneo e bem compacto.

Essa atitude do projeto tem objetivo de prevenção e não de solução para controle do caudal pela fundação.

Na calha do riacho (entre estacas 5 + 10 e 6 + 10) adotou-se uma trincheira parcial, atravessando o depósito superficial de areia média a grossa e conectada a camada argilo-siltosa subjacente. A base da trincheira nessa zona tem aproximadamente 45,0 m de largura e profundidade de 2,50 a 3,0 m. Na região da calha a trincheira parcial funcionará como elemento redutor das vazões percolantes.

#### a.3 - Cortina de Estacas Pranchas

Largamente empregado até 30 anos atrás como barreira ao fluxo d'água pelas fundações permeáveis, esse sistema tem apresentado inconvenientes que desaconselham o seu emprego como alternativa viável para obras de pequeno e médio porte.

Os principais inconvenientes observados em obras onde esse tipo de vedação foi adotado são o alto custo associado à elevada percolação observada através das juntas entre os perfis metálicos. Em alguns casos ao requerer esforços diferenciados para a cravação, através de camadas de resistências muito distintas, observou-se o rompimento dos encaixes de vedação com concentração do fluxo nesses locais e surgimento de processos de carreamento dos finos do solo da fundação.

Foi descartado o emprego desse sistema para redução da percolação pelas fundações da barragem, diante das dificuldades de se cravar perfis metálicos de 25,0 m de comprimento, encaixados entre si sem desvios ou rompimentos ou seja, sem pontos desfavoráveis a percolação.

Sem considerar os inconvenientes mencionados acima, elaborou-se uma estimativa do custo da execução de uma cortina de perfis metálicos tipo "U" de 10" até profundidade de 25,0 m e extensão de 240 m. O custo por metro foi admitido de Cz\$ 12.500,00/m (Revista "A CONSTRUÇÃO" nº 186) o que implicaria num custo total de cerca de Cz\$ 300.000.000,00.



a.4 - Cortina de Injeção

Um dos processos para injeção de calda aglomerante em solos aluvionares surgiu em 1970 no Japão sob a denominação de sistema CCP (Chemical Churning Pilony) e, ficou conhecido internacionalmente pela sua escolha para utilização em 1973 nas fundações da torre de Pisa.

Essa técnica, utilizada recentemente nas obras de desvio da barragem de Porto Primavera (CESP), consiste em introduzir uma substância impermeabilizante (normalmente cimento) e forçá-la a dispor-se uniformemente no solo através de bombeamento à pressão elevadíssima. A calda consolidante tem ação dinâmica que desagrega a estrutura do solo permitindo sua completa e íntima mistura com o mesmo.

A cortina de vedação é formada por colunas de solo-cimento, de  $\phi$  de 0,70 a 1,20 m, justaposta e intimamente interligadas, engastadas na rocha de fundação de 1 a 1,5 m (ver esquema da figura nº 4.1 ).

A experiência tem mostrado que o método é eficiente em solos aluvionares de qualquer textura porém, exigem equipamentos específicos e ainda, entre nós, possui um elevado custo.

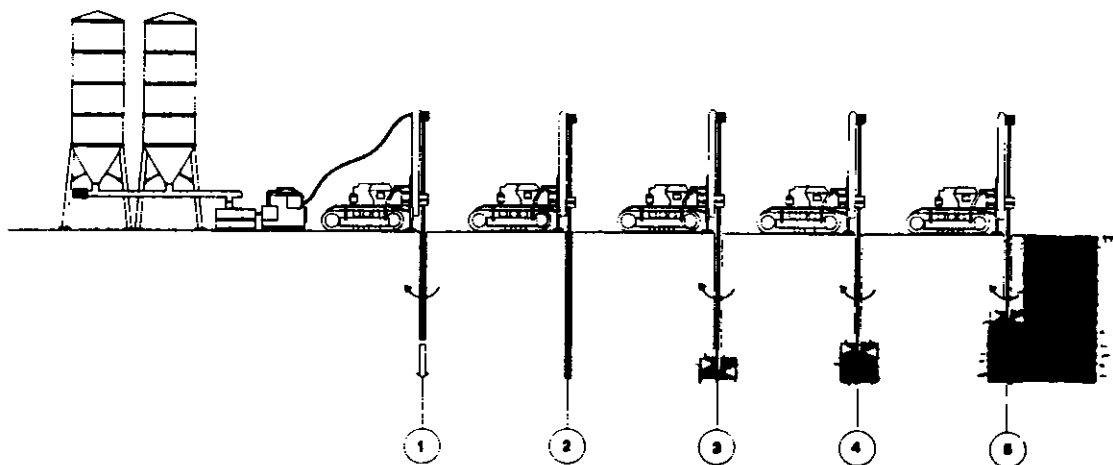


Figura 4.1

Uma empresa nacional com cêrca de 20.000 m lineares de injeção tipo CCP já realizados, forneceu um orçamento de Cz\$ 143.000,00 por metro linear de cortina de  $\varnothing = 1,20$  m. Isto representa um custo aproximado de Cz\$ 715.000.000,00 o que torna o processo inviável diante das dimensões da obra pretendida.

#### a.5 - Parede Diafragma Plástica

O controle de percolação por uma parede diafragma plástica consiste na impermeabilização por diafragma escavado, em painéis, com auxílio de lama bentonítica, e preenchimento do mesmo com uma mistura plástica de solo argiloso, cimento e água, provocando-se a expulsão da lama pela argamassa.

Esse método de controle de percolação além de exigir técnicas e equipamentos especializados não permite uma inspeção que garanta a homogeneidade do diafragma durante a construção.

Na 2ª Barragem do Joanes (Camaçari-Ba), que utilizou esse processo, foram observados diversos problemas que afetaram de alguma forma a qualidade do produto acabado, entre eles:

- desmoronamento de parede da cava
- ascensão desuniforme da argamassa na cava, aprisionando bolsões de lama
- mistura de argamassa com lama de detritos em sedimentação, devido ao pequeno contraste de densidade
- descontinuidade no ritmo de lançamento da argamassa o que levou ao aparecimento de inúmeros planos de cisalhamento na argamassa ("Slickensides")

A profundidade média da parede diafragma da 2ª Barragem de Joanes era de 9,0 m, muito inferior a profundidade de 25,0 m necessária para a barragem em projeto. No entanto informações de Consultores das barragens de Gramame e Mamuaba, onde foram executadas paredes diafragmas de cerca de 12m de profundidade, não relataram a ocorrência desses problemas. Diante do número reduzido de firmas nacionais capacitadas para execução desse serviço, e do reconhecido custo elevado dessa técnica, principalmente para grandes profundidades, descartou-se a possibilidade do seu uso antes mesmo de uma quantificação dos custos.

a.6 - Trincheira de Lama Preenchida com Argila  
("Earth-filled Slurr Trench Cut-offs")

Nesse processo de redução da percolação pela fundação, ao contrário das paredes diafragmas que são executadas por painéis sucessivos, a trincheira é aberta através de uma escavação contínua, por meio de uma escavadeira tipo "dragline", e progressivamente preenchida por uma mistura graduada de solo-bentonita.

As principais vantagens dessa técnica são:

- não necessitar rebaixamento do lençol durante sua construção
- não apresentar queda das paredes mesmo com o equipamento trabalhando próximo
- continuidade da cortina pois não tem juntas que constituem planos vulneráveis a percolação
- não exigir equipamentos sofisticados
- flexibilidade ou seja capacidade de acompanhar os recalques sem sofrer fraturas

Os inconvenientes das trincheiras de lama são:

- limitação de profundidade; sendo o máximo já construído de 25,0 m
- impossibilidade de se engastar na rocha alterada
- resistência do material de preenchimento normalmente menor que os materiais aluvionares substituídos

No caso do riacho Machado uma trincheira de lama preenchida de argila teria uma profundidade igual ao limite máxima relatado na bibliografia internacional disponível.

Sherard (Earth and Earth-Rock Dams - pg 306) relata que o custo total aproximado desse tipo de obra é cerca de Cz\$ 50.000,00/m<sup>2</sup>, o que está de acordo com o valor obtido para seis obras construídas nos Estados Unidos entre 1958 e 1971, que foi de Cz\$ 34.000,00/m<sup>2</sup> a Cz\$ 58.000,00/m<sup>2</sup> (ver G. Bourdeaux - Barragens de Terra e Enrocamento I - 1979 - pg 9.59.)

Com esse valor médio conclue-se que a trincheira de lama teria um custo estimado em cerca de Cz\$ 350.000.000,00

a.7 - Tapete Impermeabilizante de Montante

Levando-se em consideração as condições topográficas do sítio da barragem, de vale relativamente plano, a existência de uma camada sedimentar superficial argilosa e a disponibilidade de solos argilosos de baixa permeabilidade ( $K=10^{-6}$  cm/s) em volume satisfatório, um tapete impermeabilizante a montante da barragem mostra-se como um meio seguro e vantajoso para controle de percolação através da fundação. O tapete aumenta o comprimento a ser vencido pela água, reduzindo o gradiente hidráulico e, conseqüentemente, reduzindo a descarga freática pela fundação.

Considerando-se um tapete montante com cota superior constante igual a 334,50 m, o que corresponde a espessuras entre 2,50 m a 3,50 m no plano aluvionar, o comprimento do tapete é calculado em 120,00 m através da solução matemática apresentada por P.T. Bennett. As imprecisões resultantes das simplificações assumidas no desenvolvimento da solução matemática são pequenas quando comparadas com a precisão que são obtidos os coeficientes de permeabilidade das camadas de fundação.

Estima-se que com o tapete adotado as perdas d'água por percolação pela fundação não excederão a  $0,012 \text{ m}^3/\text{s}$  (para fundação com  $K = 10^{-3} \text{ cm/s}$ ).

Mesmo com um erro de 5 vezes na determinação da permeabilidade das camadas da fundação essa perda não excederá a  $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$  ou  $1,93 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$  (valor superestimado).

O custo estimado do tapete de montante é de Cz\$ 245.000.000,00 considerando-se o volume de aterro em  $124.000,00 \text{ m}^3$  e a jazida de solo argiloso a 1,35 Km da obra.

Diante das vantagens econômicas, de prazo e da possibilidade de ser executado com equipamentos convencionais de terraplenagem, desse dispositivo de controle de percolação sobre os anteriores, optou-se por adota-lo para a obra de barramento do riacho Machado.

b.1 - Tapete Drenante de Jusante

O tapete anexo ao talude de jusante do maciço tem funções drenante, filtrante e de prover de sobrecarga a região do pé do talude.

O tapete na sua função drenante-filtrante deverá captar as águas que percolam pela fundação conduzindo-as ordenadamente para fora da região da obra, além de evitar o carreamento das partículas finas da fundação.

Devida a existência, no local do boqueirão, de uma camada superficial argilosa sobrejacente a camadas arenosas, pressões hidráulicas provenientes do fluxo pelas camadas permeáveis poderão atuar sobre a camada impermeável agindo no sentido de levá-la (efeito "blow-up"). Para combater esse fenômeno de levitação o tapete de jusante deverá exercer um peso maior que essa pressão.

Verificou-se que com o tapete de montante de 120,0m o gradiente hidráulico na região jusante do maciço não ultrapassa o valor de 0,13 (ver item III.4.4 no tomo III).

Mesmo sendo baixo o valor do gradiente adotou-se, sobre o tapete drenante de 1,50 m de espessura de areia, uma camada de material proveniente da escavação do sangradouro, como forma de acrescentar força vertical no sentido contrário a do fluxo freático.

A camada de solo, sobre o tapete filtrante, parte da cota 335,00 junto ao talude do maciço e prolonga-se para jusante até a cota 333,00.

#### b.2 - Poços de Alívio

Poços de alívio instalados nas imediações do pé de jusante da barragem são usualmente empregados para coletar as águas que percolam através da fundação e para reduzir as pressões hidráulicas. Assim minimizam o risco de levitação das camadas superiores e são indicados em caso de fundações permeáveis profundas sem trincheira de vedação total, particularmente onde a permeabilidade cresce com a profundidade.

No entanto os poços de alívio, que são estacas drenantes verticais, são mais vantajosos quando a espessura da camada impermeável é grande.

No caso do Projeto da barragem Olho D'água a camada impermeável superficial é relativamente delgada (cerca de 4,0m), o

que torna a opção de vala drenante mais vantajosa sob o aspecto técnico e econômico.

#### b.3 - Vala Drenante

Devido a espessura da camada de aluvião impermeável, sobrejacente as camadas arenosas, ser relativamente pouca, a confecção de uma vala drenante é oportuna devido a possibilidade de escavação com equipamentos convencionais, e a obtenção de uma maior área de alívio para as pressões hidrostáticas na base da camada impermeável.

Esta vala contém um dreno de pé, que desempenha a função de coletor das águas freáticas, da fundação e dos filtros, conduzindo-as ao leito do rio.

A base desse dreno tem cota definida no desenho nº 10/20 do tomo I, porém se nessa profundidade não se constatar a presença de solo arenoso, de permeabilidade entre  $10^{-3}$  e  $10^{-4}$  cm/s, a escavação deve continuar e esse espaço entre o fundo da vala e a cota da base do dreno será preenchido com areia do areial 1.

A manta de BIDIM proposta para o contacto do material argiloso com a areia que envolve o dreno tem a função de transição, impedindo o carreamento de finos.

#### 4.2.5.1 - Conclusão

As considerações apresentadas, relativas ao tipo de dispositivo de controle da percolação através da fundação e redução do gradiente hidráulico, indicam que o emprego de um tapete impermeável a montante, na região do plano aluvionar, é o método mais viável técnica e economicamente. Achou-se conveniente a associação desse dispositivo com um tapete de jusante constituído de uma camada filtrante e de um aterro sobre esta.

Uma vala drenante, paralela ao eixo da barragem e situada na extremidade jusante do tapete permeável, atravessando toda a camada argilosa que ocorre na superfície do aluvião, foi projetada com o intuito de dissipar as sub-pressões atuantes na base da camada argilosa, devido ao fluxo pela camada arenosa mais profunda.

No leito do rio adotou-se uma trincheira de vedação com profundidade suficiente para interceptar o depósito arenoso superficial. No plano aluvionar adotou-se trincheiras parciais como elemento de segurança para precaver-se contra qualquer descontinuidade na camada impermeável superficial.

#### 4.2.4 - Sistema de Drenagem Interna

Para o trecho da barragem a ser construído no plano aluvionar projetou-se um dreno vertical, tipo chaminé, posicionando no eixo da seção transversal, com largura de 1,0 m. Esse dreno liga-se a um horizontal com espessura de 1,50 m, que prolonga-se para jusante do maciço (ver figura 4.2).

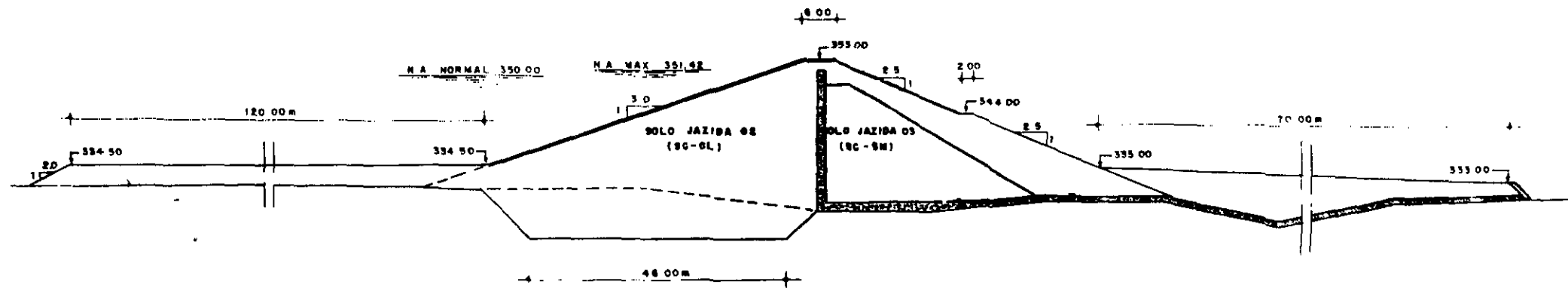
Adotou-se esse sistema de drenagem visando interceptar o fluxo que possa ocorrer através de qualquer fissuramento do maciço que eventualmente ocorra devido a recalques diferenciais nas zonas de passagem do plano aluvionar para as ombreiras.

Nas ombreiras deu-se continuidade ao mesmo sistema de drenagem, com excessão das zonas mais altas, locais de cargas hidráulicas reduzidas, onde projetou-se apenas dreno vertical.

#### 4.2.5 - Proteção dos Taludes

Para proteção do paramento de montante do maciço indicou-se a execução de uma proteção de pedra britada, tipo "bica corrida", com granulometria tal que funcione como dreno e filtro do material terroso do maciço. A espessura recomendada é de 0,60m para o talude de montante e de 0,20 m para proteção do coroamento.

# FIG. 4.2 - AÇUDE OLHO D'ÁGUA



SEÇÃO 06 (MÁXIMA)  
ESCALA - 1 | 1000

089180



Na figura nº E-4 do Tomo IV apresenta-se a faixa granulométrica onde deve-se enquadrar o material britado que se destina a proteção dos taludes.

No talude de jusante projetou-se um sistema de canal<sup>tas</sup> e rápidos de descida para captação das águas das chuvas, além da proteção através do plantio de espécie nativa, conhecida como salsa.

No tapete de jusante a proteção superficial contra processo erosivos consiste na execução das camadas superficiais com rocha alterada oriunda da escavação do sangradouro.

#### 4.2.6 - Materiais de Empréstimo

Os estudos geotécnicos indicaram três áreas de empréstimos, compostas de solos de alteração ou coluvionares, a pequena distância do eixo e com volume suficiente para a construção da obra.

A jazida nº 01, situada na ombreira esquerda, a 0,65Km a jusante do eixo do barramento, constitui-se de solo CL-ML (segundo classificação do USBR). O volume disponível dessa ocorrência é cerca de 20.000 m<sup>3</sup>.

Não se previu o uso, a princípio, desse material devido a grande concentração de casas na área dessa ocorrência.

A jazida nº 02, situada a 1,35 Km do eixo do boqueirão na região conhecida por Sítio Iputi, constitui-se de solo CL (segundo classificação USBR) e possui um volume disponível de 1.150.000 m<sup>3</sup>.

O material proveniente dessa jazida teve o emprego indicado para o corpo da barragem, para o tapete impermeável de montante e para o reaterro das trincheiras de vedação.

A jazida de nº 03, situada a uma distância média de 0,60 Km para o eixo, constitui-se de solo SC-SM (classificação USBR) e tem um volume disponível de 192.400 m<sup>3</sup>. O material dessa zona de empréstimo está indicado para a execução da região da barragem a

jusante do dreno vertical (ver figura nº 4.2 ), sendo a região de solo SM indicada para as camadas mais inferiores do maciço e o solo SC para as superiores.

Para execução das camadas de peso sobre o tapete de jusante indicou-se o uso do material residual (solo silto-argiloso) proveniente da escavação do sangradouro. As camadas superiores deverão ser construídas com rocha alterada que será escavada obrigatoriamente no sangradouro.

Os filtros e drenos serão executados com a areia proveniente dos "bancos" que ocorrem a montante e jusante do eixo, no leito do riacho Machado. A área pesquisada, chamada Areal nº 1, tem um volume disponível de cerca de 60.000 m<sup>3</sup>.

Para a proteção de montante (Rip-Rap), proteção do coroamento, enrocamentos, transições, e agregado para concreto indicou-se uma pedreira, situada na ombreira esquerda a 0,85 KM a jusante do eixo, constituída de gnaiss cinza, bandado. Seu volume foi estimado como superior a 25.000 m<sup>3</sup>.

No quadro a seguir encontram-se resumidos os dados das principais ocorrências.

OCORRÊNCIA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOLUME DISPONÍVEL (m <sup>3</sup> )	DISTÂNCIA MÉDIA (Km)
Jazida 01	14.250	19.950,00	0,65
Jazida 02	460.000	1.150.000	1,35
Jazida 03	148.000	192.400	0,60
Areal 01	35.000	60.000	1,85
Pedreira	> 5.000	25.000	0,85
Escavação do Sangradouro	11.800		0,30

Os volumes dos materiais a serem empregados na obra de barramento encontram-se apresentados nos quadros nº 4.1 e 4.2.

#### 4.3 - Sangradouro

O sangradouro foi projetado de forma a possibilitar um fluxo igual a vazão prevista para um tempo de recorrência de 1.000 anos, considerando-se uma redução da onda de cheia do reservatório, calculada em 33%.

O sangradouro consiste em um canal, situado na ombreira esquerda e contíguo ao maciço, com 50,0 m de largura e extensão pelo eixo de 216,0 m. O fundo do canal será escavado em gnaisses alterado com baixa recuperação (sondagem @ BX).

Projetou-se um muro de concreto armado para contenção do terrapleno da barragem, muros de concreto ciclópico para proteção do talude direito e para obstrução de uma fuga neste mesmo lado (estaca 5J). Previu-se um cordão de fixação em concreto ciclópico para manter a cota da soleira, e que oferece segurança extra contra possíveis processos erosivos que por ventura possam iniciar nesse local.

O volume total de escavação do sangradouro foi calculado em 98.867 m<sup>3</sup> e é apresentado no quadro 4.2.

Os detalhes do canal de sangria encontram-se nos desenhos nº 12/20 e 14/20 do tomo V e os que referem-se aos muros nos desenhos nºs 13/20, 14/20, 15/20, 16/20 e 17/20.

#### 4.4 - Tomada D'água

A vazão regularizada da Barragem Olho D'água foi calculada visando atender ao máximo as necessidades hídricas à jusante do barramento. De acordo com a curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado, com 80% de garantia para o açude, tem-se um valor de 130 l/s para o volume de acumulação de 21x10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>.

A tomada d'água foi projetada para a ombreira esquerda e numa profundidade tal que possibilita a construção da galeria toda assente sobre material com boa capacidade de carga. O local que

apresentou melhores condições para uma obra desse tipo implicou numa cota tal que o volume morto representa 16% do volume máximo de acumulação.

A tomada d'água consiste basicamente em um duto de 600 mm com controle de jusante através de dois registros, em série, e uma bacia de dissipação de energia. A boca de montante consiste em uma caixa coletora de concreto armado dotada de grade protetora e com ressaltos laterais que possibilitam a vedação por meio de uma chapa de aço reforçada (semelhante a uma comporta), em caso de deteriorização dos dois registros simultaneamente.

Previu-se um canal de condução das águas, protegido por uma camada de enrocamento c/transição, desde a caixa de dissipação até o leito do rio, para disciplinar a saída das águas e evitar erosão junto ao pé do tapete de jusante.

Maiores detalhes da tomada d'água são apresentados nos desenhos 18/20, 19/20 e 20/20 do tomo V.

QUADRO 4.1 - AÇUDE OLHO D'ÁGUA

PLANILHA DE CUBAÇÃO DO MACIÇO											
ESTACA	SOLO CL - ML		SOLO SC - SM		RIP-RAP		AREIA (FILTRO)		ENROCAMENTO		S O M A
	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	
1 + 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	192,00	1.728,00	-	-	27,20	244,80	4,80	43,20	-	-	-
3	726,40	9.184,00	140,80	1.408,00	25,60	528,00	11,50	163,00	-	-	-
4	884,80	16.112,00	278,40	4.192,00	46,40	720,00	98,50	1.100,00	4,65	46,50	-
5	1.153,60	20.384,00	432,00	7.104,00	36,80	832,00	237,86	3.363,60	3,00	76,50	-
6	1.550,40	27.040,00	457,60	8.896,00	38,40	752,00	245,36	4.832,20	5,00	80,00	-
7	1.214,40	27.648,00	374,40	8.320,00	46,40	848,00	239,06	4.844,20	4,00	90,00	-
8	1.142,40	23.568,00	320,00	6.944,00	36,80	832,00	237,27	4.763,30	3,80	78,00	-
9	1.126,40	22.688,00	320,00	6.400,00	44,80	816,00	237,63	4.749,00	3,50	73,00	-
10	1.115,20	22.416,00	310,40	6.304,00	22,40	672,00	237,44	4.750,70	4,00	75,00	-
11	1.107,20	22.224,00	318,40	6.288,00	27,20	496,00	237,35	4.747,90	3,50	75,00	-
12	1.120,00	22.272,00	344,00	6.624,00	24,00	512,00	237,77	4.750,70	3,00	65,00	-
13	1.064,00	21.840,00	336,00	6.800,00	33,60	576,00	237,08	4.748,00	3,50	65,00	-
14	1.073,60	21.376,00	320,00	6.560,00	24,00	576,00	238,70	4.757,80	4,00	75,00	-
15	1.134,40	22.080,00	313,60	6.336,00	28,80	528,00	239,15	4.778,50	4,00	80,00	-
16	1.073,60	22.080,00	352,00	6.656,00	32,00	608,00	238,88	4.780,30	4,00	80,00	-
17	969,60	20.432,00	289,60	6.416,00	32,00	640,00	237,82	4.767,00	4,00	80,00	-
18	836,80	18.064,00	132,80	4.274,00	43,00	752,00	237,64	4.754,60	11,25	152,50	-
19	497,60	13.344,00	-	1.328,00	43,00	864,00	-	2.376,40	-	-	-
20	6,40	5.040,00	-	-	4,80	48,00	-	-	-	-	-
20 + 3,00	-	9,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TOTAIS	-	359.529,60	-	100.800,00	-	11.844,80	-	69.070,40	-	1.191,50	-

## 4.1 - AÇUDE OLHO D'ÁGUA

PLANILHA DE CUBAÇÃO DO MACIÇO											
ESTACA	TAPETE MONTANTE		TAPETE JUSANTE		AREIA (VALA DRENANTE)						SOMA
	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	
1 + 2	-	-	-	-	-	-					
2	-	-	-	-	-	-					
3	-	-	-	-	-	-					
4	-	-	-	-	-	-					
5	412,80	4.128,00	129,60	1.296,00	25,50	255,00					
6	387,20	8.000,00	310,40	4.400,00	12,00	275,00					
7	438,40	8.256,00	174,40	4.848,00	12,00	240,00					
8	396,00	8.344,00	120,00	2.944,00	23,50	355,00					
9	380,80	7.768,00	116,80	2.368,00	23,50	470,00					
10	424,00	8.048,00	152,00	2.688,00	20,00	435,00					
11	449,60	8.736,00	142,40	2.944,00	20,00	400,00					
12	521,60	9.712,00	150,40	2.928,00	24,50	445,00					
13	414,40	9.360,00	118,40	2.688,00	21,50	460,00					
14	412,80	8.272,00	118,40	2.368,00	21,50	430,00					
15	500,80	9.136,00	121,60	2.400,00	17,00	385,00					
16	406,40	9.072,00	124,80	2.464,00	18,00	350,00					
17	452,80	8.592,00	164,80	2.896,00	5,50	235,00					
18	1.204,80	16.576,00	128,00	2.928,00	-	55,00					
19	-	-	81,60	2.096,00	-	-					
20	-	-	-	-	-	-					
20 + 3,00											TOTAL GERAL = 713.582,30
TOTAIS		124.000,00		42.256,00		4.890,00					

AÇUDE OLHO D'ÁGUA  
 PLANILHA DE CUBAÇÃO  
 ESCAVAÇÃO DO SANGRADOURO  
 QUADRO 4.2

ESTACA	ÁREA (M <sup>2</sup> )	ÁREA MÉDIA $\frac{(A_n + A_{n-1})}{2} = m^2$	DISTÂNCIA (M)	VOLUME (M <sup>3</sup> )
S 3M	-	-	-	-
S 2M	257,60	128,80	20,00	2.576,00
S 1M	436,80	347,20	20,00	6.944,00
SOM = OJ	777,60	607,20	20,00	12.144,00
S 1J	819,20	798,40	20,00	15.968,00
S 2J	758,40	788,80	20,00	15.776,00
S 3J	665,60	712,00	20,00	14.240,00
S 4J	593,60	629,60	20,00	12.592,00
S 5J	302,40	448,00	20,00	8.960,00
S 6J	206,40	254,40	20,00	5.088,00
S 7J	64,00	135,20	20,00	2.704,00
S 8J	54,40	59,20	20,00	1.184,00
S8J + 18,00	22,40	38,20	18,00	691,20
			TOTAL	98.867,20

5 - DESCRIÇÃO E ARRANJO GERAL DO PROJETO



## 5 - DESCRIÇÃO E ARRANJO GERAL DO PROJETO

O projeto executivo do Açude Olho D'água foi concebido em função dos condicionamentos geológicos e geotécnicos do boqueirão escolhido, da disponibilidade de equipamentos no mercado, do tempo de execução para evitar sistemas de desvios do rio e da disponibilidade e balanço dos materiais, apresentando as seguintes características:

### 5.1 - Maciço

#### 5.1.1 - Na Região do Plano Aluvionar

O maciço é zoneado de terra com cota de coroamento 353,50 (para compensar os recalques previstos), talude de montante de 1:3,0 (V:H) e talude de jusante com 1:2,5 (V:H) com banquetas de 2,0m na cota 344,00.

A montante será executado um tapete impermeável, de solo proveniente da jazida nº 02, na cota 334,50 m, com 120,0 m de extensão ao longo de todo o plano aluvionar (estaca 4 a 18).

A jusante será construído um tapete constituído de uma camada de 1,50m de material drenante-filtrante subjacente a um aterro de solo compactado proveniente da escavação do sangradouro. Esse tapete tem uma extensão de 70,0 m e prolonga-se da estaca 5 a estaca 17.

Junto ao pé de jusante desse tapete será aberta uma vala drenante até encontrar o extrato arenoso permeável ( $K$  entre  $10^{-3}$  e  $10^{-4}$  cm/s) e reaterrada com o mesmo material indicado para os filtros. No interior dessa vala será executado um dreno, constituído de materiais pétreos, que conduzirá, para o leito do rio as águas percolantes pela fundação e pelo maciço. As cotas do fundo do dreno para cada seção encontram-se assinaladas no desenho nº 10/20 do tomo V.

No leito do riacho será construída uma trincheira de vedação, do eixo até o pé de montante do talude, atravessando a camada arenosa superficial e ligando-se a camada impermeável seguinte. No plano aluvionar a trincheira será escavada com 45,0 m de largura

de base e ultrapassará a camada argilosa superficial até atingir o substrato permeável.

#### 5.1.2 - Na Região das Ombreiras

Na ombreira direita os taludes seguem as mesmas inclinações que os taludes na região do plano aluvionare o maciço fica na cota de coroamento prevista (353,00).

Será construída uma berma de jusante com 15,0 de largura, entre as estacas 18 + 5 e 19 + 10, com início na cota 335,00 e inclinação 1:3,50(V:H), semelhante ao tapete de jusante, com intuito de estabilizar o talude visto que o mesmo segue nessa região quase paralelo ao terreno natural.

Uma trincheira de vedação, de largura variando de 5,0 a 10,0 m, será escavada até atingir a alteração de rocha.

Na ombreira esquerda o talude de jusante também tem inclinação de 1:3 porém o de montante tem inclinação de 1:2 entre as estacas 1 + 2,00 e 2 + 10,00, 1:2,5 na estaca 3 e 1:3,0 na estaca 4. Houve necessidade de tornar o talude de montante mais íngreme nessa região, para minorar a ação desagregadora do caudal vazante do sangradouro sobre o material do talude, além de diminuir a extensão da galeria e propiciar a locação da boca de montante em local mais favorável.

A trincheira de vedação nessa ombreira assemelha-se a que será escavada na ombreira direita.

Os detalhes das seções transversais do maciço podem ser melhor observados nos desenhos 06 /20 a 09/20 do tomo V.

#### 5.2 - Sangradouro

O sangradouro será escavado em rocha muito alterada, localizado anexo ao maciço da barragem na ombreira esquerda, com 50,0m de largura e uma extensão pelo eixo longitudinal de 216,0m.

Será concretada uma viga de fixação de 0,50m (largura) x 2,00 m (altura) ao longo do eixo transversal.

Junto ao maciço será construído um muro de concreto armado de 15,0 m de comprimento com a função de contenção do terra-

pleno. Muros de concreto ciclópico serão edificados no lado direito do sangradouro com o objetivo de proteger o talude da escavação e evitar uma fuga localizada próxima a estaca 5J.

Com excessão do material que faz parte da jazida nº 03, todo o material de escavação do sangradouro será empregado na confecção das camadas não drenantes do tapete de jusante, sendo que o material rochoso deverá ser colocado na última camada.

Nos desenhos 12 /20 a 17/20 encontram-se detalhadas as características do sangradouro

### 5.3 - Tomada D'água

A tomada d'agua está localizada na ombreira esquerda, na estaca 2+4,00 com esconsidade de D 14'30',e consta de uma tubulação de 600mm de diâmetro, controle de jusante através de dois registros de gaveta instalados em série e de uma bacia de dissipação de energia. A boca de montante é constituída de uma caixa coletora de concreto armado, com grade de proteção e resaltos laterais que permitem o acoplamento de uma chapa metálica, no caso de uma pane dos dois registros de jusante simultaneamente.

Um canal de condução das águas da bacia de dissipação até o leito do riacho será construído com proteção interna de enrocamento de pedra. A extensão aproximada e a seção tipo encontram-se assinaladas no desenho nº 18/20.

A montante será necessário fazer uma praça para construção da caixa coletora e facilitar o acesso das águas.

Nos desenhos 18/20 a 20/20 encontram-se os detalhes da tomada d'água.

6 - CRONOGRAMA DE CONSTRUÇÃO

## 6 - CRONOGRAMA DE CONSTRUÇÃO

Para a elaboração do cronograma de construção, consi-  
derou-se para o início dos serviços nos meados da estação chuvosa  
(abril), terminando após um período de 14 meses, no final de maio  
do ano seguinte. Isto representa um período seco e mais de perío-  
do chuvoso.

Com a finalidade de obtenção de uma melhor eficiên-  
cia dos trabalhos, estes deverão seguir uma sequência determinada  
de maneira que os serviços possam ser concluídos durante o prazo  
previsto.

Admitiu-se nos meses chuvosos iniciais (abril, maio  
e metade de junho) os trabalhos de instalação do canteiro, mobili-  
zação dos equipamentos e limpeza de jazidas e local do maciço. Nos  
meses chuvosos do final das obras previu-se os trabalhos de con-  
cretagem dos muros situados no sangradouro e das canaletas e rápi-  
dos do sistema de drenagem do maciço.

Na estação seca serão executados todos os serviços  
de terraplenagem sendo necessário um volume médio mensal de  
92.000 m<sup>3</sup> para a construção do maciço do barramento.

A figura nº 6.1 mostra o Cronograma dos Serviços, on  
de verifica-se os tempos disponíveis para cada uma das atividades  
principais.

FIGURA - 6.1  
**CRONOGRAMA DOS SERVIÇOS**  
 AÇUDE OLHO D'ÁGUA

SERVIÇOS	MESES	1º TRIMESTRE			2º TRIMESTRE			3º TRIMESTRE			4º TRIMESTRE			5º TRIMESTRE			-		
		ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	-	-	-	-
1) INSTAL. DO CANTEIRO DE ACAMPAMENTO		■																	
2) MOBILIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS		■	■																
3) LIMPEZA DA ÁREA DO MACIÇO			■																
4) LIMPEZA DA ÁREA DO SANGRADOURO				■	■														
5) LIMPEZA E PREPARAÇÃO DAS JAZIDAS			■																
6) ESCAV. DA VALA DRENANTE E REATERRO				■	■	■													
7) EXPLORAÇÃO DAS JAZIDAS				■	■	■	■	■	■	■									
8) ESCAV. E REATERRO DA TRINC. DE VEDAÇÃO				■	■	■	■	■	■	■									
9) EXECUÇÃO DO TAPETE IMPERMEÁVEL				■	■	■	■	■	■	■									
10) EXECUÇÃO DO MACIÇO				■	■	■	■	■	■	■									
11) EXECUÇÃO DO TAPETE JUSANTE				■	■	■	■	■	■	■									
12) ESCAVAÇÃO DO SANGRADOURO				■	■	■	■	■	■	■									
13) ESCAVAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA				■	■	■	■	■	■	■									
14) CONCRETAGEM DA TOMADA D'ÁGUA				■	■	■	■	■	■	■									
15) CONCRETAGEM DOS MUROS NO SANGRADOURO											■	■	■	■					
16) CONCRETAGEM DO SISTEMA DE DRENAGEM														■	■	■			
17) ACABAMENTO DAS OBRAS																■	■		

7 - QUANTITATIVOS E CUSTOS

## 7.1 - Quantitativos

Para quantificação do volume dos serviços que serão necessários para a construção do AÇUDE OLHO D'ÁGUA dividiu-se em 5 itens que são:

- 1 - Administração e Fiscalização
- 2 - Trabalhos Preparatórios
- 3 - Maciço
- 4 - Sangradouro
- 5 - Tomada D'água

Os volumes de solos, areias, enrocamentos, filtros e transições foram medidos nas seções concluídas da barragem e no corte do sangradouro, não referindo-se a volumes "empolados".

## 7.2 - Custos

Os custos unitários para cada item foram obtidos da Tabela de Preços do DNOCS (DIBRA-C) de julho de 1988. Os valores foram reajustados para Novembro de 1988 com base nos índices da Fundação Getúlio Vargas.

Os índices de reajustamento adotados foram:

a) Terraplenagem

MÊS	ÍNDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS
JUL/1988	2579,52
NOV/1988	6996,46

b) Obras de Arte Especiais

MÊS	ÍNDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS
JUL/1988	2097,68
NOV/1988	5911,01



c) Enrocamento

<u>MÊS</u>	<u>INDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS</u>
JUL/1988	2347,85
NOV/1988	6278,69

d) Outros Serviços que não se enquadram nos anteriores

<u>MÊS</u>	<u>INDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS</u>
JUL/1988	2083,58
NOV/1988	6154,14

Os itens que não constam da Tabela de Preços do DNOCS tiveram seus custos orçados com base nos preços do mercado de Fortaleza em Novembro/1988.



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
1.	ADMINISTRAÇÃO E FISCALIZAÇÃO DO AÇUDE OLHO D'ÁGUA				
1.1	Instalação e Manutenção do Acampamento	vb			75.147.766,00
1.2	Mobilização	vb			75.147.766,00
1.3	Desmobilização	vb			75.147.766,00
1.4	Divulgação	vb			10.000.000,00
TOTAL DO ÍTEM 1 .....					
					Cz\$ 235.443.298,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
2.	TRABALHOS PREPARATÓRIOS				
2.1	Caminhos de Serviços	Km	5,00	178.828,00	894.140,00
2.2	Desmatamento e Destocamento tipo médio da área da barragem, sangradouro e empréstimos	ha	63,00	378.315,00	23.833.845,00
2.3	Expurgo nas áreas da barragem, sangradouro e empréstimos	m <sup>3</sup>	124.800,00	501,00	62.524.800,00
2.4	Decapagem da pedra em monterial de 1ª categoria com bota-fora até 0,30 Km	m <sup>3</sup>	5.000,00	766,00	3.830.000,00
2.5	Decapagem da pedra em material de 2ª categoria com bota-fora até 0,30 Km	m <sup>3</sup>	1.500,00	1.151,00	1.726.500,00
TOTAL DO ÍTEM 2 .....					Cz\$ 92.809.285,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
3.	MACIÇO				
3.1	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 1ª categoria da fundação e vala drenante com bota-fora até 0,30 Km	m³	34.360,00	915,00	31.439.400,00
3.2	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 1ª categoria da fundação, com rebaixamento do lençol freático e bota-fora até 0,30 Km	m³	8.700,00	5.004,00	43.534.800,00
3.3	Escavação, carga, descarga e transporte do material de 1ª categoria até 0,30 Km	m³	626.585,60	915,00	573.325.824,00
3.4	Escavação, carga, descarga e transporte de areia até 0,30 Km	m³	69.070,40	915,00	63.199.416,00
3.5	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 1ª categoria para abertura do dreno chaminé	m³	6.080,00	915,00	5.563.200,00
3.6	Escavação, carga, descarga e transporte do material de 3ª categoria até 0,30 Km	m³	1,0	7.534,00	7.534,00
3.7	Transporte complementar de solo para o maciço da barragem	m³ x Km	533.373,00	283,00	150.944.559,00
3.8	Transporte complementar de areia	m³ x Km	107.060,00	283,00	30.297.980,00
3.9	Espalhamento, catação manual, umedecimento e compactação dos solos selecionados, inclusive do enchimento da trincheira	m³	626.585,00	1.093,00	684.857.405,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
3.10	Espalhamento, catação manual, umedecimento e compactação da areia dos filtros e vala drenante	m <sup>3</sup>	69.070,00	1.093,00	75.493.510,00
3.11	Fornecimento e espalhamento de brita para vala drenante (inclusive escavação, britagem, carga, descarga e transportes)	m <sup>3</sup>	1.330,00	5.138,00	6.833.540,00
3.12	Fornecimento e espalhamento de pedrisco para vala drenante (inclusive escavação, britagem, carga, descarga e transporte)	m <sup>3</sup>	1.995,00	5.138,00	10.250.310,00
3.13	Fornecimento e espalhamento de bica-corrída para proteção do talude montante (rip-rap), coroamento e talude do tapete de jusante. (inclusive escavação, britagem, carga, descarga e transporte até 0,30 Km	m <sup>3</sup>	13.723,00	9.681,00	132.852.363,00
3.14	Regularização dos taludes	m <sup>2</sup>	39.500,00	494,00	19.513.000,00
3.15	Concreto simples (fck = 110Kg/cm <sup>2</sup> ) para canaletas e rápidos de descida (inclusive forma e escoramento)	m <sup>3</sup>	167,00	118.306,00	19.757.102,00
3.16	Concreto ciclópico com 15% de pedra de mão para canaleta de ombreira (inclusive formas e escoramentos)	m <sup>3</sup>	26,00	103.922,00	2.701.972,00
3.17	Revestimento vegetal do talude de jusante	m <sup>2</sup>	37.340,00	1.331,00	49.699.540,00
3.18	Manta de Bidim OP-20 (fornecimenro, transporte e aplicação)	m <sup>2</sup>	6.220,00	1.215,00	7.557.300,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
3.19	Sondagem percussão com medida de SPT	m	10,00	5.322,00	53.220,00
3.20	Ensaio de infiltração (Le Frank)	ud	10,00	10.379,00	103.790,00
3.21	Concreto ciclópico para vertedouro de avaliação das descargas da fundação	m <sup>3</sup>	2,00	103.922,00	207.844,00
TOTAL DO ÍTEM 3.....				Cz\$	1.908.193.609,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
4.	SANGRADOURO				
4.1	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 1ª categoria	m <sup>3</sup>	49.550,00	915,00	45.338.250,00
4.2	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 2ª categoria	m <sup>3</sup>	29.730,00	2.016,00	59.935.680,00
4.3	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 3ª categoria	m <sup>3</sup>	19.810,00	7.534,00	149.248.540,00
4.4	Escavação manual para fundação dos muros e cordão de fixação	m <sup>3</sup>	216,00	1.632,00	352.512,00
4.5	Concreto ciclópico, com até 15% de pedra de mão para cordão de fixação e muros tipo II e III. (inclusive formas e escoramento)	m <sup>3</sup>	313,00	103.922,00	32.527.586,00
4.6	Concreto para regularização de superfície com fck $\geq$ 90Kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	62,00	41.273,00	2.558.926,00
4.7	Concreto armado com fck = 150 Kg/cm <sup>2</sup> para muro de contenção tipo I (inclusive formas, escoramento e ferragem)	m <sup>3</sup>	33,00	187.558,00	6.189.414,00
4.8	Espalhamento e compactação manual de solo	m <sup>3</sup>	290,00	1.704,00	494.160,00
4.9	Espalhamento e compactação de solo para contensão do muro de proteção	m <sup>3</sup>	350,00	1.704,00	596.400,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
4.10	Fornecimento e espalhamento de pedra de Ø max = 0,20m para proteção do reaterro (inclusive carga, descarga e transporte)	m <sup>3</sup>	160,00	9.681,00	1.548.960,00
4.11	Fornecimento e espalhamento de pedrisco para proteção do reaterro (inclusive carga, descarga e transporte)	m <sup>3</sup>	90,00	5.138,00	462.420,00
4.12	Junta Fugenband tipo 0-22	m	37,00	12.920,00	478.040,00
TOTAL DO ÍTEM 4 .....				Cz\$	299.730.888,00





ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
5.	TOMADA D'ÁGUA				
5.1	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 1ª categoria	m <sup>3</sup>	2.600,00	915,00	2.379.000,00
5.2	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 2ª categoria	m <sup>3</sup>	1.300,00	2.016,00	2.620.800,00
5.3	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 Km de material de 3ª categoria	m <sup>3</sup>	400,00	7.534,00	3.013.600,00
5.4	Escavação manual de solo	m <sup>3</sup>	300,00	1.632,00	489.600,00
5.5	Concreto armado com fck = 150 Kg/cm <sup>2</sup> para galeria, bacia de dissipação e caixa coletora (inclusive forma, escoramento e ferragem)	m <sup>3</sup>	221,00	187.558,00	41.450.318,00
5.6	Concreto ciclópico, com até 15% de pedra de mão, para regularização	m <sup>3</sup>	65,00	103.922,00	6.754.930,00
5.7	Junta Fugenband, tipo 0-35/6	m	30,00	16.796,00	503.880,00
5.8	Tubo de aço de Ø 600mm, espessura 3/8" aço ASTM-36 , (inclusive instalação, montagem e testes)	m	82,00	232.994,00	19.105.508,00
5.9	Registro de gaveta com acionamento direto através volante, de Ø de 600mm (inclusive montagem e acessórios)	ud	02	4.762.533,00	9.525.066,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
5.10	Grade de proteção da caixa de entrada da tomada d'água	Kg	170,00	820,00	139.400,00
5.11	Fornecimento e espalhamento de pedra de $\emptyset = 0,20m$ para proteção do canal de jusante (inclusive escavação, carga e transporte)	m <sup>3</sup>	162,00	9.681,00	1.568.322,00
5.12	Fornecimento e espalhamento de pedrisco para proteção do canal de jusante (inclusive escavação, carga e transporte)	m <sup>3</sup>	81,00	5.138,00	416.178,00
TOTAL DO ÍTEM 5 .....					Cz\$ 87.966.602,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
	TOTAL DO ÍTEM 1				235.443.298,00
	TOTAL DO ÍTEM 2				92.809.285,00
	TOTAL DO ÍTEM 3				1.908.193.609,00
	TOTAL DO ÍTEM 4				299.730.888,00
	TOTAL DO ÍTEM 5				87.966.602,00
	TOTAL GERAL - (DOIS BILHÕES , SEISCENTOS E VINTE E QUATRO MILHÕES , CENTO E QUARENTA E TRÊS MIL E SEIS CENTOS E OITENTA E DOIS CRUZADOS).....			.....Cz\$	- 2.624.143.682,00 -

ബന്ധനങ്ങൾ

8 - AMARRAÇÃO DAS OBRAS

001138

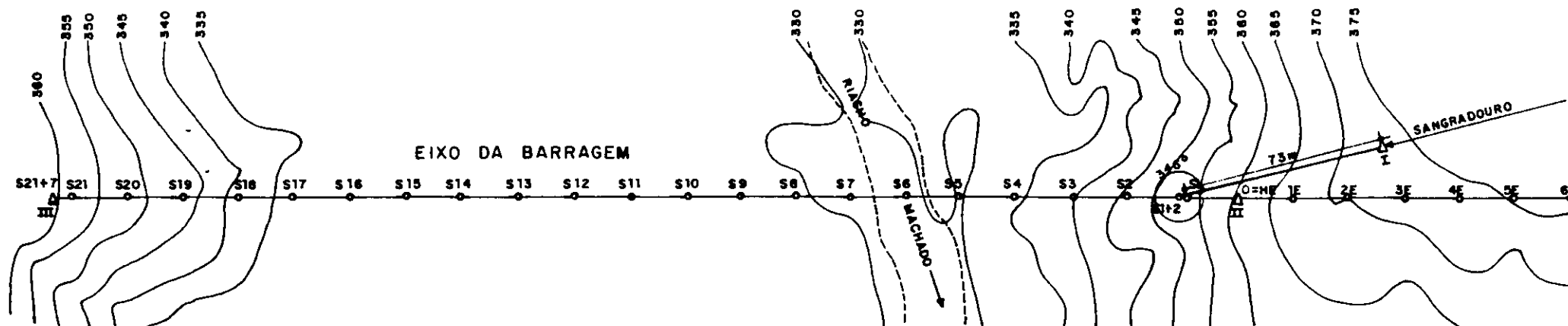
---

# AÇUDE OLHO D'ÁGUA

## PLANTA E LOCALIZAÇÃO DOS MARCOS

ESCALA = 1 / 2 000

MARCO	ESTACA	COTA
I	a 73m de S1+2	374,22
II	S0 = HE	360,69
III	S21 + 7	360,50



000209

9 - EQUIPAMENTO MÍNIMO PARA A REALIZAÇÃO  
DA OBRA

AÇUDE OLHO D'ÁGUA

EQUIPAMENTO MÍNIMO PARA REALIZAÇÃO DOS TRABALHOS

- 03 ( TRÊS ) - Tratores de Esteiras com capacidade mínima de 270Hp;
- 01 ( UM ) - Trator de Esteiras com capacidade mínima de 140Hp;
- 03 ( TRÊS ) - Pás carregadeiras com capacidade mínima de 2 1/4Jd3;
- 02 ( DUAS ) - Pá carregadeira com capacidade mínima de 1 3/4Jd3;
- 01 ( UMA ) - Retro-Escavadeira com capacidade de 1 Jd3;
- 03 ( TRÊS ) - Motoniveladora com potência mínima de 11Hp;
- 20 ( VINTE ) - Caminhões basculantes com capacidade mínima de 5m<sup>3</sup>;
- 03 ( TRÊS ) - Rolos pés-de-carneiro vibratórios, com capacidade mínima de 8 a 10 toneladas, impacto dinâmico;
- 02 ( DOIS ) - Compactador tipo sapo;
- 04 ( QUATRO ) - Grades de disco;
- 04 ( QUATRO ) - Tratores de pneus, com capacidade mínima de 100Hp;
- 04 ( QUATRO ) - Caminhões tanques, com capacidade mínima de 6.000 litros;
- 03 ( TRÊS ) - Betoneiras, com capacidade mínima de 320 litros;
- 03 ( TRÊS ) - Vibradores de imersão, tipo agulha, variando de 35 a 50mm de diâmetro;
- 04 ( QUATRO ) - Conjuntos Moto-bombas;
- 01 ( UM ) - Compressor de ar, com capacidade mínima de 500pcm;
- 01 ( UM ) - Compressor de ar, portátil, com capacidade mínima de 250pcm;
- 03 ( TRÊS ) - Marteleletes de 24Kg;
- 01 ( UMA ) - Perfuratriz tipo ROC-601 ou similar;
- 03 ( TRÊS ) - Três viaturas zero Km com operação e manutenção por conta da Contratada. O custo de operação e manutenção deve ser embutido nos custos unitários dos serviços.

എയർകണ്ടിഷൻ

10 - INSTALAÇÃO MÍNIMA PARA A OBRA

000122

---



AÇUDE OLHO D'ÁGUA

INSTALAÇÃO MÍNIMA PARA O CANTEIRO DA OBRA

- 01 - ESCRITÓRIO DA ADMINISTRAÇÃO
- 02 - CASA DE ALVENARIA, DE 100m<sup>2</sup>, PARA ESCRITÓRIO DA FISCALIZAÇÃO DA OBRA
- 03 - LABORATÓRIO DE SOLO E CONCRETO
- 04 - DEPÓSITO DE CIMENTO
- 05 - CENTRAL DE BRITAGEM
- 06 - POSTO DE ABASTECIMENTO DE COMBUSTÍVEL
- 07 - OFICINA MECÂNICA
- 08 - ALMOXARIFADO
- 09 - SERRARIA
- 10 - FERRARIA
- 11 - ARMAÇÃO E MOLDAGEM
- 12 - ALOJAMENTO PARA PESSOAL DE APOIO
- 13 - ELETRIFICAÇÃO E ABASTECIMENTO D'ÁGUA

മണ്ണുവെള്ള

11 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

000114

---

## 11 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O projeto do barramento do riacho Machado, é em essência um projeto típico de uma obra de terra sobre uma espessa fundação de solos aluvionares, com um extrato pouco permeável na superfície (até cerca de 4,0m de profundidade) e extratos permeáveis até maiores profundidades (próximas a 25,0m).

A concepção básica que norteou o projeto da barragem no trecho aluvionar foi a do convívio com o fluxo permanente pela fundação, tendo em vista que o objetivo primordial desta é a regularização da vazão do riacho Machado para fins de aproveitamento agrícola. Para atingir essa finalidade não importa que parte da vazão regularizada venha através de águas de infiltração.

Partiu-se, então, para o dimensionamento de elementos para controle dessa descarga freática pela fundação resguardando a segurança do maciço nas condições mais críticas e, para limitação do volume d'água percolante dentro de valores que não sacrifiquem o caracter reservatório da obra.

O elemento básico para o controle dessa vazão é um tapete impermeável de montante que deverá ser construído com todos os controles e cuidados destinados ao aterro principal da barragem. Em nenhuma hipótese tal tapete deverá apresentar trincas por ressecamento, devendo estar sempre coberto com uma camada de solo solto que constantemente deverá ser molhado, até o início do enchimento do lago da barragem.

Através dos ensaios de infiltração "in situ" e de permeabilidade em laboratório obteve-se valores para o coeficiente de permeabilidade de várias camadas da fundação. Sabendo-se que a avaliação desse importante parâmetro está sujeita a grandes imprecisões, adotou-se no projeto para todos os materiais, abaixo da camada argilosa superior, o valor do coeficiente de permeabilidade do solo mais permeável ( $K=10^{-3}$  cm/s); ficando assim totalmente a favor da segurança.

Com esse valor de K adotado para os diferentes extratos da fundação estimou-se uma vazão pela fundação de 10,73 l/s o que representa uma passagem de 342.000 m<sup>3</sup> de água por ano pela fundação da barragem. Mesmo usando-se sobre esse coeficiente um fator majorador de 5 vezes a percolação pela fundação seria estimada em 1.700.000 m<sup>3</sup>/ano, o que representa 8% da capacidade reservatória da barragem.

Sugere-se, aqui, que para avaliação do caudal percolante pela fundação construa-se no leito do riacho a jusante do maciço, entre o final do tapete de jusante e a chegada do canal da tomada d'água, um medidor de vazão como o indicado na figura 11.1, deste tomo.

Outra característica que apresentam obras sobre pacotes aluvionares espessos é o recalque por adensamento ao longo do tempo. Na situação do Açude Olho D'água estimou-se que o recalque será na ordem de 0,50 à 0,60m e que 95% deste correrá entre 40 e 56 meses após a conclusão do maciço; o que se encontra dentro de limites razoáveis. Contudo, cuidados especiais devem ser tomados para evitar trincas transversais no maciço devido a possíveis recalques diferenciais, principalmente nas transições do platô aluvionar para as ombreiras. Com o intuito de se evitar essas trincas especificou-se que o solo do maciço deverá ser compactado preferencialmente entre a úmida de ótima e 0,5% acima desta, proporcionando maior flexibilidade ao terrapleno.

Para sangradouro foi projetado, na ombreira esquerda um canal escavado em rocha alterada, tipo soleira espessa, sem revestimento. Porém, tendo em vista as poucas sondagens no local estudou-se uma alternativa de sangradouro através de canal lateral na ombreira direita, conforme indicações do item 13 desse. No entanto devida a falta de informações geológicas-geotécnicas nos locais não foi possível um confronto real de custos das duas alternativas e, indicação precisa da mais vantajosa.

മണ്ണുമാറ്റം '088

1 - NOTA TÉCNICA EXPLICATIVA

000117

---



da. Previu-se inicialmente a execução de 08 furos teste e 8 furos para ensaio de infiltração (Tipo Le Franc).

III.2 - Execução de um poço de inspeção para verificação visual de continuidade da cortina.

IV - Modelo reduzido da Alternativa do canal lateral.

Será de grande valor didático para a tecnologia de barragens na região, além de um melhor estudo sobre a operação do sangradouro, a confecção de um modelo reduzido assim discriminado:

IV. 1 - O modelo será feito em escala adequada, respeitada a igualdade do número de Froude no modelo e no protótipo. Serão estudadas eventuais distorções para cada escala adotada nos estudos iniciais.

O modelo será projetado em alvenaria de tijolos e chapas de aço, e terá grupo motor-bomba para recirculação de água.

IV.2 - O modelo será operado para a vazão do projeto e, pelo menos 3 vazões menores e uma maior. Desta operação deverá resultar a medida de todos os níveis d'água e vazões. Farse-ão fotos e desenhos demonstrativos dos resultados obtidos.

V - Finalmente é importante considerar que estas tarefas não foram realizadas em função das limitações do contrato da obra tanto do ponto de vista de especificação como de custo, uma vez que o Edital não se deu conta da complexidade da obra.

SONDAGEM	PROFUNDIDADES PARA RETIRADA DE "SHELBY"	
ESTACA 8	5,50 m	20,50 m
ESTACA 12	7,80 m	19,30 m

QUADRO 12.1

13 - MEMARIA DE CALCULO DO  
VERTEDOURO LATERAL

117

13  
13

---

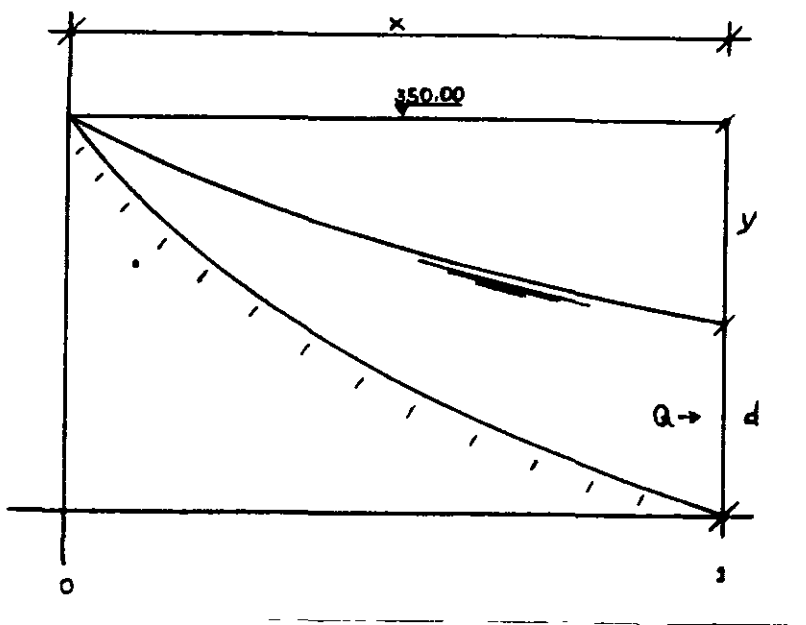
000120

---

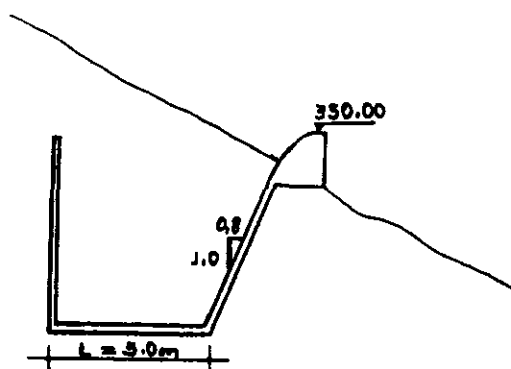


13 - MEMÓRIA DE CÁLCULO DO VERTEDOURO LATERAL

13.1 - VERTEDOR LATERAL



SEÇÃO DO TRECHO VERTEDOR



A partir dessa seção tipo calculamos o vertedor lateral pelo método do "Low Dams" fazendo as variáveis  $n$ ,  $a$ , cota do fundo na estaca inicial e largura do canal ( $L$ ) assumirem diversos valores. Para cada canal calculado com uma combinação dessas variáveis calculamos o volume

aproximado de escavação e escolhemos o de menor volume. Verificamos que o de menor volume tem menor perímetro molhado. Logo, menor volume de concreto nas placas. A combinação escolhida está na página 3.

$$\begin{cases} V = ax^n \\ Q = bx \\ y = \frac{n+1}{n} (hv) \end{cases}$$

Fazendo:  $n = 0,5$                        $x = 2,00 \text{ m}$   
 $a = 0,60$                                        $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$

Exemplificando:

$$V = 0,6 \times 2,0^{0,5} \Rightarrow V = 0,85 \text{ m/s}$$

$$\frac{Q}{L} = \frac{150}{50} = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

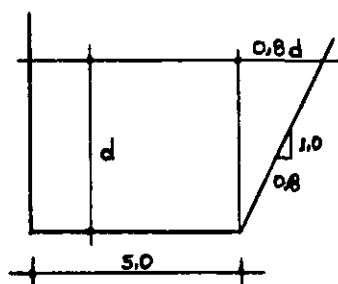
$$A = \frac{Q}{V} = \frac{3 \times 2}{0,85} = 7,06$$

$$\frac{V^2}{2g} = 0,04$$

$$A = 5d + \frac{0,8 d^2}{2}$$

$$A = 5d + 0,4 d^2$$

$$d = \frac{-5 \pm \sqrt{25 + 1,6 A}}{0,8}$$



Então:

$$d = 1,28$$

$$y = 3 \times 0,04 = 0,11$$

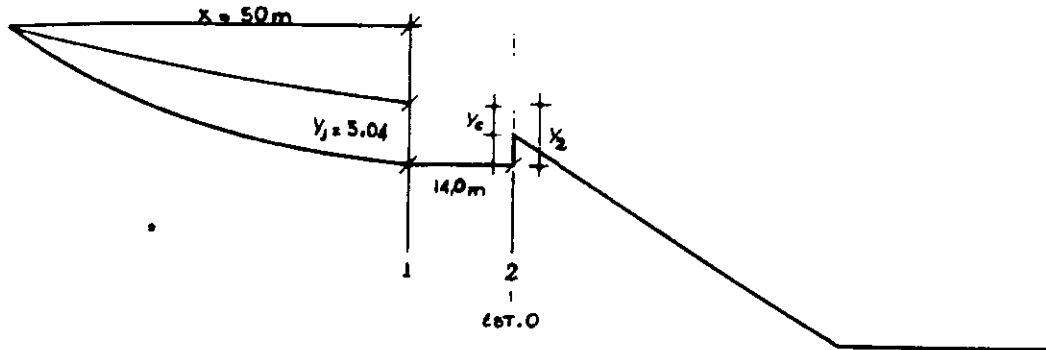
n..... 0.50  
 p..... 0.20  
 Cota do fundo do canal..... 350.00  
 (L) largura do canal..... 5.00

SECAO	X	C.LAMINA	D	Y	DE	C.F.DO CANAL	VOL
3m+4	0.0	350.00	0.00	0.00	0.00	350.00	0.0
3m+2	2.0	349.89	1.29	0.11	1.39	348.61	7.7
3m	4.0	349.78	1.75	0.22	1.97	348.07	19.2
+18	6.0	349.67	2.10	0.33	2.43	347.57	26.6
+16	8.0	349.56	2.58	0.44	2.82	347.10	33.9
+14	10.0	349.45	2.62	0.55	3.17	346.67	143.2
+12	12.0	349.34	2.87	0.66	3.49	346.51	150.8
+10	14.0	349.23	3.01	0.77	3.79	346.21	56.8
+8	16.0	349.12	3.19	0.88	4.07	345.97	66.1
+6	18.0	349.01	3.35	0.99	4.34	345.56	75.6
+4	20.0	348.90	3.49	1.10	4.60	345.40	85.3
+2	22.0	348.79	3.63	1.21	4.84	345.16	98.3
2m	24.0	348.68	3.76	1.32	5.09	344.91	117.9
+18	26.0	348.57	3.89	1.43	5.32	344.66	131.4
+16	28.0	348.46	4.01	1.54	5.55	344.45	152.7
+14	30.0	348.35	4.12	1.65	5.77	344.21	171.3
+12	32.0	348.24	4.27	1.76	5.99	344.01	180.8
+10	34.0	348.13	4.33	1.87	6.20	343.80	206.8
+8	36.0	348.02	4.43	1.98	6.41	343.57	223.9
+6	38.0	347.91	4.53	2.09	6.62	343.39	241.6
+4	40.0	347.80	4.62	2.20	6.82	343.18	259.7
+2	42.0	347.69	4.71	2.31	7.02	342.95	276.8
1m	44.0	347.58	4.79	2.42	7.22	342.79	292.6
+18	46.0	347.47	4.80	2.53	7.41	342.59	305.4
+16	48.0	347.36	4.96	2.64	7.60	342.40	313.4
+14	50.0	347.25	5.04	2.75	7.79	342.21	319.8

Volume total

3960.9

CÁLCULO DE Y2



$$V_1 = 0.6 \times 50^{0.5} = 4.25$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0.92$$

$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_{12}$$

Calculando as perdas:

$$\frac{nQ}{\sqrt{sf}} = AR_n^{2/3}$$

$$A = 35,36m^2$$

$$P = 5,04 + 5,04 + 6,45 = 16,49$$

$$R_n = \frac{35,36}{16,49} = 2,14$$

$$Sf = \left[ \frac{nQ}{AR_n^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,014 \times 150}{35,36 \times 2,14^{2/3}} \right]^2 = 0,00128$$

$$\Delta h = Sf \times l = 0,00128 \times 14 = 0,02$$

Então:

$$5,04 + 0,92 = Y_2 + \frac{150^2}{19,62 \times 7^2 \times Y_2^2} + 0,02$$

$$5,94 = Y_2 + \frac{23,4}{Y_2^2} \Rightarrow \underline{Y_2 = 5,00 \text{ m}}$$

$$b = 7,00$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{150^2}{9,81 \times 7,0^2}}$$

$$Y_c = 3,60$$

$$\text{Então: } Y_2 - Y_c = Y$$

$$5,00 - 3,60 = 1,40 \text{ (Estaca 0)}$$

### 13.2 - CANAL RÁPIDO

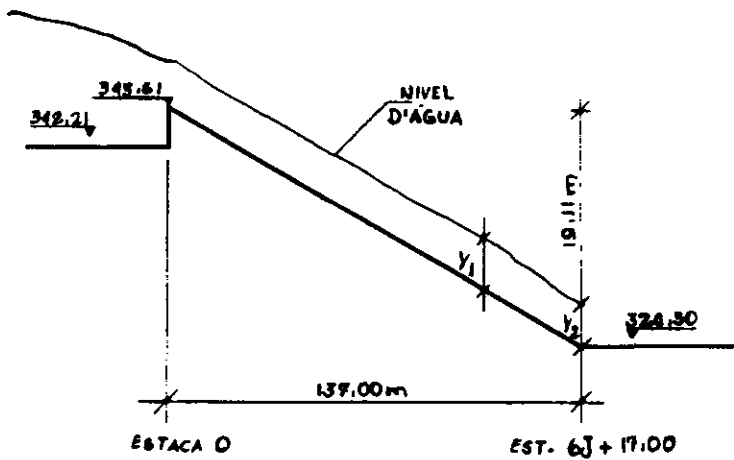
Utilizando o "Step Method" para o cálculo da superfície. Iniciando com  $Y_0 = 3,60$  e decrescendo  $Y$  um valor  $C \frac{L_e}{2g} = 0,05$  e calculando o valor de  $x$  (onde ocorrerá essa lâmina). Esses valores estão na página 124 e 125.

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

$$E = Y + \alpha \frac{V^2}{2g} \text{ onde } \alpha = 1,1$$

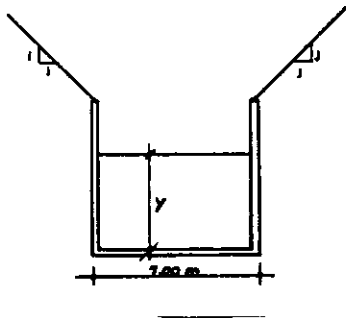
$$E_{ANT} = 3,60 + \frac{150^2}{19,62 \times 3,6^2 \times 7^2} = 5,4059$$

$$S_{f,ANT} = \frac{0,014^2 \times Q^2}{A^2 \times \left(\frac{A}{P}\right)^{4/3}} = \frac{0,014^2 \times 150^2}{(7 \times 3,6)^2 \left(\frac{7 \times 3,6}{7 + 7,2}\right)^{4/3}} = 0,0032$$



Declividade  $S_o = \frac{19,11}{137} = 0,1395$

SEÇÃO DO CANAL RÁPIDO



$A = 7 \cdot Y$

$P = 2Y + 7,00$

Interpolando os valores de "y" para  $x = 127,00$  m no cálculo da linha d'água obtemos:

$$\frac{140,108 - 119,901}{1,20 - 1,25} = \frac{140,108 - 127}{1,20 - Y_1}$$

Então:  $Y_1 = 1,23$

AGUASULOS - Consultoria de Engenharia Ltda.  
 CALCULO: SUPERFICIE DA LINHA D'AGUA DO CANAL RAPIDO.  
 "STEP-METHOD"

PROJETO: OLHO D'AGUA.

Y	V	E	DE	SF	DSF	DX	X
3.60	5.95	5.59	0.18054	0.00327	0.0032	1.325	1.715
3.55	6.04	5.59	0.00635	0.00335	0.0033	0.047	1.372
3.50	6.12	5.60	0.00878	0.00348	0.0034	0.065	1.436
3.45	6.21	5.61	0.01136	0.00362	0.0036	0.084	1.520
3.40	6.30	5.63	0.01408	0.00376	0.0037	0.104	1.627
3.35	6.40	5.64	0.01697	0.00392	0.0038	0.125	1.749
3.30	6.49	5.66	0.02004	0.00408	0.0040	0.148	1.897
3.25	6.59	5.69	0.02330	0.00425	0.0042	0.172	2.061
3.20	6.70	5.71	0.02676	0.00443	0.0043	0.198	2.267
3.15	6.80	5.74	0.03045	0.00462	0.0045	0.226	2.497
3.10	6.91	5.78	0.03437	0.00483	0.0047	0.255	2.748
3.05	7.03	5.82	0.03855	0.00504	0.0049	0.287	3.031
3.00	7.14	5.86	0.04302	0.00528	0.0052	0.320	3.355
2.95	7.26	5.91	0.04779	0.00552	0.0054	0.357	3.711
2.90	7.39	5.96	0.05289	0.00579	0.0057	0.396	4.107
2.85	7.52	6.02	0.05835	0.00607	0.0059	0.437	4.545
2.80	7.65	6.08	0.06421	0.00637	0.0062	0.482	5.027
2.75	7.79	6.15	0.07049	0.00669	0.0065	0.531	5.552
2.70	7.94	6.23	0.07725	0.00704	0.0069	0.583	6.141
2.65	8.09	6.32	0.08452	0.00741	0.0072	0.640	6.781
2.60	8.24	6.41	0.09235	0.00781	0.0076	0.701	7.482
2.55	8.40	6.51	0.10081	0.00824	0.0080	0.768	8.25
2.50	8.57	6.62	0.10995	0.00871	0.0085	0.841	9.091
2.45	8.75	6.74	0.11984	0.00921	0.0090	0.920	10.011
2.40	8.93	6.87	0.13057	0.00976	0.0095	1.006	11.017
2.35	9.12	7.01	0.14221	0.01035	0.0101	1.101	12.118
2.30	9.32	7.17	0.15489	0.01099	0.0107	1.205	13.323
2.25	9.52	7.34	0.16870	0.01169	0.0113	1.320	14.643
2.20	9.71	7.52	0.18377	0.01245	0.0121	1.447	16.090
2.15	9.97	7.72	0.20027	0.01329	0.0129	1.587	17.676
2.10	10.20	7.94	0.21836	0.01420	0.0137	1.743	19.419
2.05	10.45	8.18	0.23824	0.01521	0.0147	1.917	21.336
2.00	10.71	8.44	0.26013	0.01631	0.0158	2.112	23.448
1.95	10.99	8.72	0.28428	0.01753	0.0169	2.331	25.778
1.90	11.28	9.03	0.31102	0.01889	0.0182	2.579	28.257
1.85	11.58	9.37	0.34069	0.02039	0.0196	2.860	31.217
1.80	11.90	9.75	0.37370	0.02206	0.0212	3.182	34.799
1.75	12.24	10.16	0.41053	0.02393	0.0230	3.552	37.951
1.70	12.61	10.61	0.45176	0.02602	0.0250	3.981	41.932
1.65	12.99	11.11	0.49806	0.02838	0.0272	4.482	46.414
1.60	13.39	11.66	0.55024	0.03103	0.0297	5.077	51.487
1.55	13.82	12.27	0.60925	0.03405	0.0325	5.778	57.255
1.50	14.29	12.94	0.67628	0.03748	0.0358	6.629	63.894
1.45	14.78	13.69	0.75270	0.04141	0.0394	7.673	71.567
1.40	15.31	14.53	0.84023	0.04592	0.0437	8.979	80.546
1.35	15.87	15.48	0.94096	0.05113	0.0485	10.648	91.194
1.30	16.48	16.53	1.05747	0.05719	0.0542	12.848	104.042
1.25	17.14	17.73	1.19703	0.06427	0.0607	15.859	119.501
1.20	17.86	19.08	1.35162	0.07261	0.0684	20.207	140.108
1.15	18.63	20.62	1.53839	0.08249	0.0776	26.987	167.095
1.10	19.48	22.38	1.75987	0.09430	0.0884	38.936	206.031
1.05	20.41	24.40	2.02454	0.10853	0.1014	65.362	271.194

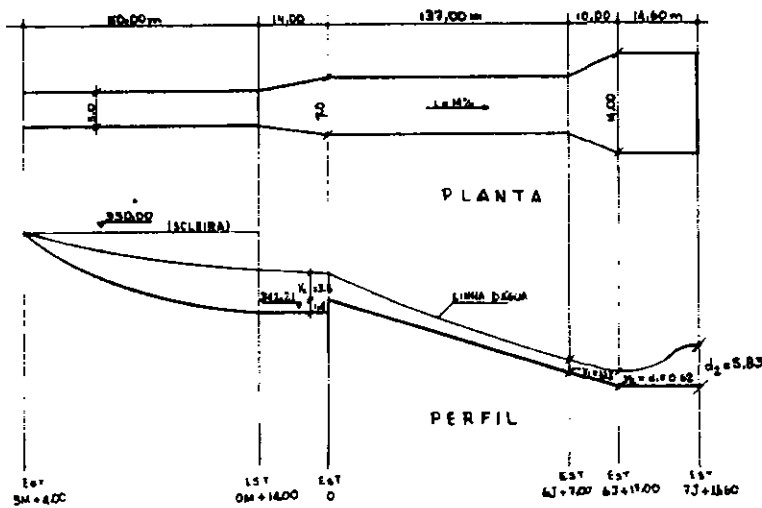
AGUASQLOS - Consultora de Engenharia Ltda.  
 CALCULO: SUPERFICIE DA LINHA D'AGUA DO CANAL RAFIDO.  
 "STEP-METHOD"

PROJETO: OLHO D'AGUA.

$\gamma$	V	E	DE	SF	USF	DX	$x$
1.00	21.43	26.74	2.34344	0.12582	0.1172	171.160	442.754
0.95	21.56	29.48	2.73121	0.14768	0.1365	-360.381	92.174
0.90	23.81	32.68	3.20752	0.17349	0.1603	-94.364	-11.990
0.85	25.21	36.48	3.79913	0.20673	0.1901	-56.509	-68.500
0.80	26.79	41.03	4.54317	0.24916	0.2279	-41.431	-109.930
0.75	28.57	46.52	5.49212	0.30418	0.2767	-33.351	-143.281
0.70	30.61	53.24	6.72166	0.37684	0.3405	-28.321	-171.602
0.65	32.97	61.58	8.34378	0.47479	0.4258	-24.885	-196.483
0.60	35.71	72.11	10.52854	0.61003	0.5424	-22.376	-218.863



ESQUEMATICAMENTE TEREMUS



CÁLCULO DE Y2

$$Y1 + \frac{V1^2}{2g} = 1,23 + \frac{17,42^2}{2 \times 9,81} = 16,70 \text{ m}$$

$$16,70 = Y2 + \frac{150^2}{19,62 \times 14^2 \cdot Y2^2} + \Delta h$$

$$\Delta h_{\text{dist}} = Sf \times l = \frac{0,014^2 \times 150^2}{(1,23 \times 10)^2 \left( \frac{1,23 \times 10}{2,46 + 10} \right)^{4/3}} \times 10 = 0,30 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{conc}} = k \frac{V1^2 - V2^2}{2g} \text{ (OPEN-CHANNEL H - VEN TE CHOW)}$$

$$V = \frac{150}{1,23 \times 10} = 12,19 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{\text{conc}} = \frac{0,41 (17,42 - 12,19)^2}{19,62} \cong 0,60$$

$$\Sigma \Delta h = 0,3 + 0,60 = 0,90$$

Então:

$$16,70 = Y2 + \frac{150^2}{19,62 \times 14^2 \times Y2^2} + 0,90$$

$$Y2 = 0,62$$

13.3 - CALCULO DO RESSALTO

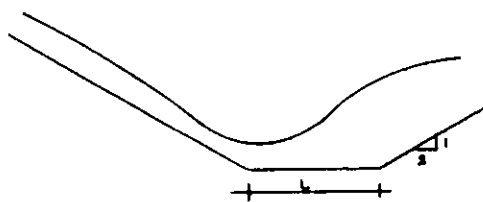
$$F_1 = \frac{V}{\sqrt{g d_1}} = \frac{150}{\frac{14 \times 0,62}{\sqrt{9,81 \times 0,62}}} = 7,00$$

$$\frac{Y_2^3}{Y_1^3} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \quad \text{(OPEN - CHANNEL H - VEN TE CHOW)}$$

$$Y_2^3 = 0,62 \times \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8 \times 7^2} - 1$$

$$Y_2^3 = d_2 = 5,83$$

13.4 - CALCULO DA BACIA (COMPRIMENTO)



$$L = k \times d_2$$

onde: k é retirado da tabela do small dams.

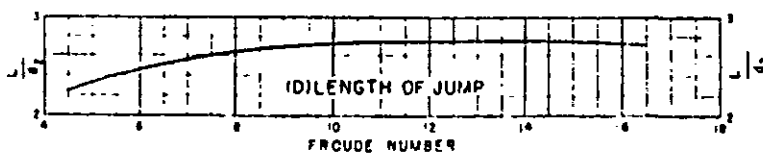


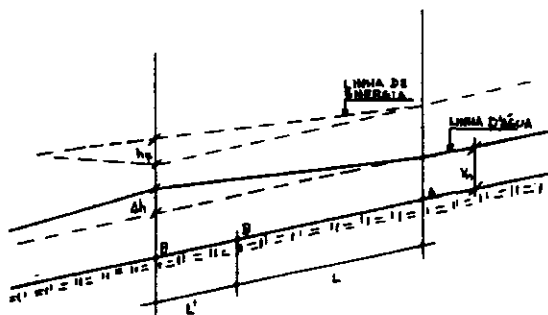
Figure 266 Stilling basin characteristics for use with Froude numbers above 4.5  
288-D-2426

Então:

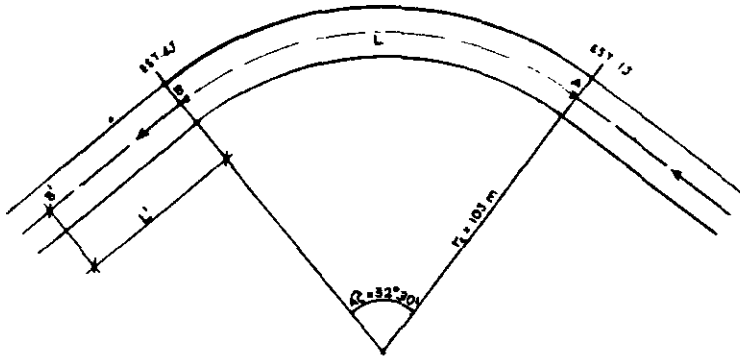
$$L = 2,5 \times 5,83$$

$$L = 14,60 \text{ m}$$

13.5 - CALCULO DA SUPERELEVACÃO



PERFIL



PLANTA

$$\Delta h = \frac{V_z^2 \cdot b}{g \cdot rc} \quad (\text{OPEN - CHANNEL H - VEN TE CHOW})$$

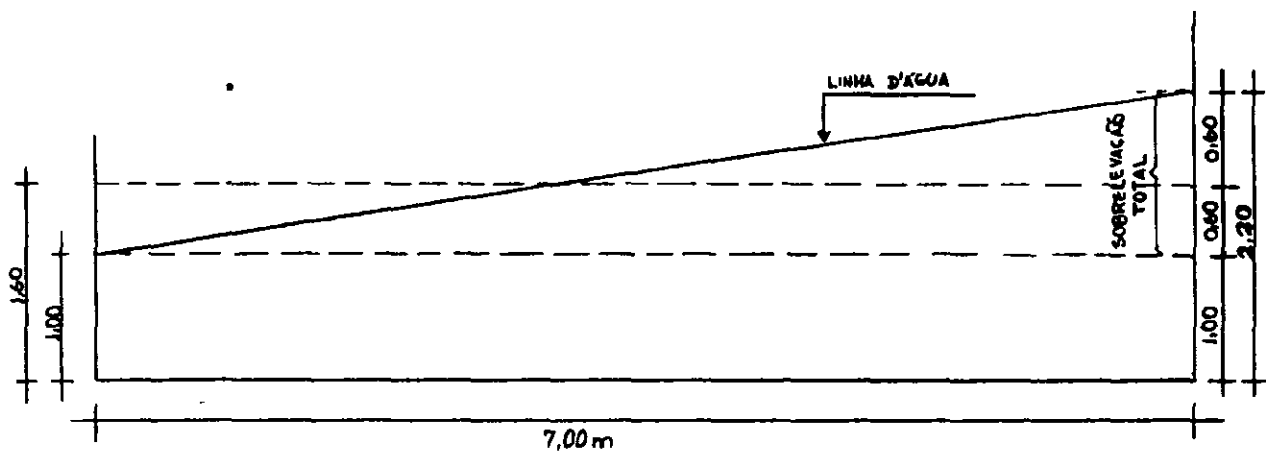
P/ X = 50,00m (Est. 2J + 10) - Ver Tab.pag.7 o valor de  $Y \cong 1,60$ .

Então:

$$V_z = \frac{Q}{A} = \frac{150}{1,60 \times 7,0} = 13,39 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = \frac{13,39^2 \times 7,0}{9,81 \times 105} = 1,21 \text{ m}$$

Adotamos  $\Delta h = 1,20 \text{ m}$



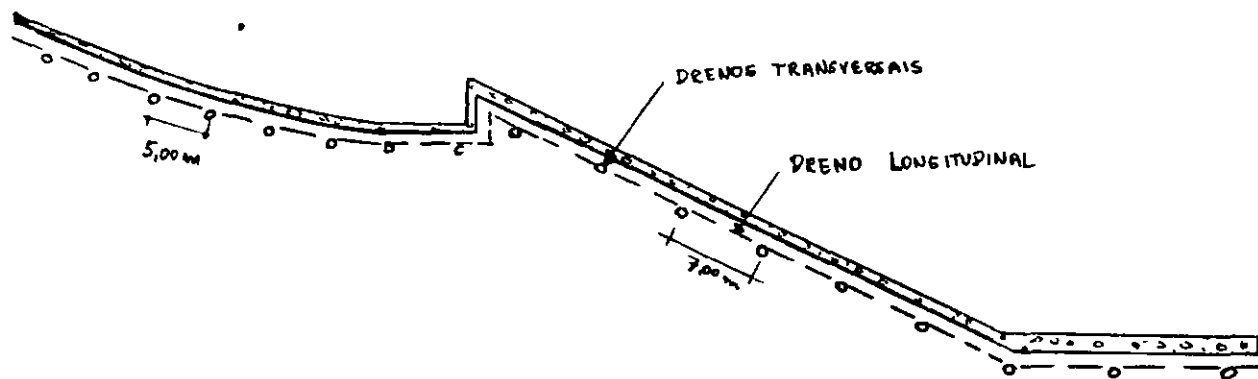
### 13.6 - SISTEMA DE DRENAGEM

Adotou-se a seguinte distribuição dos drenos:

- dreno de 4" (quatro polegadas) colocados longitudinalmente ao longo (eixo) do canal.

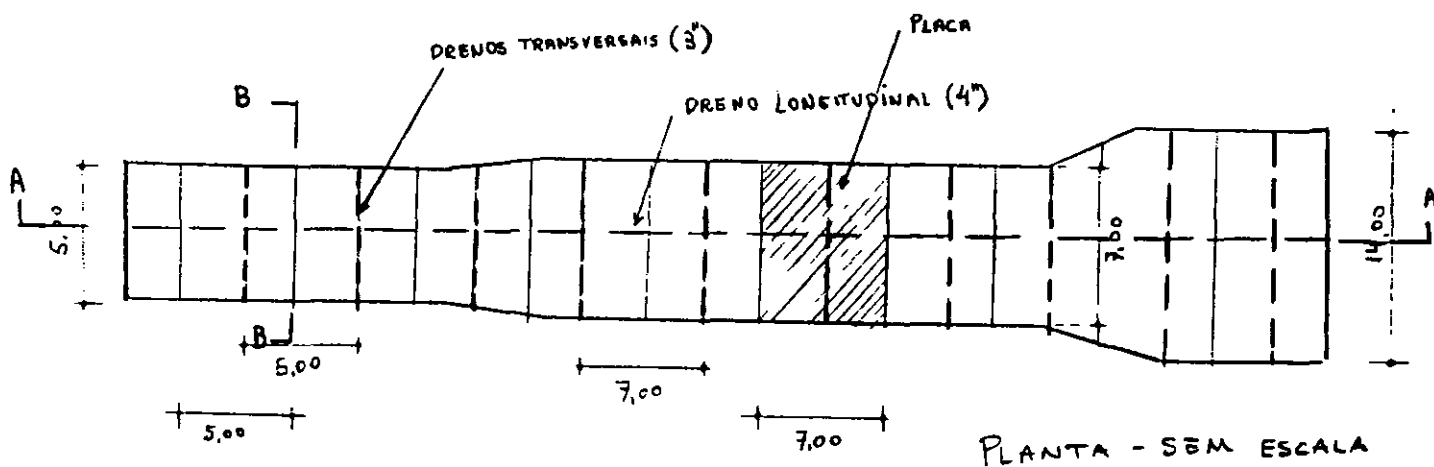
- drenos de 3" (três polegadas) colocados transversalmente ao canal na linha central das lajes.

O dreno longitudinal coleta água das fraturas das "rochas" desde o início do canal vertedor e desagua a jusante da bacia de dissipação. A cada placa corresponde uma contribuição de drenagem por tubos de 3" de forma que, na saída, o dreno de 4" deverá conduzir toda a água sob o canal e a bacia de dissipação.



ESQUEMA DE DRENAGEM  
 NO TRECHO VERTEDOR, CANAL  
 RÁPIDO E BACIA DE DISSI-  
 PAÇÃO

SEM ESCALA - CORTE A-A



PLANTA - SEM ESCALA

000133

### 13.7 - SISTEMAS DE TIRANTES

Para absorver as subpressão adotou-se um sistema de tirantes nas placas do canal vertedor, rápido e bacia de dissipação.

Considerando uma redução na subpressão de 50% devido ao sistema de drenagem, tem-se uma pressão atuante na placa no ponto médio do canal rápido e fundo do vertedor dada por:

$$P = 0.5 p$$

$$p = \gamma h$$

onde:

$p$  = pressão hidrostática

$\gamma$  = peso específico da água

$h$  = desnível entre NA do reservatório e local estudado

- Para a bacia de dissipação

$$h = 25.50 \text{ m}$$

$$p = 1.0 \text{ t/m}^3 \times 25.50 \text{ m} = 25.5 \text{ t/m}^2$$

$$P_{bd} = 0.5p = 12.75 \text{ t/m}^2$$

- Para o ponto médio do canal rápido

$$h \cong 16.0 \text{ m}$$

$$p = 1.0 \text{ t/m}^3 \times 16.0 \text{ m} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$P_{mcr} = 0.5 p = 8 \text{ t/m}^2$$

- Para o fundo do vertedor

$$h \cong 6.00 \text{ m}$$

$$P_{fv} = 3 \text{ t/m}^2$$

#### 13.7.1 - FORÇA HIDROSTÁTICA ATUANTE NAS PLACAS

- ÁREA DAS PLACAS

$$\text{- Canal vertedor - } A = 5 \times 5 = 25 \text{ m}^2$$

$$\text{- Canal rápido e bacia - } A = 7 \times 7 = 49 \text{ m}^2$$

- FORÇA HIDROSTÁTICA

- BACIA DE DISSIPACAO

$$F = P_{bd} \times A = 12,75 \times 49 = 624,75 \text{ t}$$

- CANAL RÁPIDO

$$F = P_{mcr} \times A = 8 \times 49 = 392,00 \text{ t}$$

- FUNDO DO VERTEADOR

$$F = P_{fv} \times A = 3 \times 25 = 75 \text{ t}$$

### 13.7.2 - PESO PRÓPRIO DAS LAJES

Dados:  $\gamma$  (concreto) = 2,4 tf/m<sup>3</sup>

$$e \text{ (laje)} = \begin{cases} 0,40 \\ 0,50 \end{cases}$$

- Canal vertedor:  $5 \times 5 \times 0,40 \times 2,4 = 24 \text{ tf}$

- Canal rápido e bacia:  $7 \times 7 \times 0,50 \times 2,4 = 58,8 \text{ tf}$

### 13.7.3 - CARGA A SER ATIRANTADA

- Bacia de dissipação:  $624,75 - 58,80 = 565,95 \text{ t}$

- Canal rápido:  $392,0 - 58,8 = 333,2 \text{ tf}$

- Canal vertedor:  $75,0 - 24,0 = 51,0 \text{ tf}$

### 13.7.4 - NUMERO DE TIRANTES POR PLACAS

Considerando a carga de trabalho da ancoragem, por tirante de 35 tf, temos:

- Bacia de dissipação:  $565,95 \text{ t} + 35 \text{ t} \cong 16 \text{ tirantes}$

- Canal rápido:  $333,2 \text{ t} + 35 \text{ tf} \cong 9 \text{ tirantes}$

- Canal vertedor:  $51 - 35 \cong 2 \text{ tirantes}$

NOTA: Após o reconhecimento do substrato rochoso através das sondagens mecânicas ao longo do canal, se faz necessário complementar o cálculo





ബഹുമാനപ്പെട്ട

14 - ORÇAMENTO DO VERTEDOIRO LATERAL  
(ESTIMATIVA)

000137

---



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
1.0	<u>ESCAVAÇÃO</u>				
1.1	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 km de material de 1ª categoria	m³	7.160,00	915,00	6.551.400,00
1.2	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 km de material de 2ª categoria.	m³	9.544,00	2.016,00	19.240.704,00
1.3	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30 km de material de 3ª categoria.	m³	7.156,00	7.534,00	53.913.304,00
2.	<u>CONCRETO</u>				
2.1	Concreto simples fck = 150 kgf/cm³ para trecho vertedor, canal rápido e bacia de dissipação.	m³	1.470,00	54.840,82	80.616.005,40
3.	<u>ANCORAGENS</u>				
3.1	Tirantes c/ concreto injetado.	m	2.500,00	122.230,65	305.576.625,00
3.2	Mobilização do equipamento.	vb			560.223,83

000103

135



ITEM	SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
4.	<u>DRENAGEM</u>				
4.1	Tubo PVC para dreno de 4".	m	200,00	407,44	81.488,00
4.2	Tubo PVC para dreno de 3".	m	180,00	305,60	55.008,00
4.3	Cruzeta de 4" x 3".	pc	30,00	12.732,36	381.970,80
5.	<u>JUNTAS</u>				
5.1	Junta FUGENBAND tipo M-35-6.	m	230,00	17.799,84	4.093.963,20
TOTAL.....				Cz\$	471.070.692,20

000100

136

ബുദ്ധമതം

15 - A N E X O S

030110

---

A N E X O

P L A N T A S

- A-1 - Vertedouro Lateral - Perfil e Planta.
- A-2 - Seções Transversais do Vertedouro Lateral  
Seções 3M + 4,0 a OM + 14,0
- A-3 - Seções Transversais do Vertedouro Lateral  
Seções 0 a 4J
- A-4 - Seções Transversais do Vertedouro Lateral  
Seções 5J a 6J + 17,0