

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS

LABORATÓRIO NACIONAL  
DE ENGENHARIA CIVIL

BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

Lusitano Moreira Martins dos Santos

Tese apresentada a concurso para especialista  
do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Lisboa, Maio de 1973



LNEC

512

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS  
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

SERVIÇO DE HIDRÁULICA  
DIVISÃO DE HIDRÁULICA DAS ESTRUTURAS

Proc.65/11/4402

BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

Lusitano Moreira Martins dos Santos

Tese apresentada a concurso para especialista  
do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Lisboa, Maio de 1973

8  
/

8  
/

8  
/

## PRÉAMBULO

O presente trabalho integra-se no Plano de Estudos de Obras Hidráulicas<sup>1</sup> que foi elaborado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil de modo a "poder conduzir a sua actividade de acordo com programas trienais estabelecidos a partir da definição a longo prazo<sup>2</sup> das linhas de investigação com mais interesse para o país". Constitui o tema 1.5.9, um dos que, de acordo com um inquérito realizado junto da D.G.S.H., D.G.P., D.G.O.P.C., A.G.P.L., A.P.D.L., C.P.E. e SONEFE<sup>3</sup>, foi considerado prioritário.

Foi realizado na Divisão de Hidráulica das Estruturas (DHE) do Serviço de Hidráulica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, sendo Chefes respectivamente de Serviço e de Divisão os engenheiros Fernando Abecasis e Oliveira Lemos.

Constitui a primeira parte dos estudos planeados para desenvolvimento do tema, estando prevista a continuação destes estudos de acordo com o capítulo 10 e foi realizado, com ocupação integral do tempo, desde 18 de Setembro de 1972 a 30 de Maio de 1973. A partir de 28 de Novembro de 1972 o plano de estudos do tema passou a ser supervisionado pelo engenheiro Armando Lencastre, investigador pelo LNEC.

Considera-se que os objectivos deste trabalho, definidos na introdução -

- 
- 1 - MOP-LNEC - Plano de Estudos de Obras Hidráulicas. Programa de execução para 1972-1973. Lisboa, Fevereiro de 1972.
  - 2 - A escala de vinte anos.
  - 3 - Direcção Geral dos Serviços Hidráulicos, Direcção Geral de Portos, Direcção Geral de Obras Públicas e Comunicações, Administração Geral do Porto de Lisboa, Administração dos Portos do Douro e Leixões, Companhia Portuguesa de Electricidade, Sociedade Nacional de Estudos e Financiamento de Empreendimentos Ultramarinos.

ção, foram atingidos apenas em parte. Assim, no que diz respeito ao estudo experimental, procedeu-se unicamente a uma aproximação do problema tendo-se considerado a barragem com a forma mais simples possível. Os ensaios foram em número muito reduzido e realizados em condições precárias.

Quanto ao estudo dos diferentes métodos de descarga das cheias alguns aspectos não foram apontados por não existir bibliografia disponível, e outros não estão devidamente esclarecidos por deficiência inerente à própria bibliografia consultada.

Outra deficiência deste trabalho resulta dos problemas terem sido analisados só do ponto de vista hidráulico e ter sido apenas levemente aflorado o ponto de vista geotécnico; julga-se que deveria ter sido estudado simultaneamente sob os dois pontos de vista.

Pretende-se agradecer:

Aos elementos que participaram na Reunião de Divisão<sup>1</sup> de 22 de Fevereiro de 1972, destinada exclusivamente à apresentação e discussão do tema.

Aos engenheiros José Folque, chefe da Divisão de Fundações (D.F.) do Serviço de Geotecnia e Rafael Cuomo, professor da Escola Politécnica da Universidade de S. Paulo, pelas sessões de trabalho havidas para análise do tema.

Ao engenheiro Fernando Abecasis pelos comentários ao esquema geral do texto, ao engenheiro Oliveira Lemos por sugestões sobre aspectos particulares dos trabalhos e ao engenheiro agrónomo João Ramalho pela colaboração na elaboração dos programas de cálculo automático.

Aos tirocinantes, alunos do IST Moyano Marques e Lobo Ferreira que co

---

1 - Reunião quinzenal do pessoal técnico superior da divisão com a participação do Chefe de Serviço e destinada a tratar dos assuntos da divisão.



laboraram, o primeiro, na pesquisa bibliográfica, análise da bibliografia existente e revisão do texto, e o segundo, no inquérito às barragens portuguesas de enrocamento ou de terra.

Aos estagiários para ajudante de experimentador Ilídio Grilo, Guilherme Lisboa, Carlos Vivaldo e ao ajudante de experimentador Alves Rosa, que foram os principais colaboradores.

Aos encarregado de modelos Manuel Mascarenhas, modelador Francisco Parrança e servente José Assunção que, com a orientação do Mestre Joaquim Cruz, colaboraram nos trabalhos experimentais.

As dactilógrafas D. Olívia Costa, D. Joaquina Robalo e D. Maria Helena que executaram, a primeira, a quase totalidade da dactilografia prévia e final, a segunda, parte da prévia e final e a terceira, parte da prévia.

Aos desenhadores João Nascimento e Vasco Tapada que, com a orientação do chefe da Sala de Desenho Rafael Carróggio, executaram os desenhos; e ao desenhador António Cruz que preparou para redução o desenho de implantação da barragem de Umbeluzi.

Aos fotógrafos Júlio Marques e Sebastião Castro que prepararam os elementos base para os desenhos e ao pessoal das Oficinas Gráficas que, com a orientação do encarregado Melo Banha, imprimiu o texto.

Ao engenheiro Pinto de Campos que traduziu o sumário, colaborou na interpretação dum texto inglês de origem russa e traduziu outro da mesma origem.

A 2ª. oficial D. Zita Figueiredo e ao documentalista auxiliar Cruz Nunes da Divisão de Documentação e Informação que se esforçaram por adquirir, em tempo útil, as publicações requisitadas.

Ao pessoal da Secretaria do SH que aliviou o candidato de trabalhos de índole burocrática; ao pessoal da Biblioteca que amavelmente auxiliou os colaboradores do candidato na procura de publicações e ao pessoal do Centro de Cálculo que, apesar das interrupções forçadas, conseguiu obter resultados em tempo útil.

Pretende-se fazer um agradecimento especial:

Aos engenheiros Rui Martins, da DHE, e Maranha das Neves da D.F. pela colaboração na definição dos estudos experimentais, por sugestões de ordem geral e pela revisão crítica do texto.

Finalmente pretende-se agradecer muito reconhecidamente ao engenheiro Armando Lencastre pela supervisão do trabalho, pelo estímulo constante e pela prontidão com que, desinteressadamente, se deslocava semanalmente ao LNEC para ter reuniões de trabalho com o candidato.

## BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

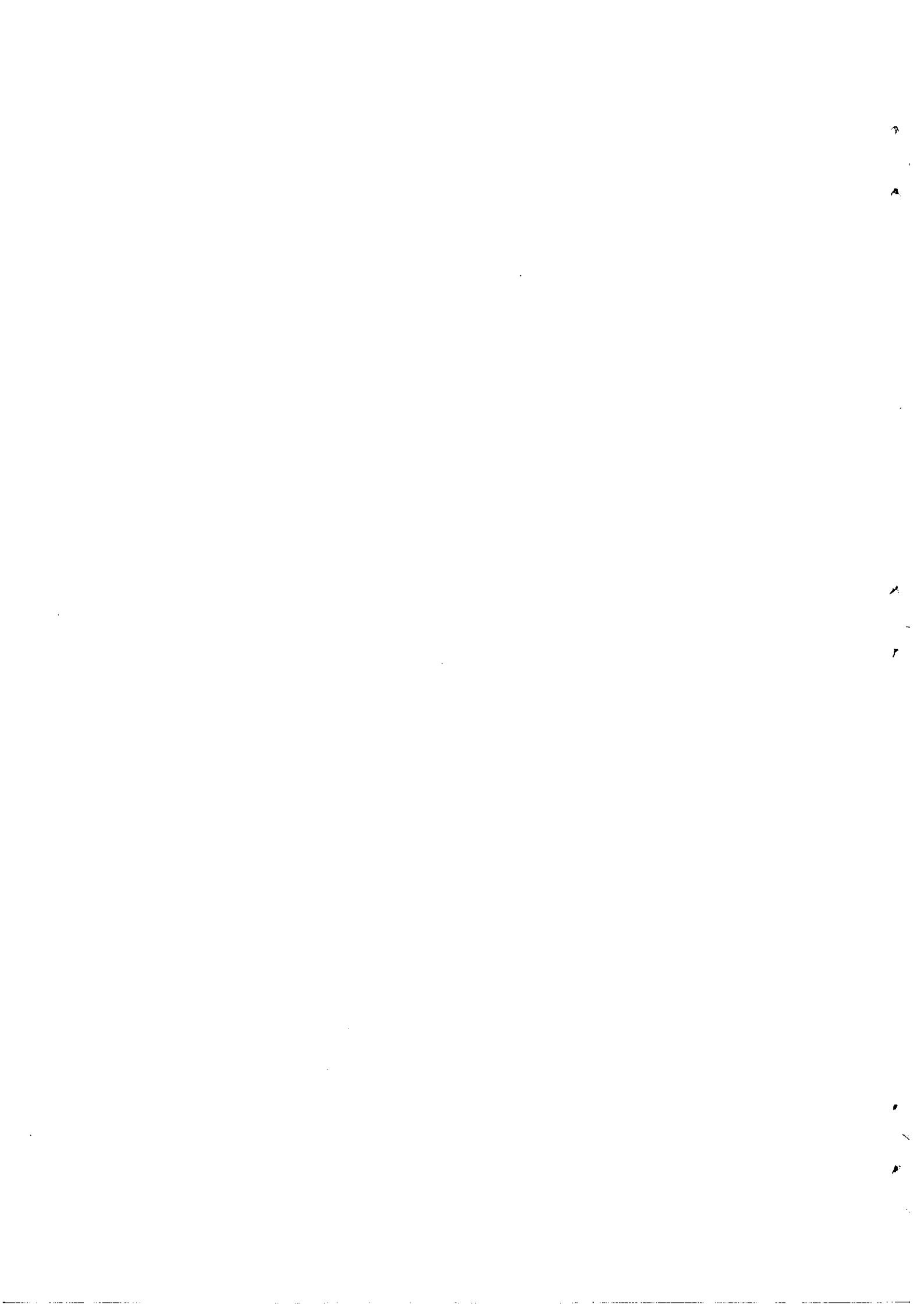
### SUMÁRIO

Para descarga das cheias em barragens de enrocamento (ou de terra) é usual construir um descarregador de betão separado do corpo da barragem. Este descarregador funciona, em geral, com caudais muito inferiores ao de dimensionamento, ou com caudais próximos do de dimensionamento mas por períodos muito curtos, tendo portanto, em ambos os casos, uma utilização baixa relativamente à vida da obra. É, além disso, uma obra cara, que pode, em certos casos, ultrapassar o custo da própria barragem.

Houve nos últimos anos numerosas tentativas para reduzir o custo dos aproveitamentos com barragens deste tipo permitindo o seu galgamento: por um lado admitiu-se o galgamento durante a construção, mediante a protecção da barragem parcialmente construída, reduzindo assim o custo das obras de desvio; por outro lado procuraram-se novas soluções para o descarregador de cheias, quer em localização quer em concepção.

No presente trabalho descrevem-se numa primeira parte os diferentes métodos não tradicionais encarados para escoar as cheias em barragens de enrocamento ou de terra. A segunda parte refere-se às barragens de enrocamento galgáveis e inclui um estudo experimental, no qual se analisam as condições de estabilidade ao galgamento de barragens impermeáveis de perfil trapezoidal constituídas por enrocamento homogéneo.





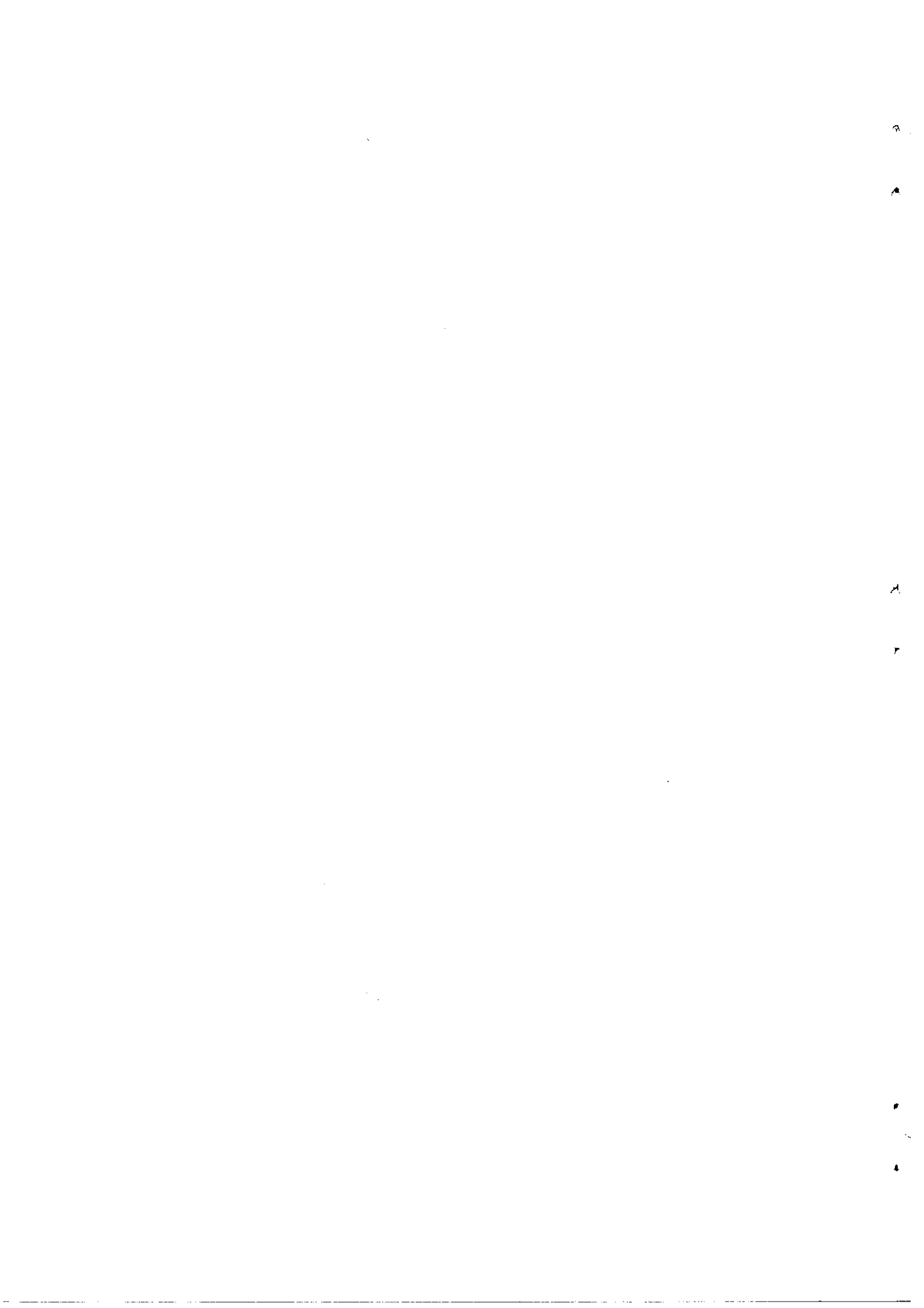
## OVERFLOW ROCKFILL DAMS

### SYNOPSIS

The problem of flood discharges in rockfill (or earth) dams is usually solved by means of a concrete spillway separated from the dam. This spillway operates in general with rates of flow much lower than the value for which they are designed, or when this value is approached it is only for very short periods of time, so that in either case the spillway has a low utilization with respect to the life of the scheme. Additionally the spillway is an expensive structure, the cost of which in some cases exceeds the cost of the dam itself.

Of late, it has repeatedly been attempted to reduce the cost of schemes with dams of this type by admitting their overtopping: on one hand, the overtopping during the construction is allowed, by protecting the partly built dam, thus reducing the cost of the diversion structures; on the other hand, new solutions have been investigated as regards both the location and the conception of the spillway.

This paper presents in Part First the different non-traditional methods envisaged for discharge of floods in rockfill or earth dams. Part Second concerns overflow rockfill dams and includes an experimental study on the stability to overtopping of trapezoidal cross-section impermeable dams made up of uniform-sized rockfill.



## SIMBOLOGIA

- A - amplitude da flutuação das pressões hidrodinâmicas
- a - constante
- a - dimensão linear
- a' - altura do ressalto
- b - largura das lages
- C - comprimento do ressalto
- C - coeficiente de Chezy no regime de escoamento do tipo IV (Gordienko)  
IV
- $C'_o, C'_a, C'_e, C'_r$  - coeficientes experimentais
- c - dimensão linear
- d - dimensão dos blocos
- $d_s$  - diâmetro equivalente
- $d_{50}$  - dimensão da malha do peneiro pelo qual passam 50 % dos blocos de enrocamento
- $E_o$  - altura da linha de energia a montante do maciço
- e - índice de vazios
- F - impulso hidrodinâmico
- $F_a$  - força de arrastamento
- $F_r$  - n.º. de Froude
- f - coeficiente de atrito
- $f_f$  - coeficiente de forma
- G - aceleração sísmica horizontal
- g - aceleração da gravidade
- H - altura da onda sísmica
- $H_1$  - altura do maciço no coroamento
- $H_2, H_3$  - outras alturas do maciço

$h$  - altura de água sobre a crista  
 $h$  - profundidade máxima da albufeira  
 $h_0$  - altura de água a montante  
 $h'$  - altura de água na extremidade superior do maciço de sustentação de jusante  
 $h_2$  - altura de água a jusante do maciço  
 $h_m$  - altura média do escoamento  
 $h_c$  - altura crítica  
 $h_e$  - altura do escoamento na extremidade de jusante do canal descarregador  
 $h_{1_1}, h_{1_2}$  - alturas do escoamento (normalmente ao talude)  
 $h$  - altura de água sobre o bordo de jusante das lages no início do res-salto  
 $h_1, h_2$  - alturas  
 $i$  - gradiente hidráulico  
 $i$  - inclinação do maciço no troço em regime uniforme  
 $i_0$  - inclinação do leito do rio  
 $i_1, i_2$  - inclinações dos taludes de sustentação de montante e jusante  
 $K$  - constante  
 $K_a$  - coeficiente de arrastamento  
 $L$  - comprimento total do maciço  
 $l$  - comprimento útil das lages  
 $l$  - dimensão linear  
 $l, l_1$  - comprimentos parciais do maciço  
 $l'$  - comprimento de infiltração  
 $l'_1$  - comprimento da zona de entrada em velocidade  
 $l_1$  - comprimento total das lages  
 $l_1, l_2$  - comprimentos  
 $M$  - coeficiente

$m$  - constante  
 $n$  - porosidade  
 $n$  - inverso do coeficiente de Strickler  
 $P$  - peso  
 $P_T$  - componente tangencial do peso  
 $P_N$  - componente normal do peso  
 $p_a, p_c, p'_c$  - coeficientes de arrumação superficial  
 $p_{cv}$  - coeficiente de arrumação volumétrica  
 $p_{cn}$  - coeficiente de arrumação natural  
 $Q$  - caudal total  
 $q$  - caudal específico  
 $q_{cr}$  - caudal específico crítico  
 $q'$  - caudal específico de percolação  
 $R$  - raio hidráulico  
 $R'$  - raio hidráulico segundo Taylor  
 $R_e$  - n.º. de Reynolds  
 $r_m$  - altura média das rugosidades  
 $R$  - força de reacção do fundo  
 $S$  - área da secção transversal  
 $T$  - período natural do abalo sísmico  
 $V$  - velocidade do fluido  
 $V_{cr1}$  - velocidade crítica de arrastamento (fundo plano)  
 $V_{cr1}^*$  - velocidade crítica de rolamento (fundo plano)  
 $V_{cr2}$  - velocidade crítica de arrastamento (fundo inclinado)  
 $v$  - velocidade média do escoamento no início do ressalto  
 $V_e$  - velocidade de percolação efectiva  
 $V_a$  - velocidade de percolação aparente  
 $x$  - distância na horizontal relativamente a uma origem

- $y$  - cotas da linha de água  
 $Z$  - perda de carga por percolação  
 $\alpha$  - coeficiente de Coriolis  
 $\beta$  - coeficiente de Boussinesq  
 $\gamma$  - peso específico do fluido  
 $\gamma_s$  - peso específico do material sólido  
 $\Delta$  - espessura das lages no topo de jusante  
 $\delta_f$  - espessura do filtro  
 $\eta$  - coeficiente  
 $\eta'$  - coeficiente dado por  $\cos\theta (\operatorname{tg}\phi - \operatorname{tg}\theta)$   
 $\theta$  - ângulo do talude com a horizontal  
 $\lambda$  - coeficiente de resistência  
 $\nu$  - viscosidade cinemática da água  
 $\xi$  - coeficiente de flutuação da pressão  
 $\rho$  - massa específica do fluido  
 $\sigma_l$  - componente normal das pressões hidrodinâmicas médias  
 $\sigma_b$  - componente normal total das pressões médias  
 $\tau_b$  - componente tangencial total das pressões médias  
 $\tau_f$  - componente tangencial das pressões médias no filtro, devidas ao caudal de percolação  
 $\tau_i$  - componente tangencial das pressões médias nas lages devidas ao caudal de percolação  
 $\tau_s$  - componente tangencial das pressões médias devidas ao caudal de galgamento  
 $\tau_{cr}$  - tensão tangencial crítica  
 $\phi$  - ângulo de atrito interno  
 $\psi$  - coeficiente de arejamento  
 $\Omega_l$  - área da secção longitudinal da lage  
 $\Omega_f$  - área da secção longitudinal do filtro



## ÍNDICE

### INTRODUÇÃO

1 - POSIÇÃO DO PROBLEMA .....	1
2 - OBJECTIVOS DO TRABALHO E MÉTODOS DE ESTUDO .....	3

### PARTE I

#### A DESCARGA DAS CHEIAS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA

### CAPÍTULO 1

#### DESCARREGADORES CONVENCIONAIS DE BETÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	5
1.2 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	7
1.3 - TIPOS DE DESCARREGADORES DE CHEIAS .....	9
1.3.1 - Descarregadores localizados numa secção do corpo da barragem .....	10
1.3.2 - Descarregadores localizados nas margens junto aos encontros .....	10
1.3.3 - Descarregadores localizados em portelas .....	11
1.3.4 - Descarregadores localizados na albufeira .....	12
1.4 - CUSTO PERCENTUAL DOS ÓRGÃOS DE DESCARGA EM ALGUMAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA PORTUGUESAS .....	13

1.5 - DESCARREGADORES LOCALIZADOS SOBRE A BARRAGEM .....	15
1.5.1 - Barragem de Llodio (Alava), Espanha .....	15
1.5.2 - Barragem de Guaremal, Venezuela .....	16

## CAPÍTULO 2

### DESCARREGADORES NÃO CONVENCIONAIS DE BETÃO LOCALIZADOS SOBRE A BARRAGEM

2.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	19
2.2 - EXEMPLOS .....	20
2.2.1 - Ensecadeira de jusante da barragem de Cabora-Bassa (Proteção com blocos de betão) .....	20
2.2.2 - A barragem experimental de Kessenhammer .....	21
2.3 - ALGUMAS NOTAS SOBRE A EXPERIÊNCIA SOVIÉTICA EM BARRAGENS DESCARREGADORAS COM MACIÇO RESISTENTE EM MATERIAL INCOERENTE.....	22
2.3.1 - Definição e características gerais .....	22
2.3.2 - Normas de dimensionamento .....	25
2.3.2.1 - Características do escoamento no canal descarregador .....	25
2.3.2.2 - Lajes de protecção .....	27
2.3.2.3 - Pressões hidrodinâmicas na protecção .....	28

## CAPÍTULO 3

### BARRAGENS DESCARREGADORAS COM ESTRUTURAS METÁLICAS DE PROTECÇÃO

3.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	31
3.2 - EXEMPLOS .....	34

3.2.1 - Ensecadeira de montante da barragem de Roseires .....	34
3.2.2 - Ensecadeiras da barragem de Cobra-Bassa (protecção com gabiões) .....	36
3.2.3 - A barragem armada de Xonxa .....	37
3.2.4 - A contra-barragem armada de Pit 7 .....	39
3.3 - ALGUMAS NOTAS SOBRE A TÉCNICA DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO ARMA DAS .....	42
3.3.1 - Generalidades e nota prévia .....	42
3.3.2 - Erosão superficial .....	43
3.3.3 - Escorregamento .....	44
3.3.3.1 - Rede de escoamento .....	44
3.3.3.2 - Comportamento mecânico do enrocamento .....	46
3.3.4 - Normas gerais de dimensionamento do reforço .....	46
3.3.4.1 - Caudal de dimensionamento e extensão do refor ço .....	46
3.3.4.2 - Condições críticas, coeficiente de segurança e métodos de cálculo .....	47
3.3.4.3 - Disposições construtivas .....	48

## CAPÍTULO 4

### DESCARREGADORES DE PERCOLAÇÃO

4.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	53
4.2 - EXEMPLOS: A BARRAGEM DE LAUGHING JACK MARSH .....	55
4.3 - CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS E NORMAS DE DIMENSIONAMENTO DOS DESCARRE GADORES DE PERCOLAÇÃO .....	56
4.3.1 - Escoamento de percolação em barragens de enrocamento ..	56
4.3.2 - Zonas típicas de escoamento numa barragem com descarre- gador de percolação. Características hidráulicas destas zonas .....	57

4.3.2.1 - Zona de montante .....	58
4.3.2.2 - Zona da crista .....	59
4.3.2.3 - Zona em queda livre .....	61
4.3.2.4 - Zona de jusante .....	62

## CAPÍTULO 5

### BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

5.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	65
5.2 - EXEMPLOS .....	67
5.2.1 - Ensecadeiras de Cabora-Bassa. Solução primitiva, estuda da em modelo reduzido no LNEC .....	67
5.2.2 - A barragem submersa do lago Kemi .....	69

## PARTE II

### INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

#### II.1 - REVISTA BIBLIOGRÁFICA

## CAPÍTULO 6

### ESTABILIDADE HIDRÁULICA DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

6.1 - MECANISMO FÍSICO DA ROTURA .....	73
6.2 - ESTABILIDADE LOCAL .....	75
6.2.1 - Generalidades .....	76
6.2.2 - Forças actuantes num bloco de enrocamento e movimentos que este pode sofrer sob a acção daquelas forças .....	76
6.2.3 - Dedução das equações gerais de equilíbrio para um bloco isolado assente em fundo de blocos idênticos .....	76

6.2.3.1 - Equilíbrio em fundo horizontal .....	79
6.2.3.2 - Equilíbrio em fundo inclinado .....	81
6.2.6 - Acção do enrocamento no escoamento .....	82
6.2.4.1 - Acção controladora da velocidade .....	82
6.2.4.2 - Perdas de carga devidas ao enrocamento .....	83
6.2.5 - Arrumação dos blocos de enrocamento .....	83
6.2.5.1 - Generalidades .....	84
6.2.5.2 - Blocos homogéneos .....	84
6.2.5.3 - Blocos não homogéneos .....	86
6.2.6 - Dimensão característica do enrocamento .....	88
6.2.7 - Equação de equilíbrio crítico segundo Isbash .....	88
6.2.8 - Equação de equilíbrio crítico segundo Olivier .....	89
6.2.9 - Equação de equilíbrio crítico segundo Hartung e Scheuerlein .....	91
6.3 - ESTABILIDADE GLOBAL .....	94
6.3.1 - Generalidades .....	94
6.3.2 - Técnica da formação de barragens pelo lançamento de en- rocamento em água corrente .....	97
6.3.2.1 - Generalidades .....	97
6.3.2.2 - Descrição da formação do maciço .....	98
6.3.2.3 - Cálculo das configurações .....	102
6.3.2.4 - Evolução da terceira configuração quando su- jeita à acção de caudais variáveis, ou a varia- ções do nível de jusante .....	107
6.3.3 - Influência da localização do elemento impermeável .....	109

## II.2 - ESTUDO EXPERIMENTAL

### CAPÍTULO 7

#### INTRODUÇÃO AO ESTUDO EXPERIMENTAL

7.1 - PARTICULARIZAÇÃO DE OBJECTIVOS E CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	111
7.2 - SELECÇÃO DE VARIÁVEIS, ORGANIZAÇÃO DE PARÂMETROS ADIMENSIONAIS E ESQUEMA GERAL DE ENSAIOS .....	113
7.3 - INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS E APERELHAGEM DE MEDIDA .....	117

### CAPÍTULO 8

#### PLANEAMENTO E CONDUÇÃO DOS ENSAIOS

8.1 - PROGRAMAÇÃO DE ENSAIOS .....	121
8.2 - VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS .....	121
8.2.1 - Parâmetro dependente dos pesos específicos, $s_e$ .....	121
8.2.2 - Inclinação do talude de jusante, $\theta$ .....	122
8.2.3 - Capacidade erosiva, $h/d_s$ .....	123
8.2.4 - Altura relativa a jusante, $h_2/H_1$ .....	124
8.3 - BARRAGEM .....	124
8.3.1 - Largura do coroamento .....	124
8.3.2 - Perfil .....	125
8.3.3 - Barragens ensaiadas .....	125
8.4 - ENROCAMENTO .....	125
8.4.1 - Condições de semelhança .....	125
8.4.2 - Características dos materiais utilizados .....	127
8.5 - TÉCNICA DE EXECUÇÃO DOS ENSAIOS .....	128
8.5.1 - Ordenamento das operações .....	128

8.5.2 - Apresentação dos resultados .....	129
---	-----

## CAPÍTULO 9

### RESULTADOS DOS ENSAIOS E SUA ANÁLISE

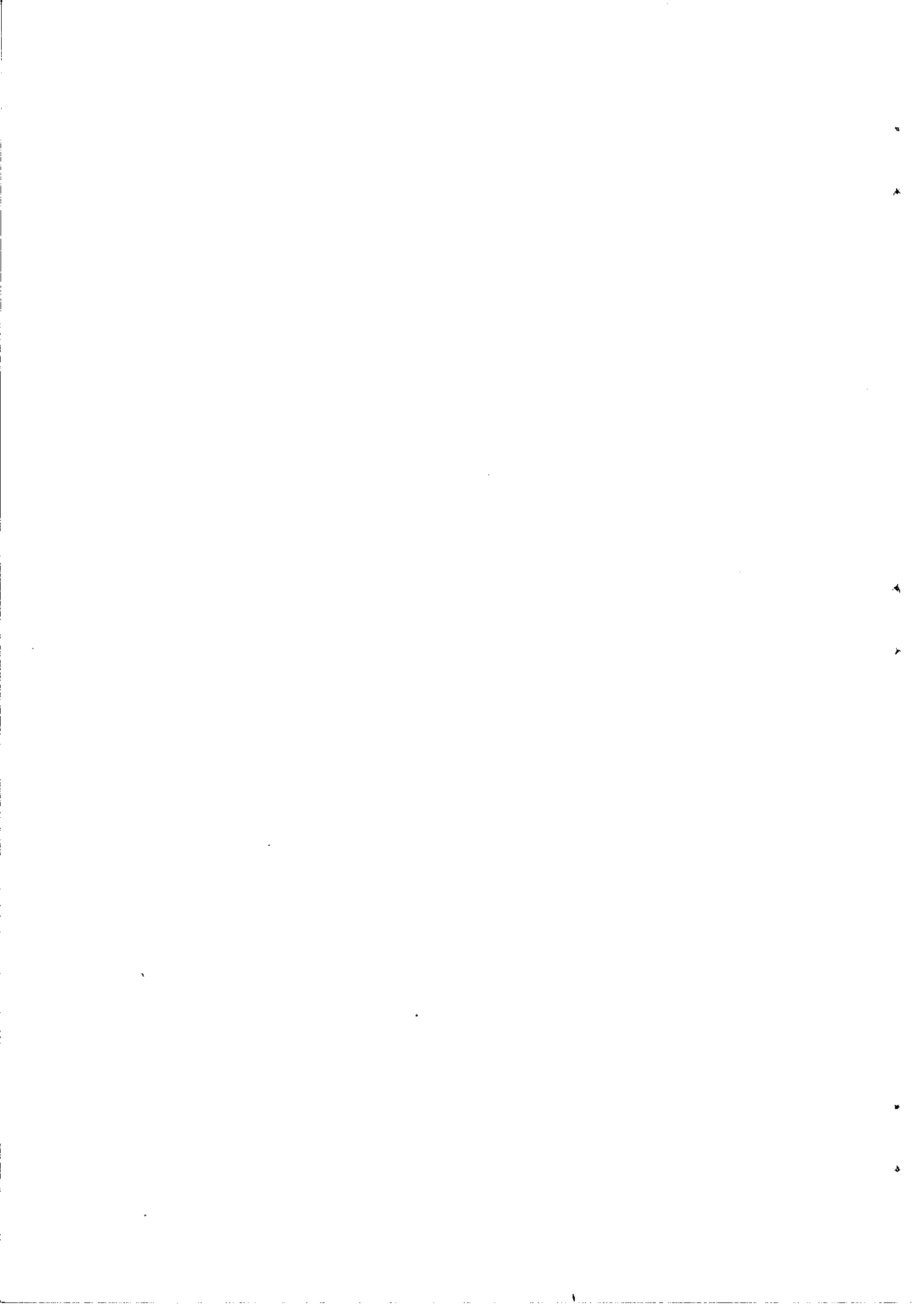
9.1 - CRITÉRIO DE ROTURA .....	131
9.2 - PRIMEIRA SÉRIE DE ENSAIOS .....	132
9.2.1 - Ensaio de barragem permeável .....	132
9.2.2 - Ensaio de barragem impermeável .....	134
9.2.2.1 - Ensaio com material do tipo C .....	134
9.2.2.2 - Ensaio com material do tipo A .....	135
9.2.3 - Influência do tempo de duração dos ensaios .....	138
9.3 - SEGUNDA SÉRIE DE ENSAIOS (ENSAIOS PRINCIPAIS) .....	138

## CAPÍTULO 10

### CONCLUSÕES E PROGRAMAÇÃO DOS ESTUDOS FUTUROS

10.1 - OBSERVAÇÕES RELATIVAS AOS DIFERENTES MÉTODOS NÃO CONVENCIONAIS DE DESCARGA DE CHEIAS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA...	141
10.2 - CONCLUSÕES RELATIVAS AO ESTUDO EXPERIMENTAL .....	143
10.3 - PROGRAMA DE ESTUDOS FUTUROS RELATIVOS AOS DIFERENTES MÉTODOS NÃO CONVENCIONAIS DE DESCARGA DAS CHEIAS EM BARRAGENS DE ENRO CAMENTO OU TERRA, NÃO INCLUINDO ESTUDOS EXPERIMENTAIS .....	144
10.4 - PROGRAMAÇÃO DOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS FUTUROS .....	145





## INTRODUÇÃO

### 1 - POSIÇÃO DO PROBLEMA

As barragens de enrocamento, de terra e de terra-enrocamento apresentam significativas vantagens relativamente aos outros tipos, no respeitante à adaptação à topografia do terreno, às condições geotécnicas das fundações e à utilização de materiais e outros recursos disponíveis no local.

Quanto ao custo e tempo de construção, muito embora os melhoramentos introduzidos na concepção das máquinas movimentadoras de terra permitam escavar, depositar ou compactar quantidades cada vez maiores de material por unidade de tempo, são superadas pelas barragens arco.

Porém, em países desenvolvidos, o número de locais adequados à construção de barragens arco é limitado, por terem já sido ocupados os locais mais adequados a este tipo de barragens. Nos países em desenvolvimento, a falta de infraestruturas (vias de comunicação, fábricas de cimento, etc.) aumenta consideravelmente o custo da utilização de materiais que não estejam disponíveis nos locais de construção.

As barragens de enrocamento (ou de terra) apresentam contudo franca desvantagem quanto ao problema da descarga das cheias. Esta desvantagem é consequência da vulnerabilidade dos enrocamentos (e aterros) ao galgamento, o que implica quase sempre a destruição parcial ou total da barragem.

mento.

Para atingir este objectivo recorrer-se-á à análise da bibliografia existente e a um estudo experimental, efectuado este segundo o método clássico dos estudos experimentais em hidráulica, que compreende as operações seguintes: equacionamento do problema, selecção de variáveis, organização de parâmetros adimensionais, realização de experiências e análise de resultados.

Outro objectivo importante deste trabalho é a apresentação sistematizada das restantes técnicas de descarga dos caudais de cheia em barragens de materiais incoerentes e dos problemas práticos da sua aplicação.

Para atingir este objectivo recorrer-se-á, fundamentalmente, ao estudo e análise da bibliografia existente.

### 3 - ORDENAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho consta assim de duas partes: na primeira apresentam-se os diferentes métodos de descarga das cheias, características de alguns protótipos onde foram utilizados esses métodos e normas de dimensionamento, quando existam.

Na segunda parte descrevem-se os estudos realizados com vista a atingir o objectivo fundamental apresentando-se ainda nas conclusões, algumas observações relativas à primeira parte e a programação dos estudos previstos para o futuro.

## PARTE I

### A DESCARGA DAS CHEIAS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA

#### CAPÍTULO 1

##### DESCARREGADORES CONVENCIONAIS DE BETÃO

###### 1.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A descarga das cheias constitui um dos principais condicionamentos a ter em conta quando se projecta uma barragem de enrocamento ou terra. A sua importância reside principalmente em não se admitir que a barragem possa ser galgada, nem que o evacuador fique integrado no corpo da barragem [1].

De facto, o galgamento implica, dada a vulnerabilidade dos enrocamentos ou aterros quando sujeitos à acção dum escoamento, a eventual destruição, parcial ou total, da barragem. Quando o evacuador está assente sobre a barragem, ou ainda quando existem condutas, por exemplo de descargas de fundo, que atravessem o corpo da barragem<sup>1</sup> pode haver rotura destas estru-

---

1 - Se as condutas das descargas de fundo e tomadas de água atravessarem a barragem, e se não repousarem sobre formações rochosas, diz o Regulamento das Pequenas Barragens de Terra (R.P.B.T.) no artigo 17º: "o projecto deverá prever disposições adequadas para prevenir os efeitos de assentamentos desiguais. O projecto indicará ainda os meios a adoptar para aumentar o desenvolvimento dos caminhos de infiltração e para intersector as eventuais fugas ao longo das condutas".

turas em virtude dos assentamentos diferenciais que se poderão verificar nos aterros dos materiais constituintes da barragem; Além disso poderão verificar-se infiltrações através das superfícies de contacto entre os maciços e o betão as quais são difíceis de controlar e podem por em perigo a estabilidade da obra.

Afastado o descarregador do corpo da barragem ficam resolvidos estes problemas, mantendo-se, porém, o risco de galgamento. Este risco pode ser eliminado aumentando a altura da barragem, ou sobredimensionando o descarregador. O sobredimensionamento do descarregador, efectuado com vista a compensar a deficiência de dados hidrológicos ou por razões de segurança, pode aumentar de tal modo o preço do aproveitamento que torne este inviável. Identicamente o aumento da altura da barragem aumenta o custo do aproveitamento. Por outro lado a insuficiência de capacidade do descarregador pode provocar o galgamento da barragem, com os riscos já apontados.

Verifica-se assim que o problema reside em procurar uma situação de compromisso entre os custos da barragem e do evacuador. A complicar ainda mais esta questão, surgem as imprevisões inerentes aos critérios de dimensionamento do descarregador e da altura da barragem. Apontar-se-ão as linhas gerais destes critérios, apesar de bastante conhecidos, para permitir uma melhor apreciação dos métodos não convencionais de descarga das cheias. Indicam-se também os diferentes tipos de descarregadores que é possível considerar, e procura-se averiguar a respectiva incidência no custo da barragem e do aproveitamento.

É portanto norma corrente não localizar os descarregadores de cheias sobre as barragens. No entanto, dada a evolução dos conhecimentos no campo do comportamento dos solos e das rochas e nos processos de construção de

## PARTE I

barragens com aqueles materiais, tem-se tentado ultimamente e em certas condições, localizar aí os descarregadores.

Apresentam-se dois exemplos referindo-se os aspectos principais. O lugar evidenciado que se deu a este tipo de localização, provém da sua originalidade e importância.

### 1.2 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO [2]

Já foi utilizado o critério do risco calculado<sup>1</sup> no dimensionamento da barragem e dos órgãos de descarga. Admitia-se a possibilidade, embora com pequena frequência, de ocorrer uma cheia superior à capacidade de vazão dos descarregadores para a qual ficava mais económico permitir a destruição da barragem e interromper a exploração do que dimensionar o descarregador adequado. A experiência demonstrou a imperfeição deste critério; não se deve somente considerar aqueles factores mas também o valor das destruições provocadas a jusante, incluindo a perda de vidas. Na lista das principais barragens que sofreram desastres, 40% deles foram motivados por galgamento, e 17% por infiltrações ao longo das condutas que atravessam o maciço<sup>2</sup>. Hoje já não se admite, portanto, o galgamento.

O dimensionamento do descarregador de cheias faz-se com base nos métodos habituais. A questão mais importante é decidir quais os períodos de ~~fre~~<sup>recorrência</sup> ~~quência~~ a considerar na determinação do caudal de máxima cheia. Para as pequenas barragens, o R.P.B.T. indica que, salvo o caso de se prever que a rotura da barragem ponha em risco vidas humanas, adoptar-se-á no projecto o caudal máximo da cheia com probabilidade de ocorrência de 1 vez em 100 anos<sup>3</sup>. Para as grandes barragens os períodos de ~~freqüência~~<sup>recorrência</sup> mais usualmen-

1 - [2] pág. 29 e seguintes. A cheia para a qual se dimensionava o descarregador denominava-se "cheia mais económica".

2 - [2] , pág. 16.

3 - Artigo 15º.

## PARTE I

te considerados são de 500, 1000 e 10 000 anos. Segundos<sup>1</sup> Gonçalves dada a duração deste tipo de obras, o período mínimo a considerar deve ser o de 1000 anos.

Quanto à altura da barragem, esta é fixada em função da capacidade pretendida para a albufeira, das possibilidades de fecho do vale e das garantias contra qualquer perigo de galgamento. A garantia contra o galgamento traduz-se, no dimensionamento da barragem, pela fixação de uma altura acima do nível de retenção normal (NRN) da albufeira. Acima deste nível de terminam-se, em geral, três alturas que, adicionadas, permitem definir a cota do coroamento da barragem:

- a máxima sobrelevação do NRN prevista na descarga do caudal de máxima cheia; define-se assim, o nível de máxima cheia (N.M.C.)
- a altura máxima que a vaga pode atingir junto do paramento da barragem quando a cota do nível da água da albufeira é igual ao N.M.C.
- a folga propriamente dita, ou margem de segurança.

Como estas alturas podem atingir valores de alguns metros, e não é permitido fixá-las por defeito o custo da barragem vem sensivelmente agravado.

A sobrelevação que é necessário prever para a descarga do caudal de máxima de cheia depende em primeiro lugar do valor deste caudal, e em segundo lugar do desenvolvimento<sup>que</sup> é possível dar ao descarregador, ou seja, e em ambos os casos, das condições locais.

A altura existente acima do nível de máxima cheia destina-se a servir de resguardo contra qualquer dos possíveis movimentos de sobrelevação da água na albufeira, tais como vagas, marés de vento e outros.

---

1 - [2], pág. 29.



## PARTE I

O R.P.B.T.<sup>1</sup> define como folga a distância vertical entre o nível de máxima cheia e a crista da barragem. Indica que esta folga nunca deverá ser inferior a um metro, e que será fixada tendo em conta a altura máxima e <sup>a</sup> velocidade das vagas que o vento possa formar na albufeira.

O Regulamento Espanhol para Projecto Construção e Manutenção de Grandes Barragens [3] também define folga como sendo a altura vertical medida entre o nível de máxima cheia e a crista. Esta terá uma altura mínima de  $1,5 \times$  altura máxima da vaga formada pelo vento. Nas zonas de média e grandes sismicidades, esta folga não poderá ser inferior a 1 metro adicionado da altura da onda sísmica, definida por

$$H = \frac{G T \sqrt{gh}}{2} \quad (1)$$

sendo G a aceleração horizontal máxima prevista na zona multiplicada por um coeficiente de terreno, T o período natural do abalo sísmico, e h a profundidade máxima da albufeira<sup>2</sup>.

### 1.3 - TIPOS DE DESCARREGADORES DE CHEIAS

Os descarregadores de cheias em barragens de enrocamento ou terra não podem ser construídos sobre a barragem, contrariamente ao que sucede nas barragens de betão. São, em geral, afastados do corpo da barragem, e o tipo depende, além do valor dos caudais a escoar e da natureza das fundações, das características topográficas do vale, às quais ficam intimamente ligados.

Quanto à localização podem considerar-se descarregadores de quatro tipos:

---

1 - Artigo 16º.

2 - [3], Artigo 54, Nº 556.

- localizados numa secção do corpo da barragem
- localizados sobre as margens junto aos encontros
- localizados no meio da albufeira
- localizados em portelas.

Uma vez decidida a localização do descarregador este pode assumir as formas mais variadas, as quais são do conhecimento geral dos projectistas deste tipo de obras.

### 1.3.1 - Descarregadores localizados numa secção do corpo da barragem

Neste caso uma parte da barragem é substituída por um troço em betão. Resulta uma estrutura mista de betão e material incoerente, perdendo-se assim algumas das vantagens da continuidade do maciço e sendo necessários cuidados especiais contra infiltrações no contacto betão-aterro. O troço em betão localiza-se em geral no leito menor do rio ou junto a um dos encontros. É nele que se instala o descarregador de cheias podendo também localizar-se aí outros órgãos acessórios do aproveitamento (Fig. 1).

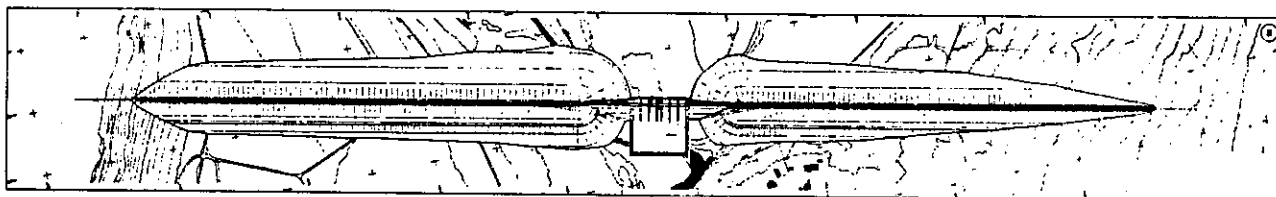


Fig. 1 - Descarregador localizado numa secção do corpo da barragem. Aproveitamento de Umbeluzi, (Moçambique).

### 1.3.2 - Descarregadores localizados nas margens junto aos encontros

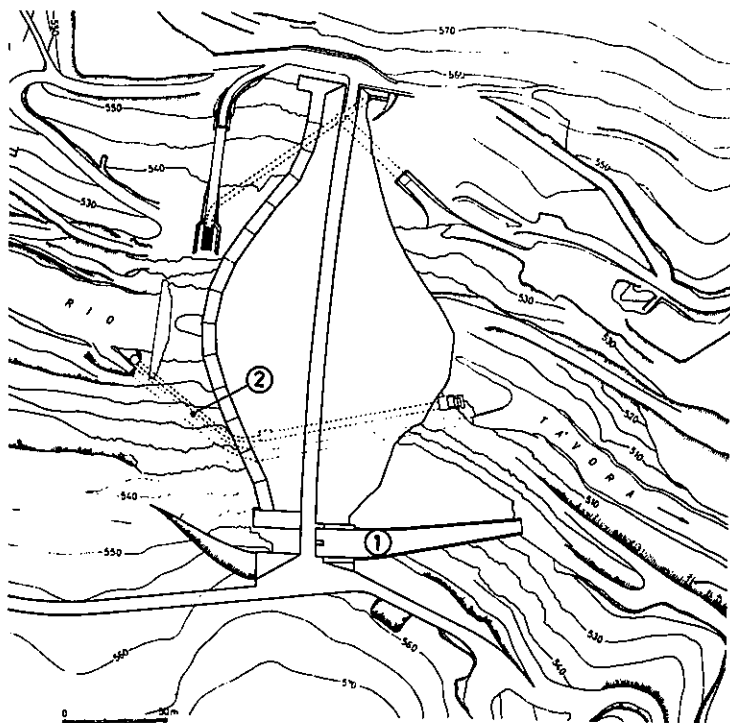
É talvez a situação mais corrente. Se pelo menos uma das margens não for muito inclinada pode instalar-se aí o descarregador, localizando-o com a crista paralela ao eixo da barragem. Se a cheia a descarregar for muito importante é necessário dar grande desenvolvimento ao descarregador, o que

## PARTE

exige uma encosta muito pouco inclinada. Caso contrário a lâmina líquida terá de ser alta o que, se o descarregador não tiver comportas, obriga a uma sobre-elevação da barragem sem a contrapartida da utilização de parte da capacidade da albufeira.

Se as encostas forem de pendente elevada o descarregador poderá ser ainda, se de pequeno desenvolvimento, com a crista paralela ao eixo da barragem. Não sendo possível poderá então ser feito um descarregador lateral ao longo duma linha de nível. Em ambos os casos são necessárias grandes escavações que encarecem a obra.

Fig. 2 - Descarregador localizado na margem, junto ao encontro. Barragem de Vilar



### 1.3.3 - Descarregadores localizados em portelas

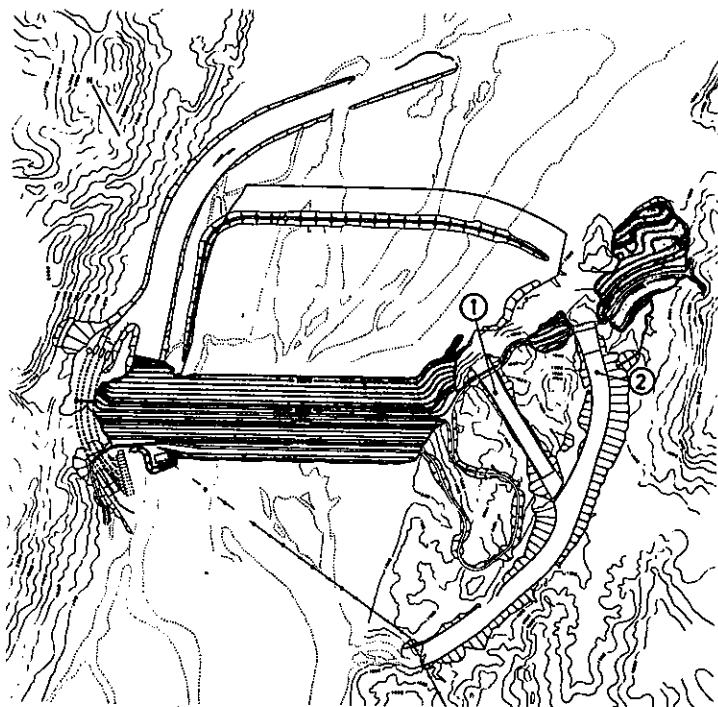
Quando existir um colo ou portela na zona da albufeira e cujo nível não seja muito diferente do nível de retenção normal, pode localizar-se aí o descarregador. Acontece até em certos casos, não ser necessário revestir o terreno natural.

Fig.2 - 1. descarregador de cheias; 2. descarga de fundo.

Se a cota do colo ou portela for ligeiramente inferior à do N.R.N., pode construir-se aí um pequeno dique fusível de segurança. Por vezes é até económico aumentar a altura da barragem para permitir que este dique seja utilizado. Por outro lado é frequente construir-se nestes locais diques não fusíveis para aumentar o volume da albufeira.

A restituição pode fazer-se no próprio leito do rio, aproveitando um meandro, ou numa linha de água secundária.

Fig. 3 - Descarregadores localizados em portelas. Aproveitamento de Tarbela, Paquistão Ocidental.



1.3.4 - Descarregadores localizados na albufeira

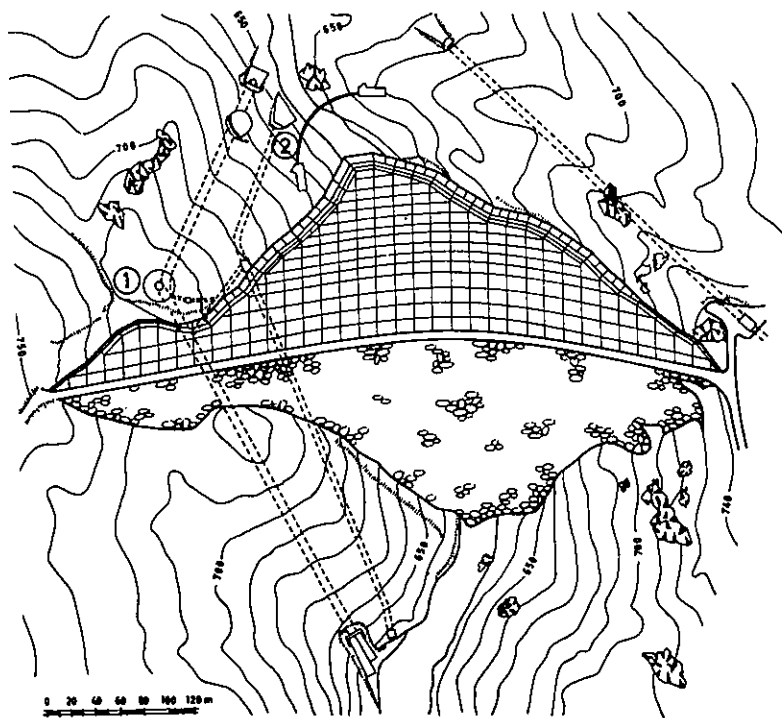
São os descarregadores em poço e são também utilizados com muita frequência. Usam-se não só quando as barragens são de enrocamento ou terra, mas também em barragens de betão.

Os caudais são restituídos por meio dum túnel que pode aproveitar um meandro do rio, contornar a barragem ou atravessar qualquer portela. Podem também ser lançados numa linha de água secundária.

Fig. 3 - 1. descarregador principal; 2. descarregador auxiliar.

## PARTE I

Fig. 4 - Descarregador localizado na albufeira. Barragem de Paradela.



### 1.4 - CUSTO PERCENTUAL DOS ORGÃOS DE DESCARGA EM ALGUMAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA PORTUGUESAS

No quadro I apresentam-se os custos dos órgãos de descarga (descarregador de cheias e descarga de fundo) de alguns aproveitamentos portugueses com barragens de enrocamento ou terra.

Verifica-se, no que diz respeito ao custo do descarregador de cheias relativamente ao custo da barragem, que há casos em que é muito baixo (da ordem de 2%) e casos em que é muito alto (bastante superior ao custo da barragem). A incidência do custo do descarregador de cheias no custo total do aproveitamento apresenta as mesmas características (2% a 55%, aproximadamente). Estas diferenças resultam de vários factores, nomeadamente da altura da barragem, da área da bacia hidrográfica e da capacidade de regularização da albufeira.

Em 5 dos 12 casos registados o custo do descarregador de cheias relativamente ao custo da barragem é superior a 40%, e em 2 casos superior a 100%.

Fig. 4 - 1. descarregador em poço; 2. descarga de fundo.

QUADRO I - CUSTO PERCENTUAL DOS ORGÃOS DE DESCARGA EM ALGUMAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA PORTUGUESAS

Designação do Aproveitamento	Ano de construção	Tipo da Barragem	Altura da barragem	Capacidade total da albufeira ( $10^6 \text{ m}^3$ )	Custo do descarregador de cheias		Custo dos órgãos de descarga	
					Relativamente ao custo da barragem %	Relativamente ao custo total do aproveitamento %	Relativamente ao custo da barragem %	Relativamente ao custo total do aproveitamento %
Arade	1955	T	50	28	41	28	43	30
Paradela	1956	E	110	164,5	6 <sup>a)</sup>	6 <sup>a)</sup>	8 <sup>a)</sup>	7 <sup>a)</sup>
Maranhão	1957	T	55	205,4			101	50
Montargil	1958	T	48	163,4			16	12
Dívor	1965	T	21	11,9	12	9	27	21
Vilar	1965	E	58	100	2	2	b)	b)
Mira	1972	T	87	485			4	3
Monte da Rocha	1972	T	47	104,5			10	9
Alvito	Proj.	T	48,5	132,5	2	2		
Vígia	Proj.	T	30	17	40	29 <sup>c)</sup>		
Santa Justa	Proj.	T	20	0,74	188	55		
Lodões	Proj.	T	31	5,07	138 <sup>d)</sup>	40 <sup>d)</sup>		

A não indicação de valores significa a não existência de dados disponíveis.

a) Está incluído o custo do descarregador auxiliar de segurança.

b) Não há garantia do rigor do custo da descarga de fundo. Ele é, contudo, muito pequeno.

c) O custo total inclui apenas o custo da barragem e o custo do descarregador de cheias.

d) Inclui-se o custo de um pontão localizado sobre descarregador de cheias.

## PARTE I

### 1.5 - DESCARREGADORES LOCALIZADOS SOBRE A BARRAGEM

Muitas vezes as condições geológicas ou topográficas do local onde se pretende construir a barragem não permitem a localização do descarregador nas margens, ou noutro local afastado da barragem. A solução corrente nestes casos tem sido não utilizar uma barragem de materiais incoerentes naquele local. Contudo em alguns casos, poucos, tem-se recorrido à solução de colocar o descarregador sobre a própria barragem.

A colocação de descarregadores de tipo convencional sobre o coroamento e talude de jusante da barragem, não põe problemas de ordem hidráulica. Os problemas, que estão fundamentalmente ligados com as deformações e assentamentos que se podem verificar na barragem, pertencem ao domínio da Geotecnica.

É evidente que tal localização obriga a ter cuidados especiais quer na concepção quer durante a construção. Os dois exemplos que se citam referem os cuidados havidos durante a concepção, e a figura 6 evidencia os cuidados extremos de execução.

Os descarregadores a que se referem os exemplos estavam em construção em 1971, desconhecendo-se o comportamento durante o funcionamento.

#### 1.5.1 - Barragem de Llodio (Alava), Espanha [4]

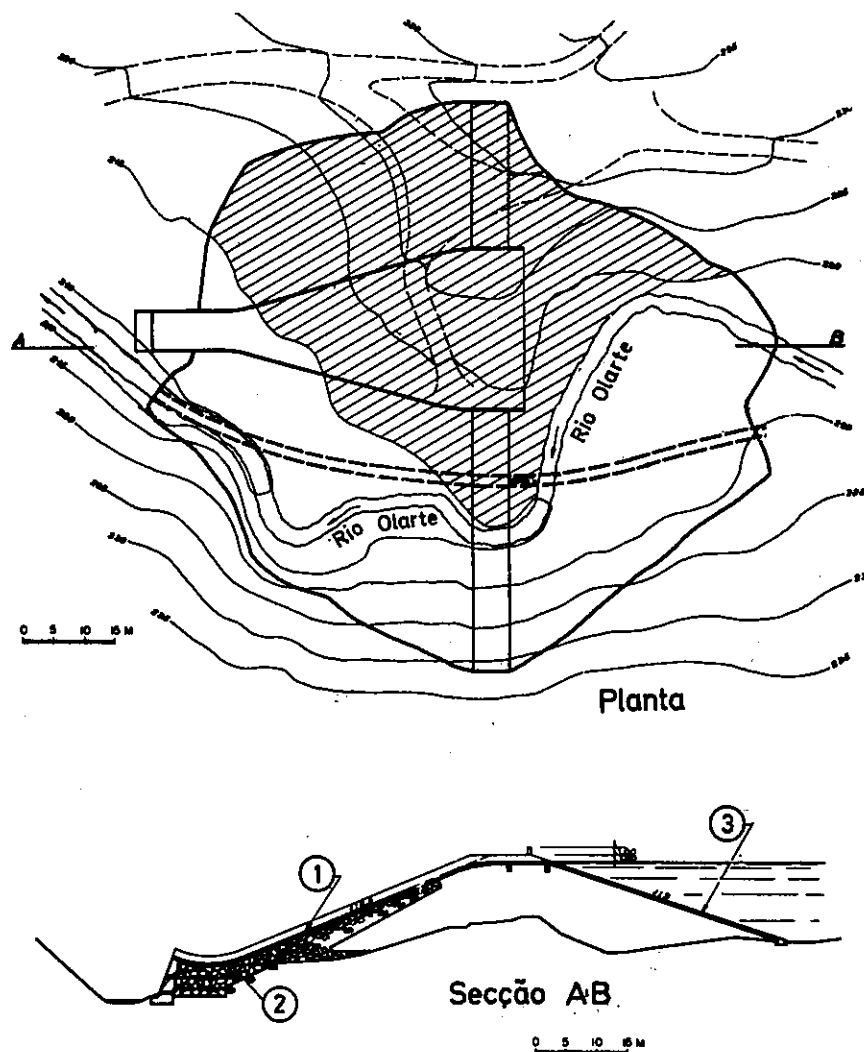
Trata-se de uma barragem de terra compactada, com 17 metros de altura sobre o leito. A albufeira é de 100 000 m<sup>3</sup> e destina-se a abastecer de água a cidade de Llodio.

O evacuador de cheias podia ser implantado na margem direita ou sobre a crista. Como havia problemas de estabilidade das margens e a escavação do canal poderia provocar deslizamentos, preferiu-se localizar o descarregador sobre a crista. Utilizou-se um descarregador em salto de ski que funciona sempre desafogado. Na zona do descarregador, colocou-se enrocamento com fil

PARTE I

tros estabelecendo a transição para a parte de terra. Destinava-se a escoar os eventuais caudais de percolação. Sobre o enrocamento construiu-se o descarregador. Para evitar erosões no pé de jusante o talude foi protegido com uma armadura metálica ancorada num enchimento de enrocamento (Fig. 5).

Fig. 5 - Descarregador localizado sobre a barragem. Barragem de Llodio, Espanha [4] .



1.5.2 - Barragem de Guaremal, Venezuela [5]

É também uma barragem de terra, com 28 metros de altura. A albufeira é

Fig. 5 - 1. protecção em gunite e betão armado; 2. enrocamento armado; 3. enrocamento de protecção.

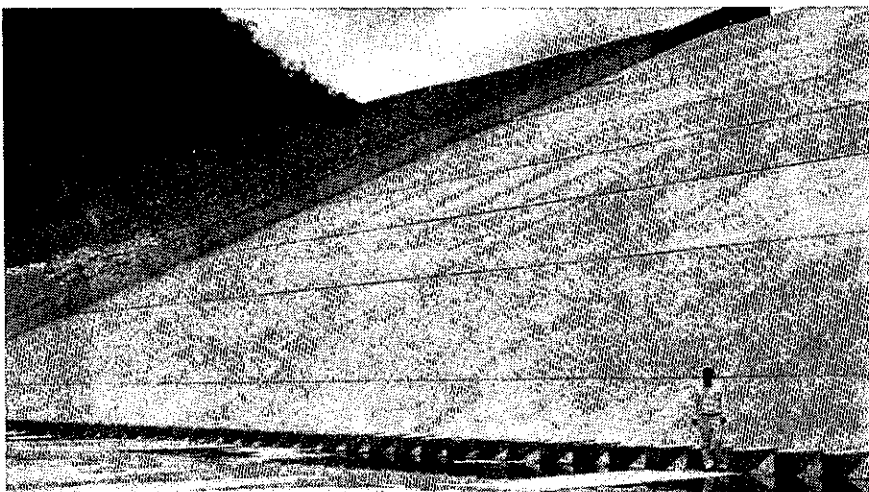


## PARTE I

de 4 000 000 m<sup>3</sup> e tem como finalidades controlar o caudal sólido transportado durante um período de 50 anos, e abastecer de água a povoação de Yari tagua com um caudal mínimo de 150 l/s durante 25 anos.

O descarregador de cheias (Fig. 6) foi localizado sobre a barragem por razões topográficas e geológicas. Seria possível localizá-lo na margem esquerda, mas a topografia do local limitava a largura das estruturas, obrigando ao aumento da altura da lâmina descarregada e, conseqüentemente, da barragem; além disso o material de fundação era constituído principalmente por siltes e areias em camadas de 7 m de espessura, o que obrigava a grandes escavações.

Fig. 6 - Descarregador localizado sobre a barragem. Barragem de Guaremal, Venezuela [5] .



O descarregador é de soleira espessa, com 90 metros de comprimento no coroamento e dimensionado para escoar o caudal máximo de 480 m<sup>3</sup>/s para uma carga de 2,15 metros. A dissipação de energia faz-se por ressalto.

## PARTE I

A lâmina líquida descarregada é baixa, permitindo deste modo reduzir a altura da barragem e dos muros laterais do descarregador. Foi assim possível implantar todo o descarregador sobre um aterro de altura constante, a fim de evitar assentamentos diferenciais no sentido transversal da estrutura.

## CAPÍTULO 2

### DESCARREGADORES NÃO CONVENCIONAIS DE BETÃO LOCALIZADOS SOBRE A BARRAGEM

#### 2.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS

Como descarregadores de betão de tipo não convencional entende-se os que são localizados sobre a barragem, e concebidos de modo a terem em atenção não só as deformações e assentamentos da barragem, como também os problemas de subpressões criadas pelo caudal infiltrado.

Em linhas gerais pode dizer-se que consistem em elementos de revestimento (da totalidade ou parte) do coroamento e talude de jusante da barragem, que podem ser simples paralelepípedos ou então tomar certos aspectos construtivos que permitam encadeá-los entre si, evitar infiltrações dos caudais escoados, ou eliminar subpressões. Estes elementos têm sido utilizados em obras temporárias e permanentes. Nas obras permanentes o revestimento ocupa, em geral, só parte do comprimento da barragem. Na U.R.S.S. desenvolveu-se uma técnica referente a descarregadores constituídos por estes

elementos.

Referem-se, a título de exemplo, a ensecadeira de jusante de Cabora-Bassa (obra provisória) e a barragem experimental de Kessenhammer (obra permanente); neste caso também houve a preocupação de utilizar a barragem como via de comunicação. Apresentam-se ainda, apesar de se reconhecer a escassez da bibliografia disponível, algumas notas sobre a experiência soviética em barragens descarregadoras com maciço resistente em material incoerente.

## 2.2 - EXEMPLOS

### 2.2.1 - Ensecadeira de jusante da barragem de Cabora-Bassa (Protecção com blocos de betão) [6],[7]

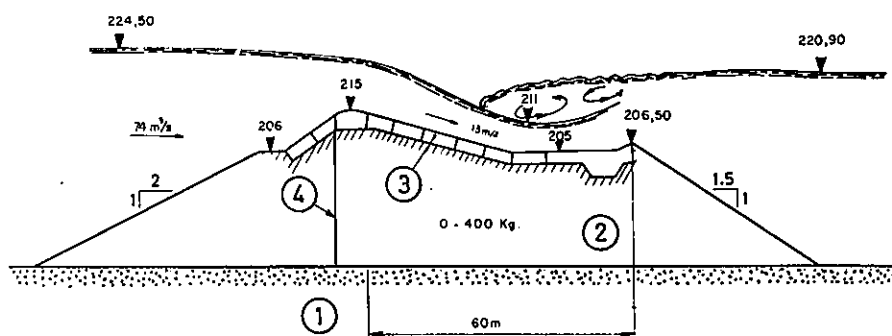
A barragem de Cabora-Bassa, no rio Zambeze, em Moçambique, encontra-se em fase de construção. É uma barragem do tipo abóbada, com uma altura máxima de 170 metros acima das fundações, e com 330 metros de desenvolvimento no coroamento. A finalidade principal é armazenar água para produção de energia eléctrica.

Para a construção da barragem foi necessário desviar o rio, para o que seriam necessárias duas ensecadeiras de enrocamento. As ensecadeiras alcançaram 54 e 42,5 metros de altura (respectivamente a de montante e a de jusante). O caudal de cheia previsto foi de 14 500 m<sup>3</sup>/s e o caudal desviado de 4500 m<sup>3</sup>/s, pelo que se admitiu o galgamento das ensecadeiras. Os problemas ligados ao galgamento foram estudados em modelo reduzido no LNEC.

Na solução que veio a ser adoptada, a ensecadeira de jusante tem 45 metros de altura. Para protecção durante o galgamento revestiu-se a ensecadeira com lajes de betão moldadas no local, com 7x7x2,5 metros e cerca de 300 toneladas de peso (Fig. 7).

## PARTE I

Fig. 7 - Descarregador de blocos de betão sobre todo o comprimento da barragem. Ensecadeira de jusante de Cabora-Bassa, secção transversal.



Aos blocos do coroamento foi dada forma hidráulica de modo a melhorar as condições de vazão, e as duas filas de lajes da extremidade de jusante foram substituídas por uma única laje, com um deflector de 1,5 metros de altura no bordo de fuga. Houve necessidade de reperfilhar as margens para melhorar as condições de escoamento sobre a ensecadeira.

Não foram previstos quaisquer dispositivos para eliminação de subpressões, e as lajes foram moldadas deixando entre si apenas as juntas de construção.

Durante os ensaios realizados no LNEC, esta protecção manteve-se estável até caudais de galgamento de  $10\ 000\ m^3/s$ . A obra foi, até ao presente, galgada uma vez por um caudal unitário de cerca de  $15\ m^2/s$  ( $2500\ m^3/s$  no total).

### 2.2.2 - A barragem experimental de Kessenhammer [8]

A barragem experimental de Kessenhammer, de enrocamento e com 20 metros de altura, é uma barragem construída na albufeira da barragem de Bigge<sup>1</sup>,

Fig. 7 - 1. leito do rio; 2. enrocamento; 3. lajes de betão; 4. cortina de estacas pranchas

1 - A barragem de Bigge é uma barragem de terra com 57 metros de altura, construída em 1965, para controle de cheias e abastecimento de água.

Alemanha Ocidental. Foi construída para averiguar o comportamento dum tipo de descarregador de cheias fundado na barragem e suportando simultâneamente a estrutura de uma ponte rodoviária.

A impermeabilização da barragem fez-se por meio de um revestimento do talude de montante em betão betuminoso. Na zona do descarregador este revestimento atinge uma cota mais baixa para permitir o escoamento dos caudais de cheia.

O descarregador (Fig. 8) consta fundamentalmente de duas partes. Uma estrutura de betão armado localizado no coroamento da barragem que suporta a ponte e inclui a soleira descarregadora, e um troço em canal localizado no talude de jusante. A dissipação da energia faz-se por ressalto.

O troço em canal é constituído por uma cadeia de lajes de betão armado, de secção transversal especial, apropriada ao escoamento, com 5,8 metros de largura por 3 metros de comprimento. Cada laje apoia-se na laje seguinte apenas na parte central da secção transversal (ver pormenor na figura 8). As juntas existentes entre as lajes são preenchidas com um material flexível, sendo a parte superior da junta tornada estanque por meio de uma massa isolante elástica muito aderente.

O comportamento tem sido animador, pelo que se aconselha a construção de obras análogas em barragens mais elevadas.

## 2.3 - ALGUMAS NOTAS SOBRE A EXPERIÊNCIA SOVIÉTICA EM BARRAGENS DESCARREGADORAS COM MACIÇO RESISTENTE EM MATERIAL INCOERENTE [9]

### 2.3.1 - Definição e características gerais

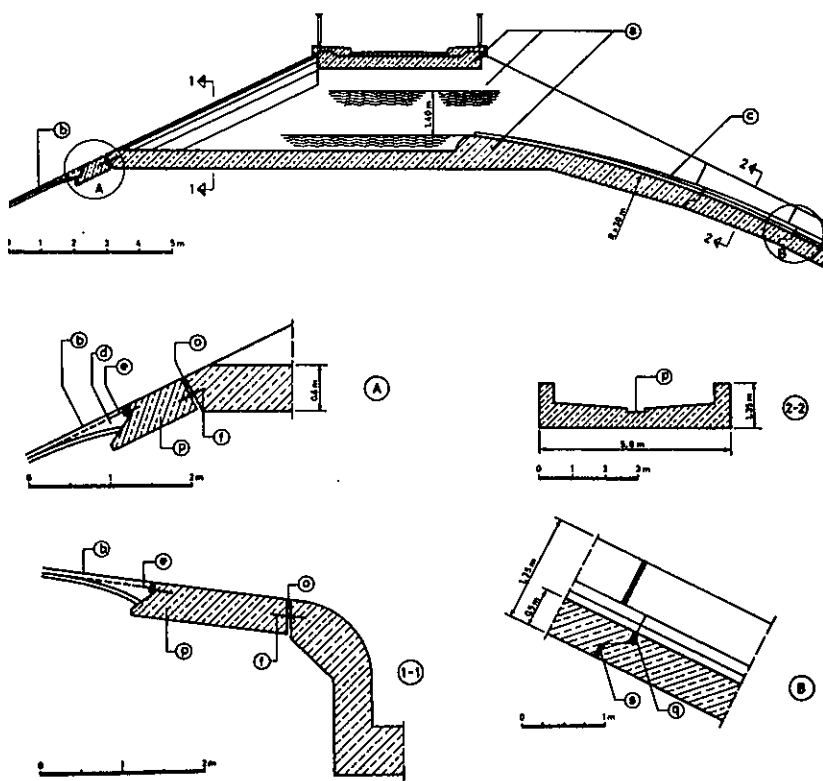
A "barragem incoerente descarregadora"<sup>1</sup>, é uma estrutura mista consti

---

1 - "Spillweir dams"; patente Soviética nº. 77032.

PARTE I

Fig. 8 - Descarregador em canal fundado na barragem (pormenores construtivos). Barragem experimental de Kessenhammer, Alemanha Ocidental [8].



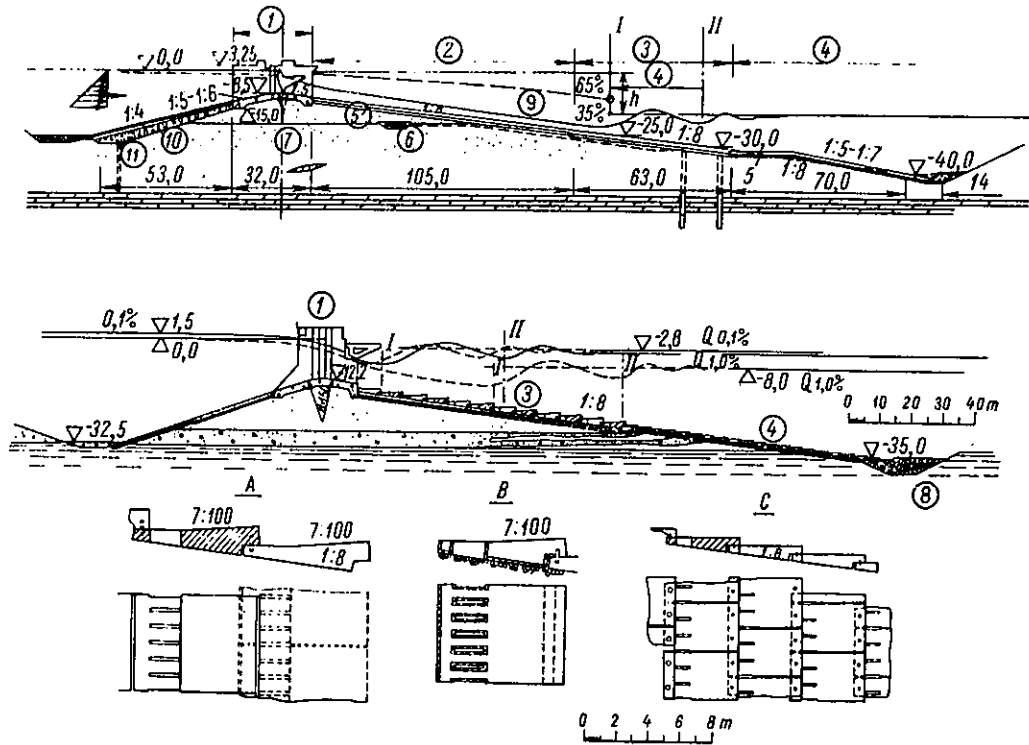
tuída por um maciço de material incoerente revestido por elementos de betão armado. O maciço tem secção tal que garanta a sua estabilidade e a estabilidade do revestimento, e este constitui um órgão evacuador dos caudais de cheias que protege dos efeitos destruídores do galgamento o maciço incoerente.

Na Fig. 9 apresenta-se uma secção transversal tipo: os taludes de montante e jusante da barragem podem ter as inclinações respectivamente 1/3 e 1/8. Se se utilizarem seixos ou enrocamentos para o maciço estas inclinações podem ser maiores.

Na crista do maciço incoerente há uma soleira descarregadora, e podem

Fig. 8 - a. estrutura da ponte e soleira descarregadora; b. máscara de montante em betão betuminoso; c. canal do descarregador; d. betão betuminoso colocado manualmente; e. lâmina isolante em cobre ondulado; f. borracha isolante; o., q. massa isolante ("mastic"); p. laje de betão armado; s. selagem elástica.

Fig. 9 - Barragem descarregadora com maciço resistente em material incoerente [9].



existir pilares quando se prevêem comportas. A soleira descarregadora tem a forma duma laje delgada, e é dividida em troços pelas juntas de assentamento, que atravessem os pilares. O talude de montante pode ter a inclinação de  $1/3$  a  $1/5$ , e o de jusante  $1/5$  a  $1/6$ ; são ligados, na crista, por uma concordância curva. A extremidade de jusante é constituída por uma pequena saliência em consola, que protege a primeira fila de lajes do canal descarregador contra o impacto frontal do jacto.

O núcleo impermeável fica ligado à soleira descarregadora, podendo utilizar-se, em vez deste núcleo, uma cortina de estacas pranchas. O talude de

Fig. 9 - 1. soleira descarregadora; 2. canal descarregador de grande rugosidade; 3. zona de formação do ressalto; 4. protecção da extremidade de jusante do descarregador; 5. filtro; 6. dreno; 7. maciço resistente de terra; 8. enrocamento; 9. linha piezométrica; 10. núcleo impermeável; 11. cortina de estacas pranchas; A., B. lajes de protecção da zona do ressalto; C. lajes de protecção fora da zona do ressalto.



## PARTE I

montante, antes da soleira descarregadora, é revestido.

À soleira descarregadora segue-se um canal descarregador sobre o talude de jusante da barragem. É neste canal que se faz a dissipação de energia do caudal de galgamento. Para tal, o fundo do canal é constituído por lajes, cujo encadeamento forma um talude em escada destinado a aumentar a turbulência.

As lajes que constituem o fundo do canal descarregador podem ser moldadas no local ou pré-fabricadas, e são colocadas sem preenchimento das juntas. De entre os vários tipos de lajes estudadas<sup>1</sup>, as que davam melhores resultados eram em forma de cunha e com uma fiada de orifícios de drenagem próximo da extremidade de montante (Fig. 9). Estas lajes assentam pelo fundo no plano do talude, e as suas faces superiores formam, em perfil, degraus rectangulares. A jusante terminam com um troço em consola, que se sobrepõe às lajes da fila seguinte, protegendo-as contra a acção frontal do escoamento. Os orifícios de drenagem em cada laje, são localizados imediatamente a seguir ao recobrimento pela laje anterior, e fazem com que a pressão hidrodinâmica na face inferior seja mais baixa que a pressão média na face superior.

### 2.3.2 - Normas de dimensionamento

#### 2.3.2.1 - Características do escoamento no canal descarregador<sup>2</sup>

Gordienko analisou os regimes existentes nos sucessivos troços do canal descarregador, que se relacionam com as características de rugosidade

---

1 - Estudaram-se também lajes nervuradas e perfuradas com os bordos chanfrados e lajes planas com bordos verticais espessos.

2 - Referem-se apenas as características relativas ao caudal de galgamento, dado que se não dispõe de bibliografia relativa aos caudais infiltrados.

daqueles troços. Os regimes II e III, de acordo com a classificação de Gordienko<sup>1</sup>, estabelecem-se em troços curtos. O regime IV, que se forma logo a seguir, caracteriza-se por ter um coeficiente de Chézy dependente apenas da forma e densidade do espaçamento das saliências rugosas.

O cálculo do canal descarregador faz-se com base nas alturas de água em relação à aresta de jusante dos degraus,  $h_\delta$  e  $h_\delta + a'_1$  (Fig. 10), e no regime de escoamento do tipo IV de Gordienko, para o qual o coeficiente de Chézy é<sup>2</sup>

$$C_{IV} = 20 - 0,23 \left( \frac{l}{\Delta} - 5 \right)^3 \quad (2)$$

sendo  $l$  o comprimento a descoberto e  $\Delta$  a altura do bordo em consola da laje.

As características do ressalto, obtidas experimentalmente para lajes com contra-inclinação superficial de 0,05 a 0,08, em barragens com talude de jusante de 1 para 8,  $\frac{l}{\Delta} = 6$  e números de Froude<sup>3</sup> na secção inicial do ressalto variando de 3 a 11, são (Fig. 10):

$$\text{- altura } a' = (0,6 F_r^{2/3} - 0,03 F_r + 0,2) h_\delta \quad (3)$$

$$\text{- comprimento } C = (7,3 - 0,04 F_r^2) a' \quad (4)$$

O comprimento da protecção da zona de formação do ressalto é igual ao

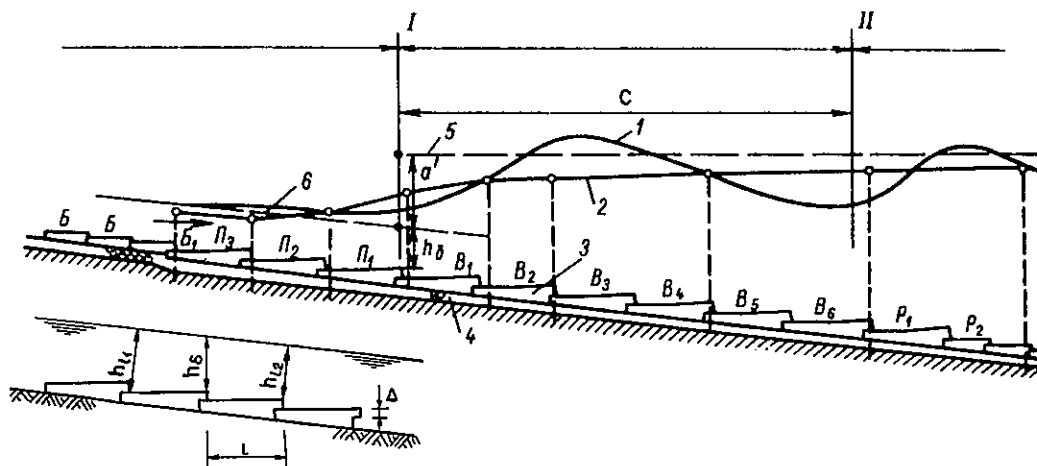
1 - Não se conhece bibliografia, que não seja em língua russa, relativa a esta classificação. Na bibliografia que se dispõe refere-se apenas que o regime II é um regime de escoamento em degraus múltiplos, e o III um regime de transição.

2 - Esta fórmula é válida para lajes em forma de cunha, pré-fabricadas e perfuradas, com  $\frac{h_\delta}{\Delta} = 1,2$ ,  $\frac{l}{\Delta}$  variando de 4 a 8 e  $\frac{C}{l}$  de 2 a 8.

3 - O número de Froude é dado por:  $F_r = \alpha v_\delta^2 / g h_\delta \cos \theta$ , sendo  $v_\delta$  e  $h_\delta$  respectivamente a velocidade média e a altura do escoamento na secção I de início do ressalto,  $\alpha$  o coeficiente de Coriolis e  $\theta$  o ângulo do talude com a horizontal.

PARTE I

Fig. 10 - Resalto em talu de inclinado [9].



comprimento do ressalto adicionado das folgas de segurança, que são de 1 a 2 comprimentos de laje a montante e a jusante do ressalto. O comprimento da protecção da zona de jusante do descarregador, em leitos não rochosos, deve ser de 1,5 a 2 vezes o comprimento do ressalto.

2.3.2.2 - Lajes de protecção

As dimensões das lajes dependem da posição ocupada no canal.

A jusante do ressalto podem utilizar-se lajes em forma de cunha, ou lajes planas. A altura do bordo de jusante,  $\Delta$ , deverá ser

$$\Delta = (0,1 \text{ a } 0,2) h_e, \quad (5)$$

sendo  $h_e$  a altura do escoamento na extremidade de jusante do canal descarregador. O comprimento a descoberto  $l$ , deverá ser:

$$l = (4 \text{ a } 8) \Delta . \quad (6)$$

Para protecção da zona do ressalto as lajes são maiores, e com contra-inclinação na face superior. Esta contra-inclinação deverá ser de 0,05 a 0,08 para que o ressalto se dê em regime de superfície. Quando se utiliza

Fig. 10 - 1. superfície livre; 2. linha piezométrica na parte inferior do filtro; 3. lajes perfuradas; 4. filtro; 5. nível de jusante; 6. superfície livre do regime acelerado.

um regime de fundo a contra-inclinação é desnecessária. O comprimento a descoberto é aproximadamente igual à altura do ressalto;

$$l \approx a'. \quad (7)$$

A altura do bordo em consola é cerca de  $\frac{1}{6}$  do comprimento da laje.

Um terço do comprimento da laje é ocupado por fendas de drenagem, cuja área é de 3 a 5% da área total da laje. As outras dimensões das lajes definem-se de modo a satisfazer as exigências do projecto, e assegurar as condições de estabilidade.

### 2.3.2.3 - Pressões hidrodinâmicas na protecção

Os efeitos de pressão que se verificam sobre as lajes do descarregador, ou sobre a protecção (incluindo os filtros), podem classificar-se em médios, que são constantes no tempo, e flutuantes. São dependentes da localização e da forma das lajes.

#### Troço inicial do canal descarregador

A componente tangencial (em relação ao talude) das pressões médias que se exercem na laje é dada por:

$$\tau_s = \gamma \frac{\beta q^2}{g} \left( \frac{1}{h_{11}} - \frac{1}{h_{12}} \right) + \frac{h_{11}^2 + h_{12}^2}{2} + \frac{h_{11} + h_{12} + \Delta}{2} l \operatorname{sen} \theta, \quad (8)$$

sendo  $h_{11}$  e  $h_{12}$  as alturas do escoamento nas secções 1 e 2 afastadas de  $l$ ,  $q$  o caudal específico,  $\gamma$  o peso específico do fluido e  $\beta$  o coeficiente de Boussinesq. Se o movimento for uniforme

$$\tau_s = \gamma l (h_m + 0,5 \Delta) \operatorname{sen} \theta \quad (9)$$

O efeito da infiltração na laje é dado por

PARTE I

$$\tau_i = \gamma i \Omega_1 \quad (10)$$

sendo  $i$  o gradiente do caudal de infiltração e  $\Omega_1$  a área da secção longitudinal da laje entre as secções 1 e 2. Análogamente, a pressão  $\tau_f$  no filtro localizado debaixo da laje é

$$\tau_f = \gamma i \Omega_f = \gamma i l \delta_f \quad (11)$$

sendo  $\delta_f$  a espessura do filtro.

A componente normal das pressões médias que se exercem na laje é

$$\sigma_1 = \gamma l \cos \theta \frac{h_{11} + h_{12} + \Delta}{2} \quad (12)$$

O efeito normal da infiltração depende da forma das lajes e do tamanho e localização dos orifícios de drenagem.

As amplitudes das flutuações hidrodinâmicas de pressão exercidas sobre a laje, correspondentes aos escoamentos de galgamento e de infiltração, são:

$$A = \pm \xi \frac{\gamma \alpha v^2 \delta}{2g} l_1 b, \quad (13)$$

sendo  $b$  a sua largura,  $l_1$  o comprimento total da laje e  $\xi$  o coeficiente de flutuação de pressão.

Zona de formação do ressalto

Nesta zona as pressões não são grandes, existindo a chamada "deficiência de pressão". A máxima pressão negativa verifica-se na primeira laje de protecção, a laje  $B_1$  da figura 10.

As componentes normal e tangencial totais verificadas nas lajes são dadas por

$$\sigma_b = -0,3 \gamma \Delta l_1 b \quad (14)$$

$$\tau_b = 0,3 \gamma \Delta b \quad (15)$$

As amplitudes das flutuações hidrodinâmicas de pressão exercidas sobre as lajes são dadas pela fórmula referida no caso anterior, tendo em atenção as novas características das lajes. Os coeficientes  $\xi$  são diferentes e dependem da posição das lajes relativamente ao começo do ressalto e da relação entre os comprimentos das lajes e do ressalto.

## CAPÍTULO 3

### BARRAGENS DESCARREGADORAS COM ES TRUTURAS METÁLICAS DE PROTECÇÃO

#### 3.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS

Barragens descarregadoras com estruturas metálicas de protecção são barragens de enrocamento que escoam os caudais de cheia por galgamento e percolação, sendo a sua estabilidade assegurada por uma protecção metálica.

Esta protecção pode ser de dois tipos: ou consiste no revestimento do coroamento e talude de jusante com gabiões, ou no revestimento com malha metálica ancorada no corpo da barragem e reforço desta com varões de aço. Neste caso obtém-se um tipo de estrutura a que é costume chamar barragem de enrocamento armado.

Um gabião [10] é uma caixa de malha metálica preenchida com enrocamentos. Obtém-se assim uma estrutura armada, flexível, drenante e de longa

duração. Resiste a todos os tipos de solicitação, incluindo a tracção. O facto de ser flexível não implica forçosamente melhoria de resistência mecânica, mas é um factor importante de funcionamento, já que pode sofrer grandes deformações sem que a estrutura deixe de manter-se apta para desempenhar as funções para que foi projectada. Sendo uma estrutura drenante elimina um dos principais factores de instabilidade: a existência de subpressões. A duração está condicionada pela corrosão da malha metálica: o fio galvanizado pode resistir à oxidação, em ambiente normal, cerca de 25 anos, tempo mais do que suficiente para que a pedra de enchimento se misture com solo e vegetação, formando uma massa compacta com bom comportamento do ponto de vista do equilíbrio estático e dificilmente erodível.

Os gabiões têm sido fundamentalmente utilizados em obras de regularização fluvial, beneficiação de terrenos montanhosos, consolidação de terrenos aluviéis e na construção de estradas. Ultimamente têm sido aplicados em obras de defesa marítima, e em estruturas hidráulicas temporárias, nomeadamente na protecção de ensecadeiras de enrocamento galgáveis.

De facto a flexibilidade permite-lhe adaptar-se a eventuais assentamentos da ensecadeira, e a porosidade determina uma rápida eliminação das subpressões provocadas pelos caudais infiltrados. Foram utilizados gabiões nas ensecadeiras de Mangla (Pakistão Ocidental), Akosombo (Gana) e Roseires (Sudão). Foram ainda empregues nas ensecadeiras do Picote e foi encarada a hipótese da sua utilização nas ensecadeiras de Cabora-Bassa, para o que se efectuaram estudos em modelo reduzido.

Descrevem-se, a título de exemplo, o caso de Roseires e os estudos de Cabora-Bassa.

A primeira referência que se conhece relativa à utilização dum refor-



## PARTE I

ço de aço nas barragens de enrocamento, foi feita por Weiss [11], e diz respeito à barragem de Santo Ildefonso, México, de 64 metros, armada e galgada durante a construção em 1939. A técnica das barragens armadas aparece assim ligada às obras de desvio num esquema que prevê o galgamento das barragens de enrocamento durante a construção.

As obras de desvio são dimensionadas para que a barragem se possa construir em segurança. Se a capacidade de vazão das obras de desvio for inferior ao máximo caudal de cheia, haverá risco de galgamento e eventual destruição da barragem parcialmente construída. Esta capacidade de vazão aumentará à medida que aumentar a altura da barragem. Por outro lado a probabilidade de galgamento aumenta com o aumento do período de construção.

Dado que estas obras são frequentemente muito dispendiosas e podem afectar gravemente a economia da barragem, o risco de galgamento pondera-se em relação ao custo delas até se atingir uma situação de compromisso.

A técnica das barragens armadas faz com que a barragem possa resistir aos efeitos destruídores dos caudais de galgamento. Nestas condições é possível reduzir substancialmente o custo das obras de desvio admitindo o galgamento da barragem. Em certos casos é até possível eliminá-las completamente. Assim sucedeu, entre outras, na barragem de Arthur Lakes, na Tasmânia que em 1962 resistiu a caudais unitários até  $23 \text{ m}^2/\text{s}^1$ .

A primeira tentativa que se conhece para demonstrar que o dimensionamento proposto era estável ao galgamento foi feita na Austrália em 1959, e diz respeito às barragens de Sirinum, na Nova Guiné e Borumba na Austrália, para as quais se fizeram ensaios em modelo reduzido [12]. Foi no entanto Wilkins [13] o primeiro a estudar o problema de modo a obter critérios de dimensionamento.

---

1 - Citado em [13], pág. 1.

Concebidas de início para serem galgadas somente durante a construção, tem sido também encarada a hipótese da utilização de barragens armadas com carácter permanente e sujeitas a galgamento periódico. Conhecem-se apenas dois casos, ambos de contra-barragens e ambos na Califórnia: as contra-barragens de Timbuctoo e de Pit 7 . A contra-barragem de Timbuctoo tem 14 metros de altura e foi construída em 1964 [14] . A contra-barragem de Pit 7, com 11 metros de altura foi construída em 1965 [15] .

Em França surgiu recentemente uma técnica chamada da "terra armada" [16] , concebida pelo engenheiro Henri Vidal, e que se supõe ser uma aplicação, para enrocamentos de dimensões inferiores a 15 centímetros, da técnica das barragens de enrocamento armadas. Foi construída no Var uma pequena barragem de terra armada, com 10 metros de altura, e já galgada sem problemas; foi estudada em modelo reduzido a possibilidade de aplicação desta técnica nas enseadeiras de Cabora-Bassa.

Referem-se, a título de exemplo, a barragem de Xonxa, prevista para ser galgada durante a construção, e a contra-barragem de Pit 7, em funcionamento desde 1965. Apresentam-se também algumas notas sobre a técnica das barragens de enrocamento armadas.

### 3.2. - EXEMPLOS

#### 3.2.1 - Ensecadeira de montante da barragem de Roseires [17] , [18]

A barragem de Roseires foi construída no Nilo Azul, Sudão, em 1966. É uma barragem de terra com 16 Km de comprimento no coroamento sendo a parte central, com cerca de 1100 m, em betão de tipo gravidade. A altura máxima é de 68 metros. A finalidade principal é armazenar água para irrigação.

Para construção da 1ª. fase foi necessário desviar o curso do rio, tendo sido necessárias enseadeiras. Como o caudal de cheias previsto era de

## PARTE I

17 800 m<sup>3</sup>/s, seria antieconómico desviar o caudal total, pelo que se admitiu o galgamento das ensecadeiras por duas vezes durante a construção da barragem.

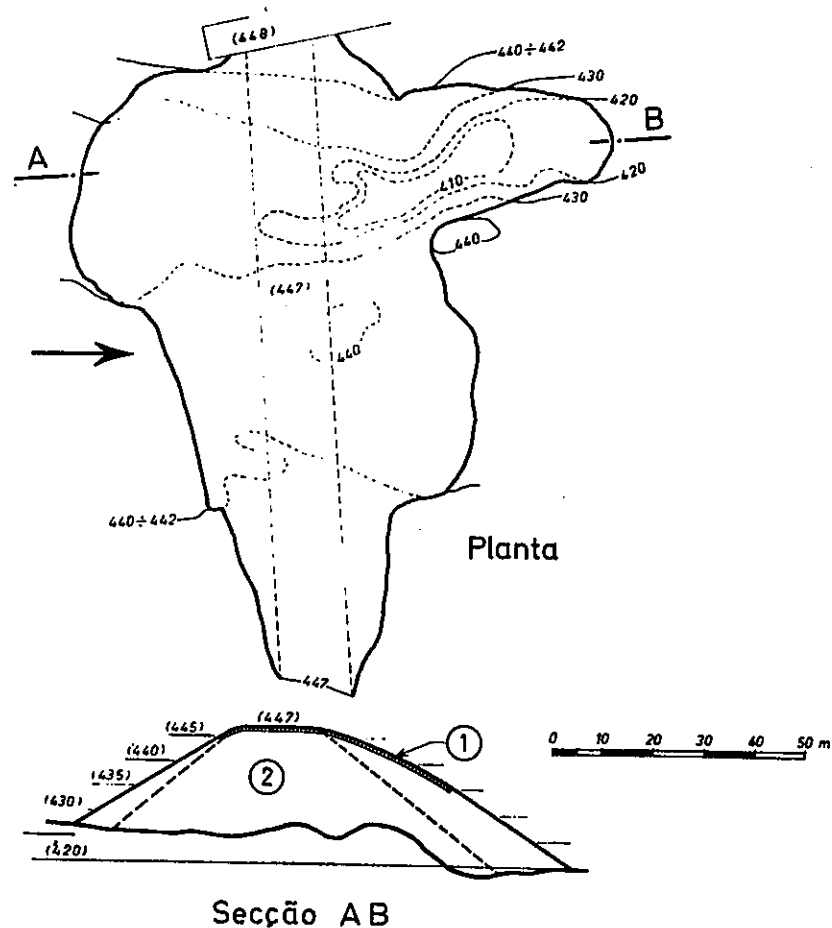
A ensecadeira de montante (Fig. 11) tinha 27 metros de altura, era de enrocamento, e foi protegida com gabiões de 2x1x1 metros, desde a cota 445 a montante até à cota 435 a jusante. Os gabiões foram ancorados no interior do enrocamento e ligados entre si. O galgamento foi previamente estudado em modelo reduzido.

Foi galgada duas vezes, como previsto. A primeira, durante 4 meses, por um caudal máximo de 8700 m<sup>3</sup>/s, com uma carga de 5 m sobre a ensecadeira e um caudal unitário de 18 m<sup>3</sup>/s por metro de largura. O segundo galgamento, também durante 4 meses, foi de 7700 m<sup>3</sup>/s. Verificou-se, no primeiro galgamento, que os gabiões tinham sido deslocados junto da margem esquerda e sofrido um assentamento no centro. Após o segundo galgamento o talude de jusante evidenciou efeitos de torsão.

Não se sabe durante quanto tempo a ensecadeira poderia ter resistido quer ao caudal que ocorreu quer a um mais elevado. O ponto fraco residiu mais no material constituinte da ensecadeira do que nos deslocamentos dos gabiões. Onde os gabiões foram deslocados, quando do primeiro galgamento, supõe-se que o material fino interior teria sido arrastado através da zona superficial de protecção, o que originou o assentamento e rotura dos gabiões. É de crer também que a água, infiltrando-se através da ensecadeira, ressurgiu a níveis mais baixos, arrastando os materiais finos.

Estes inconvenientes poderiam facilmente ter sido anulados pela colocação de filtros adequados no coroamento e sob a camada de gabiões.

Fig. 11 - Barragem de carregadora revestida com gabiões. Ensecadeira de montante de Rozeiros [18] .



3.2.2 - Ensecadeiras da barragem de Cabora-Bassa (Protecção com gabiões)[6]

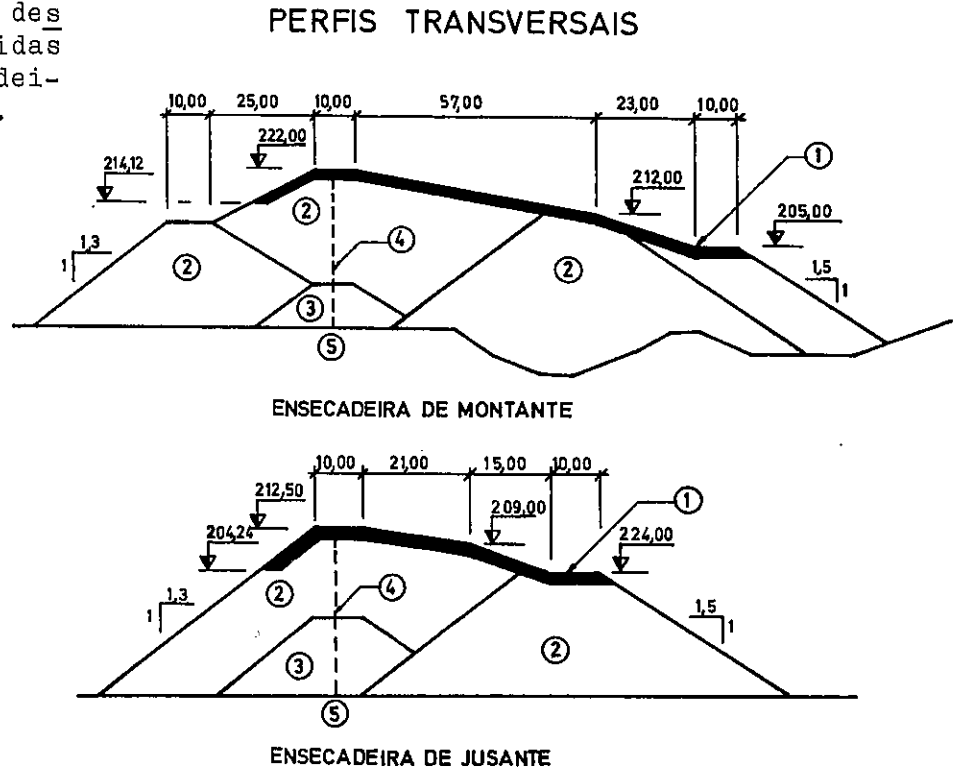
Uma outra solução<sup>1</sup> encarada para protecção das ensecadeiras durante o galgamento, foi o revestimento com uma camada de gabiões de  $4 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$  (Fig. 12). Foram estudados 2 tipos de gabiões: o gabião do tipo I tinha 15 toneladas e 45% de porosidade e o gabião do tipo II tinha 17 toneladas e 32% de porosidade. A protecção mantinha-se estável com ambos os tipos de gabiões, para um caudal máximo de galgamento de  $10\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ , o que correspondia a uma carga de 10,5 metros sobre a ensecadeira de montante, e de 14

Fig. 11 - 1. gabiões; 2. enrocamento.

1 - Ver capítulo 2, pág. 20.

PARTE I

Fig. 12 - Barragens des carregadoras revestidas com gabiões. Ensecadeiras de Cabora-Bassa.



metros sobre a ensecadeira de jusante. Os caudais unitários correspondentes eram de  $59 \text{ m}^2/\text{s}$  e  $143 \text{ m}^2/\text{s}$  respectivamente a montante e jusante.

Esta solução não foi escolhida porque o empreiteiro, temendo a destruição das malhas metálicas, preferiu optar pela solução das lajes de betão<sup>1</sup>.

### 3.2.3 - A barragem armada de Xonxa [19].

A barragem de Xonxa é uma barragem mista de enrocamento e terra, localizada no rio White Kei, África do Sul. Tem 47,5 metros de altura e estava em construção em 1970.

O rio White Kei tem as características típicas dos rios da costa sudeste da África do Sul: cheias súbitas e violentas em qualquer época do ano.

Fig. 12 - 1. revestimento de gabiões; 2. enrocamento; 3. maciço de brita; 4. cortina de estacas pranchas; 5. leito do rio.

1 - Ver capítulo 2, pág.20 .

Fizeram-se tentativas para desviar cheias com elevada probabilidade de ocorrência, mas, tendo-se verificado serem proibitivamente caras, decidiu-se optar pela solução de armar a barragem e permitir o galgamento durante a construção.

O caudal de dimensionamento foi de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  com uma probabilidade de ocorrência de uma vez em 50 anos. Nestas condições, e dado o esquema previsto para a construção, era necessário reforçar a barragem apenas até uma altura de 25 metros. Contudo, por razões de segurança, decidiu-se manter o reforço durante mais 13 metros, embora com armadura mais reduzida (Fig.13).

Fig. 13 - Barragem armada. Barragem de Xonxa na África do Sul [19] .

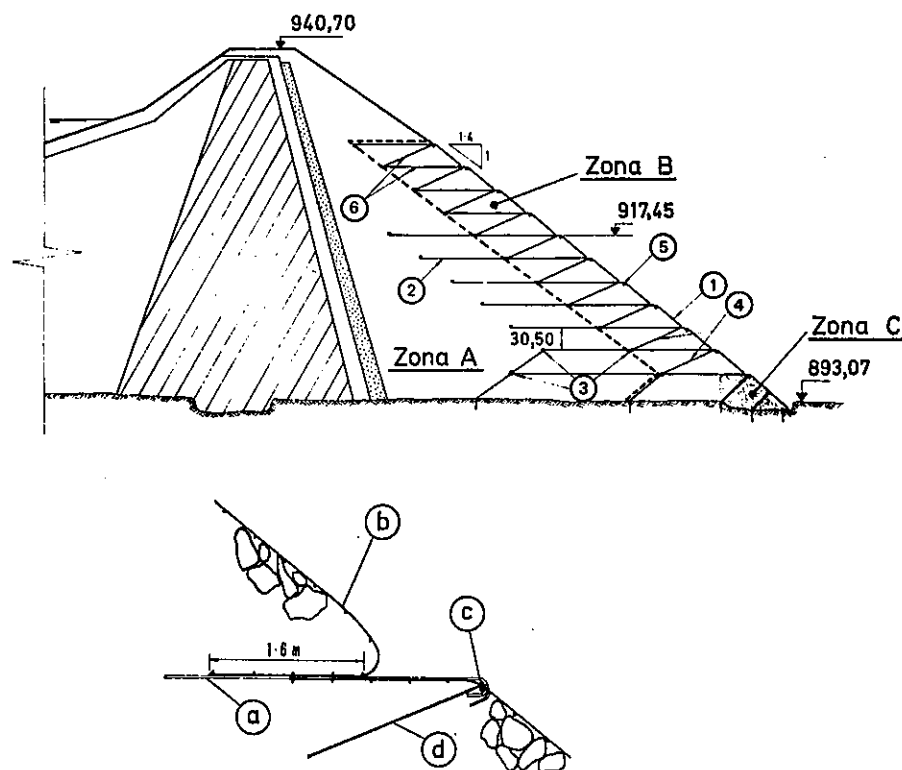


Fig. 13 - 1. malha superficial; 2. varões de  $\phi=2,9$  cm; 3. varões de  $\phi=2,9$  cm, colocados paralelamente ao talude; 4. varões de  $\phi=2,9$  cm colocados obliquamente ao talude; 5. varões de  $\phi=2,9$  cm horizontais; 6. varões de  $\phi=1,9$  cm; a. varões de diâmetros decrescentes de 2,9 a 1,9 cm; b. fio nº. 4/0 horizontais, com eixos afastados 38 cm, e 2 fios nº. 6, ao longo do talude, com eixos ...7

## PARTE I

Para protecção do talude de jusante contra as erosões superficiais foi utilizada uma malha de revestimento dimensionada para uma carga de  $1100 \text{ Kg/m}^2$ , a ser suportada principalmente pelos varões verticais. Estes foram colocados com os centros afastados de 15 centímetros. Os fios horizontais foram colocados com os centros afastados de 38 centímetros, e destinavam-se apenas a evitar a encurvadura local e a manter os fios verticais na posição inicial.

Para evitar a rotura por deslizamentos profundos a barragem foi armada com varões de diâmetros compreendidos entre 2,9 e 1,9 cm e decrescentes a partir da base. Os referidos varões são colocados horizontal e perpendicularmente ao talude (ver a figura 13). Este reforço foi conjugado com o processo de construção. A zona principal da barragem (A) é em dolerito a granel, compactado em camadas de 1,5 metros de espessura. A zona B, com 12 metros de espessura, é constituída por dolerito com uma quantidade limitada de finos, lançado em camadas de 1,5 metros e compactado com recurso a jactos de água. Apenas no pé de jusante, zona C, há blocos de grande dimensão.

### 3.2.4 - A contra-barragem armada de Pit 7 [15]

A contra-barragem de Pit 7 é uma estrutura mista de betão e enrocamento reforçado, construída em 1964-65 no rio Pit, pouco acima do lago Shasta, Califórnia Setentrional. Tem 220 metros de desenvolvimento no coroamento, e faz parte do aproveitamento do Mc. Cloud Pit, da Pacific Gas and Electric Company.

O esquema de Pit 7 inclui uma barragem tipo gravidade com 80 metros de altura e uma central localizada na margem esquerda a cerca de 2 Km a montante do lago. Para aumentar a carga abriu-se entre a central e o lago

---

/... afastados 15 cm; c. varões de  $\phi=2,5$  cm ao longo do talude; d. varões de ancoragem com  $\phi=2,9$  cm.

um canal com 2,1 metros de profundidade e 1200 metros de comprimento. As flutuações do nível do lago Shasta deixavam a descoberto grande parte deste canal: para o proteger dos efeitos erosivos dos caudais turbinados e dos caudais de cheias, construiu-se a contra-barragem.

A contra-barragem (Fig.14), tem uma zona descarregadora em betão junto da margem direita, com 52 metros de comprimento e 15 de altura, à qual se segue até à margem esquerda, uma zona em enrocamento armado com 11 metros de altura e 169 metros de comprimento.

O descarregador em betão tem uma forma aproximadamente triangular e foi dimensionado de modo a, conjuntamente com o caudal de percolação através da zona em enrocamento, limitar a subida do nível de jusante a 30 centímetros cada 20 minutos para o caudal total turbinado de  $192 \text{ m}^3/\text{s}$ . O caudal de máxima cheia,  $2600 \text{ m}^3/\text{s}$ , escoar-se por galgamento com uma altura de 3 metros sobre o coroamento.

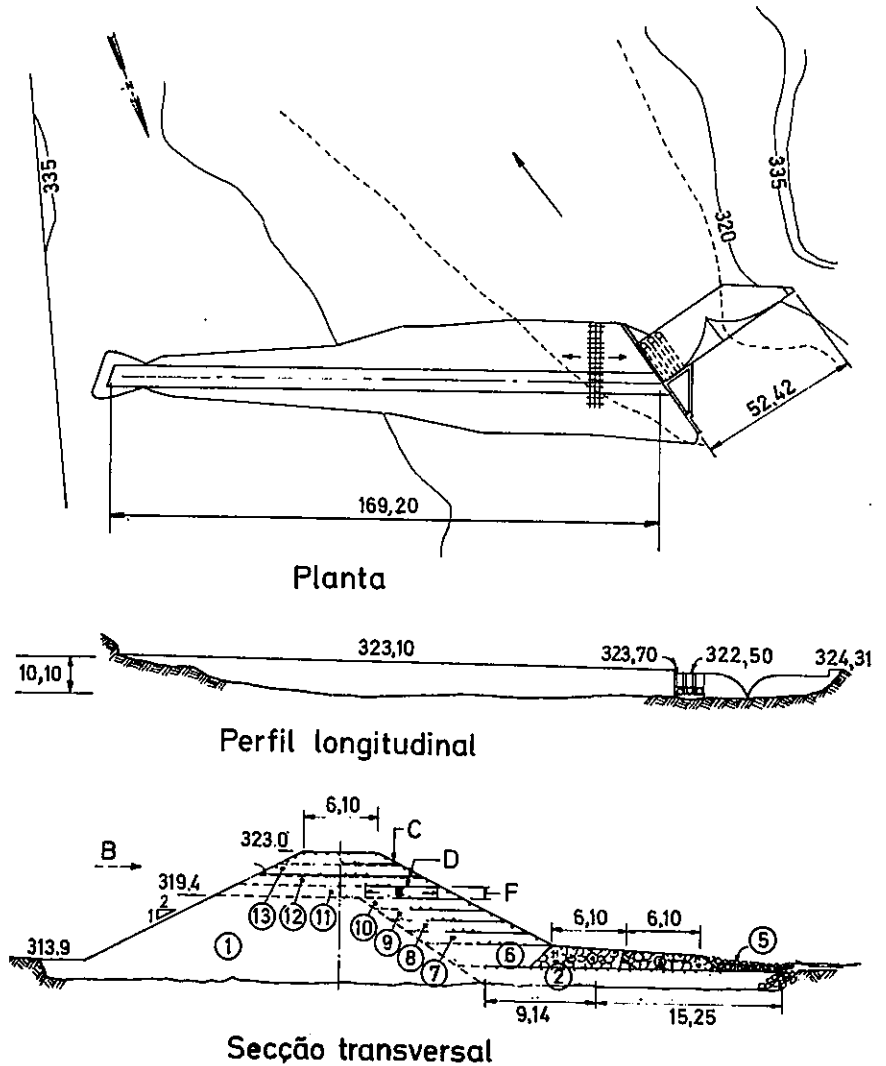
A barragem de enrocamento, foi protegida com uma malha de aço localizado sobre o coroamento e talude de jusante de modo a evitar as erosões superficiais. Esta malha foi ancorada por meio de varões horizontais introduzidos no interior do maciço. Para ter em atenção a corrosão do metal os varões foram sobredimensionados (estima-se em 75 anos o tempo necessário para a corrosão os reduzir a 1,3 cm de diâmetro). Os varões de ancoragem, além de suportarem a malha superficial reforçam o talude, evitando escorregamentos. As especificações relativas ao enrocamento e o dimensionamento do reforço, foram efectuadas com base na prática então corrente na Austrália e Nova Zelândia; não deveria haver mais de 50% de pedras de dimenção inferior a 15 centímetros, e somente 5% poderiam ter menos de 5 centímetros. A dimensão máxima foi condicionada, na zona reforçada, pelas camadas de construção, que eram de 90 centímetros. Sobre toda a barragem era necessária uma camada protectora com pelo menos 1,2 metros de espessura cons



PARTE I

tituída por blocos de dimensões superiores a 30 centímetros.

Fig. 14 - Barragem armada. Contra-barragem de Pit 7, U.S.A. [15].



A construção da barragem concluiu-se em 1965 e desde então tem funcionado permanentemente, embora com caudais muito inferiores ao máximo. No ve

Fig. 14 - A. leito do rio; B. direcção do escoamento; C. varões inclinados afastados 30 cm entre eixos; D. barras horizontais afastadas 1,03 m entre eixos; E. 6,1 m característicos; F. 0,86 m característicos.

- NOTAS:
- a ordem de colocação do enrocamento é indicada pelos números rodeados de um círculo.
  - os varões são nº. 7 de aço galvanizado
  - os blocos das camadas 3 e 4 têm um diâmetro mínimo de 0,61 m.

rão de 1968 verificou-se que, após a passagem dum volume total de  $5,10^6 \text{ m}^3$  de água, se tinham perdido  $1000 \text{ m}^3$  de enrocamento. O talude de jusante cedeu um pouco imediatamente junto à crista e abalou junto do pé. Não se sabe se foi devido à saída de pedras através da malha ou a um escorregamento do talude devido a solicitações relacionadas com as cargas estáticas e de infiltração. Supõe-se ser esta a hipótese mais provável. O custo da reparação da barragem, após os 3 anos de serviço, foi de 4% do custo original.

### 3.3 - ALGUMAS NOTAS SOBRE A TÉCNICA DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO ARMADAS

#### 3.3.1 - Generalidades e nota prévia

Conforme foi referido, a técnica das barragens armadas consiste em proteger o coroamento e talude de jusante com uma malha metálica ancorada no corpo da barragem e reforçar este com varões de aço. Estes procedimentos destinam-se a evitar a rotura da barragem a qual pode tomar dois aspectos:

- erosão superficial que consiste em, sob a acção dos caudais de percolação e galgamento, os enrocamentos da superfície do talude serem removidos da sua posição inicial e arrastados até se depositarem noutra local em melhores condições de estabilidade

- escorregamento, que consiste num movimento lateral e descendente duma massa de enrocamento.

Um talude muito suave pode não necessitar de reforço contra os escorregamentos, mas necessitar de protecção contra erosões superficiais. Por outro lado, embora um talude tenha sido protegido contra as erosões superficiais, ele pode escorregar, porque o escorregamento é um fenómeno de esca

## PARTE I

tabilidade que interessa uma massa de enrocamento, susceptível de atingir uma certa profundidade abaixo do nível freático.

Dimensionar uma barragem armada consiste, pois, em determinar as características de resistência a que deverão satisfazer a malha superficial e os varões de reforço. A determinação destas características é fundamentalmente um problema de estabilidade de taludes de enrocamento. Apresenta-se no entanto esta técnica, evidenciando os aspectos hidráulicos e apenas referindo os métodos de dimensionamento.

### 3.3.2 - Erosão superficial

A protecção contra a erosão consegue-se utilizando uma malha superficial ancorada no interior do maciço.

A finalidade da malha é dupla: em primeiro lugar evitar a rotura por erosão superficial; em segundo lugar reter a massa de enrocamentos entre varões de ancoragem, transmitindo a carga total a estes varões.

Segundo Sparks<sup>1</sup>, para o dimensionamento da malha a erosão pode considerar-se como um escorregamento superficial. As tensões resistentes que se desenvolvem nos varões de ancoragem são transmitidas à malha superficial (se os escorregamentos forem mais profundos já assim não sucede, pois desenvolvem-se ligações importantes entre os varões e os enrocamentos). Pode então obter-se o valor das forças horizontais na malha considerando as tensões nos varões de ancoragem necessárias para dar aos deslizamentos superficiais um coeficiente de segurança unitário. Como as massas envolvidas nestes escorregamentos são pequenas as tensões de ancoragem são relativamente baixas e portanto as cargas nas malhas são pequenas.

---

1 - Citado em [19], pág. 303. O trabalho onde Sparks analisa este mecanismo, "Report to Ninham Shand & Partners on Rockfill Reinforcement", foi feito em 1966 e não está publicado.

A estabilidade individual dos enrocamentos situados num talude sujeito ao galgamento, será analisada pormenorizadamente na parte relativa às barragens de enrocamento galgáveis.

### 3.3.3 - Escorregamento

#### 3.3.3.1 - Rêde de escoamento

A essência do problema da estabilidade duma barragem armada consiste em avaliar as pressões que se desenvolvem nos fluidos intersticiais quando os maciços são sujeitos a caudais de galgamento e percolação. As referidas pressões podem conduzir à instabilidade por deslizamento profundo. Este problema foi analisado em modelo reduzido, inicialmente por Wilkins e depois, na Universidade de Melbourne, com os estudos relativos aos descarregadores de percolação.

Com base na equação da perda de carga para escoamento turbulento de percolação, estabelecida por Wilkins e confirmada por Parkin<sup>1</sup>, é possível traçar rêdes de escoamento.

Para materiais isótropos do ponto de vista da permeabilidade a rêde de escoamento turbulento de percolação difere da rêde laplaciana principalmente pelo facto das linhas de corrente e equipotenciais não formarem aproximadamente quadrados. A relação entre rectângulos adjacentes deve satisfazer contudo às condições de continuidade e à equação das perdas de carga. Wilkins verificou que a relação entre os comprimentos dos rectângulos adjacentes medidos na horizontal varia com a potência 1,85 da relação entre alturas:

$$\frac{l_1}{l_2} = \left( \frac{h_1}{h_2} \right)^{1,85} \quad (16)$$

1 - Ver capítulo 4, pág. 57.

## PARTE I

ou:

$$\frac{h_1}{h_2} = \left(\frac{l_1}{l_2}\right)^{0,54} \quad (17)$$

Se se puderem marcar as linhas equipotenciais, é possível ter, como primeira aproximação, valores de  $l_1$ ,  $l_2$ , etc. É então simples marcar séries de pontos tais que a sua altura sobre uma linha base<sup>1</sup> seja igual a  $a \cdot l^{0,54}$  sendo  $a$  uma constante adequada. As linhas que unem estes pontos, (linhas de corrente), devem ser curvas intersectando normalmente as linhas equipotenciais. Os ajustamentos para obter estes resultados são semelhantes aos das rêdes laplacianas. Wilkins verificou ser possível desenhar uma rêde com razoável precisão desde que a linha freática possa ser estabelecida por condições teóricas ou através dum modelo.

Esta técnica foi obtida por estudos realizados, conforme se referiu, em modelos reduzidos construídos com material homogéneo. Nos protótipos os materiais não são, em geral, homogéneos, e são compactados. Não se desenvolve portanto uma rêde de escoamento isotrópica. A experiência da barragem de Bridle Drift, na África do Sul onde se procurou permitir o desenvolvimento duma rêde de escoamento isotrópica permitiu uma análise do problema em moldes inteiramente diferentes.

Se o coroamento do núcleo estiver aproximadamente à mesma cota do coroamento do maciço de jusante, a maior parte da cheia escoar-se-á sobre a barragem, e o caudal de percolação poderá desprezar-se.

Por outro lado se a barragem for construída por camadas, sendo estas bastante compactadas, não se desenvolve escoamento em meio saturado em virtude da duração relativamente curta das cheias. Se nas zonas internas do ma

---

1 - Por exemplo o nível freático, se possível obtê-lo por considerações teóricas ou em modelo.

ciço não houver água, as pressões intersticiais serão, evidentemente, insignificantes. Se assim fôr, o único reforço necessário será uma forte malha ancorada e a curta distância da superfície, para protecção contra a rotura por erosão superficial dado que não serão possíveis deslizamentos profundos<sup>1</sup>.

### 3.3.3.2 - Comportamento mecânico dos enrocamentos

Refere-se apenas que a resistência ao corte e deformabilidade dos enrocamentos tem sido objecto de consideráveis estudos nos últimos anos. Grande parte do progresso deve-se à construção de dispositivos que permitem a realização de ensaios triaxiais com amostras de grande diâmetro no México (CFE), Austrália (S.M.A), América (U.S. Corps of Engineers e Universidade de Berkeley) Inglaterra (Imperial College) Suíça, Alemanha e Paquistão (barragem de Tarbela).

Shand e Pells 19 apresentam um quadro com alguns destes resultados. Foi com base nesse quadro que se estimou um valor inicial de resistência ao corte para o estudo da barragem de Xonxa.

### 3.3.4 - Normas gerais de dimensionamento do reforço [13] , [19] , [20]

#### 3.3.4.1 - Caudal de dimensionamento e extensão do reforço

Numa barragem sujeita a galgamentos periódicos durante a sua existência

<sup>1</sup> - Não há, contudo, até agora, dados quantitativos disponíveis para determinação do tempo necessário para se desenvolver escoamento saturado. Mesmo que as permeabilidades horizontais e verticais num maciço construído por camadas fossem conhecidas, seria muito difícil determinar o comportamento do escoamento transitório em virtude da não homogeneidade geral da estrutura.

A barragem de Xonxa (Fig. 13) foi dimensionada na base do desenvolvimento completo de rédes de escoamento anisotrópicas esboçadas por analogia eléctrica. Para determinar que pressões se podem desenvolver colocaram-se, na parte inferior da zona A, alguns transdutores de pressão especialmente concebidos. Se estes instrumentos mostrarem que não há saturação então as futuras barragens, a construir em áreas hidrológicamente semelhantes, terão um reforço consideravelmente reduzido.

## PARTE I

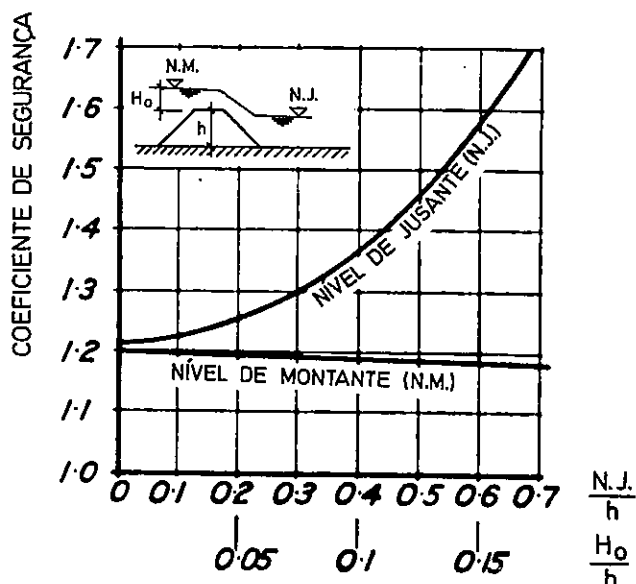
cia o reforço faz-se em toda a extensão da barragem. No caso da barragem ser galgada apenas durante a construção é necessário saber até que altura se reforça a barragem. O cálculo faz-se com base no caudal de cheia a adoptar para as obras de desvio, na capacidade de vazão destas e na capacidade de amortecimento da barragem parcialmente construída.

Acima desta altura não é necessário armar a barragem. Embora o reforço seja uma percentagem mínima do custo da barragem, o seu custo, em valor objectivo, é elevado. Contudo, por razões de segurança, convém manter acima daquela altura, o talude reforçado mas com armadura mais reduzida.

### 3.3.4.2 - Condições críticas, coeficiente de segurança e métodos de cálculo

Wilkins analisou experimentalmente a influência do nível de montante e de jusante na estabilidade, análise essa vinculada a superfícies de escorregamento previamente escolhidas. Verificou-se que aumentando os níveis de montante, há pequena variação do coeficiente de segurança, mas elevando os níveis de jusante, aumenta, em elevado grau, o coeficiente de segurança (Fig. 15).

Fig. 15 - Variação do coeficiente de segurança com os níveis de montante e de jusante [13].



A conclusão importante é de que deve fazer-se uma única análise de estabilidade, que é para o caso de galgamento e nível de jusante nulo. Nos outros casos o coeficiente de segurança será idêntico ou maior.

Deve notar-se também que um colchão permanente a jusante será importante para aumentar o coeficiente de segurança. Mas é de atender por outro lado a que os altos níveis de jusante pouco favorecem a estabilidade, visto que a barragem terá de passar pelo estado de galgamento e nível de jusante nulo.

Ainda segundo Wilkins, os coeficientes de segurança a utilizar em obras permanentes é de 1,50 e em obras temporárias 1,25.

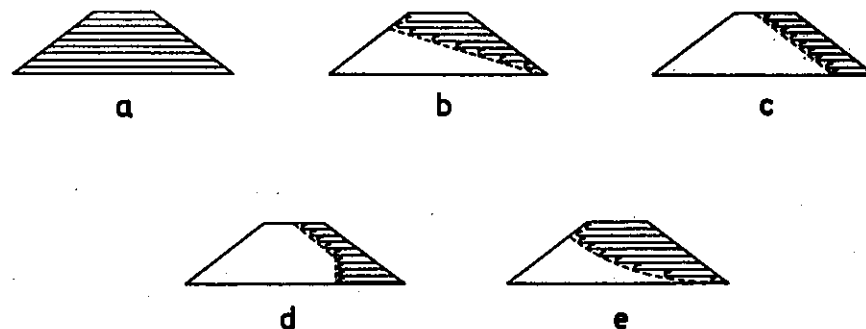
Para dimensionamento do reforço propuseram-se vários métodos, sendo os mais importantes o método de cunha de Wilkins [13] e o método de Sparks [20]

### 3.3.4.3 - Disposições construtivas

#### Tipos de reforço

Há vários esquemas gerais em que se pode basear o arranjo dos varões de ancoragem (Fig. 16).

Fig. 16 - Esquemas em que se pode basear o arranjo do reforço [13].



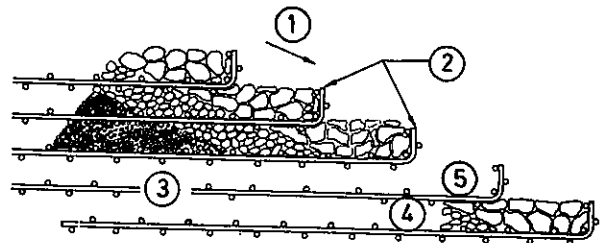


## PARTE I

Os tipos (b) e (e) não são aconselháveis porque o pé da barragem fica menos reforçado. Teoricamente são admissíveis, mas na prática surgem como um risco desnecessário. O tipo (a), oferecendo completa segurança, é, contudo, caro. Os tipos (c) e (d) constituem esquemas satisfatórios sendo o (d) mais lógico, dado que as forças aumentam com a profundidade, contando a partir da crista.

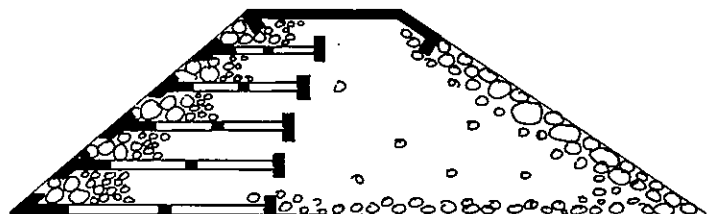
Na contra-barragem de Timbuctoo não foi usada malha superficial. O talude ficou em escada e a estabilidade contra a erosão superficial foi garantida com enrocamentos pesados (Fig. 17).

Fig. 17 - Reforço utilizado na contra-barragem de Timbuctoo [14].



Sparks propõe, para barragens de domínio de cheias, um reforço constituído por vigas de betão armado (Fig. 18). Este reforço elimina os problemas da corrosão.

Fig. 18 - Reforço de vigas de betão armado [20].



1 - 1. direcção do escoamento; 2. reforço; 3. areia grossa; 4. seixos miúdos; 5. brita; (materiais de modelo).

### Espaçamento vertical dos varões

O espaçamento vertical das camadas de varões depende das dimensões do enrocamento e da barragem, do método de construção, etc. Wilkins considera improvável a existência dessas roturas se a distância entre duas camadas de varões for inferior a metade do comprimento dos varões.

### Travamento

O travamento a ser fornecido pelas barras deve ser adequado para evitar deslocamentos. Segundo Wilkins, os últimos 1,5 metros das barras não têm qualquer influência no travamento, devendo desprezar-se para efeitos de cálculo.

### Abertura da malha

Segundo Wilkins pode admitir-se uma abertura da malha um pouco superior à máxima dimensão dos enrocamentos.

Sparks sugere a utilização dum revestimento superficial de enrocamentos de grandes dimensões colocado sobre os enrocamentos menores o que permite a utilização duma malha maior e reduz a velocidade de percolação à saída.

### Protecção contra corrosões

Os problemas de corrosão do reforço não se põem quando se trata duma barragem de enrocamento convencional que poderá ser galgada somente durante a construção. No caso de barragens destinadas a ser galgadas periodicate durante a sua existência, é necessário proteger o reforço contra a corrosão. As soluções possíveis são:

- 1) utilização de compensações de corrosão apropriadas

## PARTE I

- 2) utilização de revestimentos protectores
- 3) utilização de protecção catódica
- 4) utilização de barras de alumínio (ou outros metais não ferrosos).

A utilização de barras de metais não ferrosos, que são caros, pode não ser proibitiva no caso de barragens pequenas. A compensação de corrosão pode tomar a forma de utilização de tensões reduzidas no dimensionamento.



## CAPÍTULO 4

### DESCARREGADORES DE PERCOLAÇÃO

#### 4.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em 1955 Wilkins [21] , observando dois casos de escoamento de pequenos caudais através de barragens de enrocamento sem que estas sofressem qualquer acidente, pensou em averiguar até que valores podiam ser aumentados aqueles caudais, mantendo as barragens as mesmas condições de segurança. Simultâneamente a Hydro-electric Commission of Tasmania incluia no seu programa a construção de duas barragens de enrocamento localizadas de tal modo que se tornavam ideais para aplicação dos resultados do referido estudo. A investigação efectuada conduziu a um novo tipo de descarregador de cheias que se designou de descarregador de percolação. Uma daquelas barragens, a de Laughing Jack Marsh, foi assim a primeira barragem a ser construída com este descarregador.

O descarregador de percolação é um órgão onde a água em excesso galga o núcleo impermeável (que deve ser adequadamente protegido contra a ero-

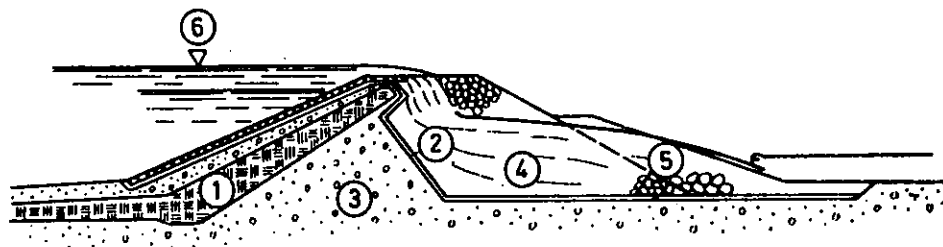
são), corre livremente através da secção de jusante da barragem e emerge finalmente no pé de jusante.

"A energia do escoamento é assim dissipada no interior da barragem, o que facilita a protecção do leito a jusante do descarregador ou então elimina completamente a necessidade dessa protecção<sup>1</sup>"

Os estudos de Wilkins foram continuados por Parkin e outros [22] que, na Universidade de Melbourne, observaram as características do escoamento e de estabilidade mecânica de barragens com descarregadores de percolação. Na figura 21 apresenta-se o esquema geral destas barragens. Não estando previsto o galgamento do coroamento, é necessário dimensionar a altura da barragem com uma folga que o evite.

Grodienko [9] estudou, em 1944, um tipo de descarregador de percolação que não prevê folga na barragem, sem no entanto admitir o galgamento do coroamento. O coroamento tem uma largura tal que a água se infiltra totalmente antes de atingir a sua extremidade de jusante (Fig. 19).

Fig. 19 - Esquema duma barragem com descarregador de percolação, segundo Grodienko [9].



Refere-se, a título de exemplo, a barragem de Laughing Jack. Apresentam-se algumas considerações teóricas e normas de dimensionamento dos descarregadores de percolação, baseadas na análise da bibliografia australia-

Fig. 19 - 1. núcleo impermeável; 2. filtro; 3. enrocamento; 4. enrocamento uniforme; 5. blocos de grandes dimensões; 6. nível de máxima cheia.

1 - Citado em [9], pág. 109.

## PARTE I

na. Não se referem as características de estabilidade das barragens com descarregadores deste tipo por não haver bibliografia disponível. Também pela mesma razão se não referem as barragens com descarregador de percolação de tipo soviético.

### 4.2 - EXEMPLO: A BARRAGEM DE LAUGHING JACK MARSH [21]

A barragem de Laughing Jack Marsh (Fig. 20) é uma pequena barragem de 12 metros de altura construída para regularizar os caudais da ribeira Power nos Central Highlands of Tasmania, originando uma albufeira de cerca de 24 milhões de metros cúbicos. O caudal de máxima cheia é de cerca de  $114 \text{ m}^3/\text{s}$ , o qual tendo em atenção a capacidade de armazenamento, se reduz a um valor entre  $30$  e  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ , em função da subida da água a montante. É esta pequena cheia que é escoada pelo descarregador de percolação.

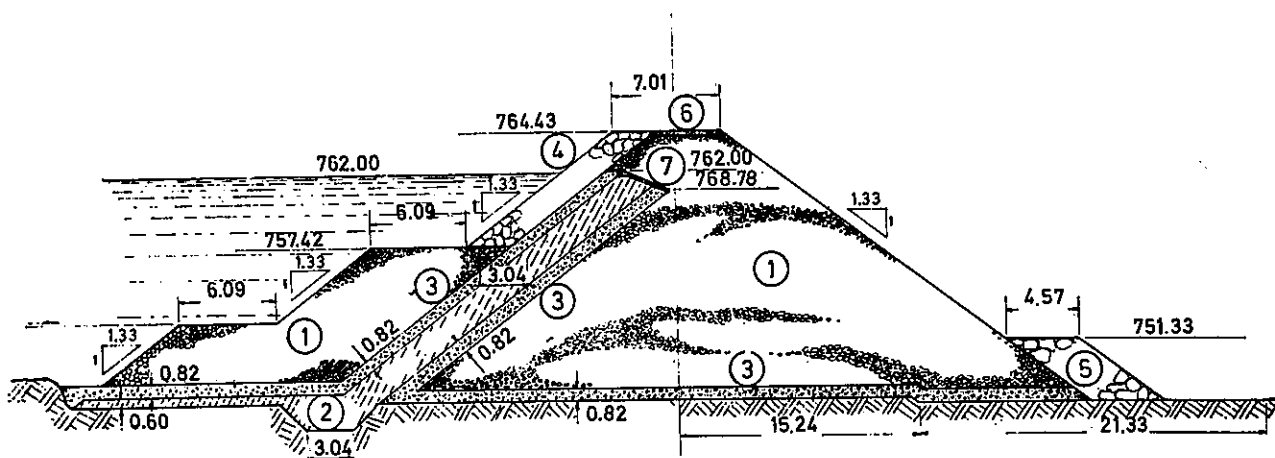


Fig. 20 - Barragem com descarregador de percolação. A barragem de Laughing Jack Marsh [21] .

Fig. 20 - maciço de enrocamento; 2. núcleo argiloso; 3. filtro; 4. enrocamento de protecção do talude de montante; 5. blocos de grandes dimensões; 6. estrada; 7. laje descarregadora.

A extremidade superior do núcleo impermeável foi revestida com uma laje descarregadora de betão, sendo as características da barragem na zona do descarregador as seguintes:

- dimensão dos enrocamentos: 23 a 46 centímetros
- raio hidráulico médio (segundo Taylor): 3,5 centímetros
- índice de vazios: 0,85.

Quando o nível na albufeira subir de 1,52 metros, escoar-se pelo descarregador um caudal total de  $28,3 \text{ m}^3/\text{s}$ . A altura crítica da lâmina líquida é de 51 centímetros e a velocidade nesta secção, através dos vazios, de  $2,22 \text{ m/s}$ . Para ter a certeza de que, nesta zona, os blocos não se moviam sob a acção da força provocada pela água, decidiu-se utilizar uma camada de enrocamento cujo peso total fosse equivalente a cerca de 10 vezes a força resultante da acção da água nos enrocamentos. Esta decisão levou à construção duma camada com 3 metros de espessura. O peso desta camada contribui também para a manutenção no local da laje de betão que constitui a crista do descarregador. Este critério serviu ainda para definir a cota da extremidade de jusante do descarregador.

#### 4.3 - CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS E NORMAS DE DIMENSIONAMENTO DOS DESCARREGADORES DE PERCOLAÇÃO [21] , [22] , [23]

##### 4.3.1 - Escoamento de percolação em barragens de enrocamento

O escoamento de percolação em barragens de enrocamento faz-se em regime turbulento. As equações que são necessárias para descrever as condições deste escoamento, são, portanto, mais complexas que a lei de Darcy. Foram vários os autores que procuram a lei de perda de carga para escoamen



## PARTE I

tos turbulentos de percolação. Em 1937 Missbach<sup>1</sup> sugeriu uma equação da forma

$$i = a V_e^m \quad (18)$$

onde  $V_e$  é a velocidade efectiva e  $a$  e  $m$  são constantes independentes de  $V_e$ . O valor de  $m$  está compreendido entre 1 e 2. Wilkins, com base naquela fórmula e em ensaios feitos com agregados de dimensões compreendidas entre 1,29 e 20,32 centímetros, introduziu a equação

$$V_e = K R'^{0,5} i^{0,54} \quad (19)$$

onde  $R'$  é o raio hidráulico segundo Taylor<sup>2</sup> e  $K$  é uma constante para um dado material.

Esta equação foi utilizada para o dimensionamento da barragem de Laughing Jack Marsh, e nos estudos conduzidos posteriormente na Universidade de Melbourne relativos a este novo tipo de descarregador. As rêsdes de escoamento obtêm-se também com base nesta equação<sup>3</sup>.

### 4.3.2 - Zonas típicas de escoamento numa barragem com descarregador de percolação. Características hidráulicas destas zonas

Analisando a natureza do escoamento em modelos de várias formas geométricas, Sandie identificou<sup>4</sup>, em 1961, quatro zonas distintas de escoamento (Fig. 21).

1) Zona de montante - a parte do maciço a montante do elemento imper-

---

1 - Citado em [23] , pág. 21.

2 -  $R' = \frac{\text{índice de vazios}}{\text{área superficial por unidade de volume}}$

3 - Ver Capítulo 3 pág. 44.

4 - Citado em [22] , pág. 165.

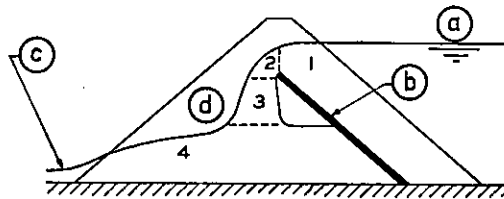
meável

2) Zona da crista - a adjacente à crista do elemento impermeável

3) Zona em queda livre - situada abaixo da crista, onde a água cai livremente sob a acção da gravidade

4) Zona de jusante - a água corre através dos enrocamentos de jusante da barragem em condições semelhantes ao escoamento em superfície livre.

Fig. 21 - Barragem com descarregador de percolação. Esquema geral e zonas típicas de escoamento [22] .



A grandeza e localização destas zonas é, contudo, variável, dependendo da geometria da barragem e do caudal escoado.

Embora a zona de montante não permita análise simples em virtude do número de parâmetros geométricos envolvidos e seja influenciada pelas condições na crista onde existe uma secção de controle, o mesmo se não passa relativamente às outras zonas. Cada uma delas é independente das vizinhas e pode ser estudada isoladamente. Esta situação tornou-se possível dada a natureza da zona em queda livre, onde as velocidades são constantes e as pressões sempre atmosféricas. É assim possível a utilização de duas secções de controle, localizadas nas zonas da crista e de jusante.

#### 4.3.2.1 - Zona de montante

Para dado caudal a linha de água na zona de montante determina-se a

Fig. 21 - 1. zona de montante; 2. zona da crista; 3. zona em queda livre; 4. zona de jusante; a. nível de montante; b. elemento impermeável; c. nível de jusante; d. enrocamento.

## PARTE I

partir da secção de controle da zona da crista. Determina-se a partir daqui a altura total da barragem. No entanto, e a menos que os limites do escoamento estejam confinados de tal modo que as condições se tornem as dos escoamentos em canais, não é possível, dadas as interferências referidas anteriormente, determinar os perfis da superfície da água na zona de montante sem recorrer ao estudo em modelo.

Verificou-se que o escoamento é aproximadamente laminar na parte inferior da zona de montante tornando-se turbulento em zonas mais próximas da crista.

Em muitos casos, contudo, o elemento impermeável será constituído por terra e o descarregador será, conseqüentemente, bastante espesso. Pode também localizar-se próximo do talude de montante. Em tais condições aplicar-se-á ao escoamento na zona de montante a equação, sendo  $\text{tg}\theta$  a inclinação do leito,

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\text{tg}\theta - a \frac{v_e^m}{v_e^2}}{1 - \frac{v_e^m}{gy}} \quad (20)$$

obtida por analogia com os escoamentos com superfície livre.

### 4.3.2.2 - Zona da crista

Verificou-se, conforme referido, que as condições na crista influenciavam as zonas adjacentes de montante e em queda livre, e que, para dada gama de caudais eram independentes das condições de jusante. Na crista existe portanto uma secção de controle.

#### Carga na crista; relação com o caudal (curva de vazão)

Parkin verificou que a carga na crista variava linearmente com o caudal:

$$q \propto h$$

sendo  $q$  o caudal unitário e  $h$  a carga na crista.

Segundo Wilkins, a altura do escoamento na crista seria a altura crítica  $h_c$  definida por<sup>1</sup>

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g} \left(\frac{1+e}{e}\right)^2} \quad (21)$$

Mas como o descarregador está embebido no enrocamento, tem de se atender às perdas por atrito que fazem com que a velocidade, seja inferior à crítica, ou, o que é o mesmo, com que a altura do escoamento seja superior à crítica. É então evidente que a carga na crista não é determinada por considerações de altura crítica, mas principalmente por perdas na zona de montante.

Verificou-se que o gradiente de energia correspondente ao escoamento na zona da crista é de 0,82. Este valor está de acordo com as condições de protótipo e nos cálculos deverá ser tomado o valor de 0,8.

#### Espessura mínima do escoamento

A espessura mínima ocorre a jusante da crista e antes do início da zona em queda livre. Fica num plano que passa pela crista do elemento impermeável e é inclinado a 45 graus, no sentido de montante com a vertical. A referida espessura é medida normalmente à direcção do escoamento e utiliza-se para determinar a velocidade máxima que ocorre na crista.

Verificou-se que a espessura mínima corresponde ao escoamento com gradiente unitário de energia.

1 - Esta expressão foi obtida também por analogia com o escoamento (crítico) em superfície livre.

## PARTE I

### Espessura do escoamento segundo a horizontal

É a espessura do escoamento medida segundo um plano horizontal passando pela crista no início da zona em queda livre.

Esta dimensão é igual à carga na crista para todos os caudais em que exista zona de queda livre.

### Conclusões

A geometria do escoamentos na zona da crista é controlada mais pelas perdas por atrito na zona de montante do que por considerações de altura crítica.

Verificou-se que existem três dimensões lineares que podem servir para definir a zona da crista, e que estas dimensões estão associadas a valores particulares do gradiente de energia. Destas dimensões escolheu-se a carga na crista como a mais conveniente para controle hidráulico das zonas da crista e de montante. A sua posição é fixa no espaço e é a última das dimensões a ser afectada pelas condições de jusante.

Para efeitos de cálculo destas dimensões indicam-se no quadro II os valores associados dos gradientes de energia.

QUADRO II - VALORES DO GRADIENTE DE ENERGIA A UTILIZAR PARA CÁLCULO DAS DIMENSÕES NA ZONA DA CRISTA

Dimensão	Gradientes de energia associados.
Altura na crista	0,8
Espessura mínima	1,0
Espessura na horizontal	0,8

#### 4.3.2.3 - Zona em queda livre

A zona em queda livre liga as zonas da crista e de jusante. Os limites

do escoamento divergem gradualmente, aumenta progressivamente a emulsão de ar e a componente vertical da velocidade média mantém-se constante. A pressão é, em todos os pontos, a atmosférica.

A dispersão do escoamento é um processo aleatório resultante do impacto do fluido nos elementos sólidos os quais se apresentam angulosos e e dispostos ao acaso. Não é ainda (1963) possível prever o perfil de dispersão para dado caudal e tipo de enrocamento, o que não tem grande importância quando os caudais são baixos. Contudo, para grandes caudais a extensão da zona em queda livre reduz-se, podendo ser eliminada. As zonas da crista e de jusante juntam-se e influenciam-se mutuamente, originando o que se chama "descarregador de percolação afogado". Este descarregador só pode ser estudado em modelo reduzido. Verificou-se, em estudos laboratoriais, que este tipo de descarregador diminui a segurança da barragem relativamente à rotura segundo superfícies de deslizamento que abrangem a parte de jusante do maciço, facto que o torna inadequado para projecto.

#### 4.3.2.4 - Zona de jusante

Na zona de jusante o escoamento é, em certa medida, idêntico ao movimento gradualmente variado. A linha de água para dado caudal pode portanto obter-se a partir da equação (20).

Altura de saída  $h_e$

Para cálculo da linha de água é necessária uma condição inicial. Tais condições são fornecidas por pontos de controle hidráulico tendo sido possível averiguar o seguinte:

- 1) o ponto de controle para a zona de jusante é o ponto onde o nível freático encontra o talude de jusante;

## PARTE I

2) se o caudal emergente puder sair livremente, a altura do escoamento nesse ponto é única e chama-se "altura de saída";

3) para níveis de jusante abaixo da altura de saída, o ponto de saída permanece constante, sendo essa altura proporcional ao caudal e podendo obter-se a partir da fórmula<sup>1</sup>:

$$h_e = q \left( \frac{1+e}{e} \right) \left( \frac{a}{\text{sen}\theta} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (22)$$

O traçado da linha de água faz-se a partir deste ponto;

4) se o nível de jusante exceder a altura de saída descrita, o ponto de controle a partir do qual se pode traçar a linha de água na zona de jusante, corresponde agora a este nível de jusante.

---

1 - Deduzida do seguinte modo:

verificou-se que  $h_e$  era função da inclinação do talude de jusante da barragem  $\theta$  e do caudal unitário  $q$ . À saída, o nível freático é em geral tangente ao talude de jusante podendo o gradiente de energia tomar-se igual a  $\text{sen}\theta$ .

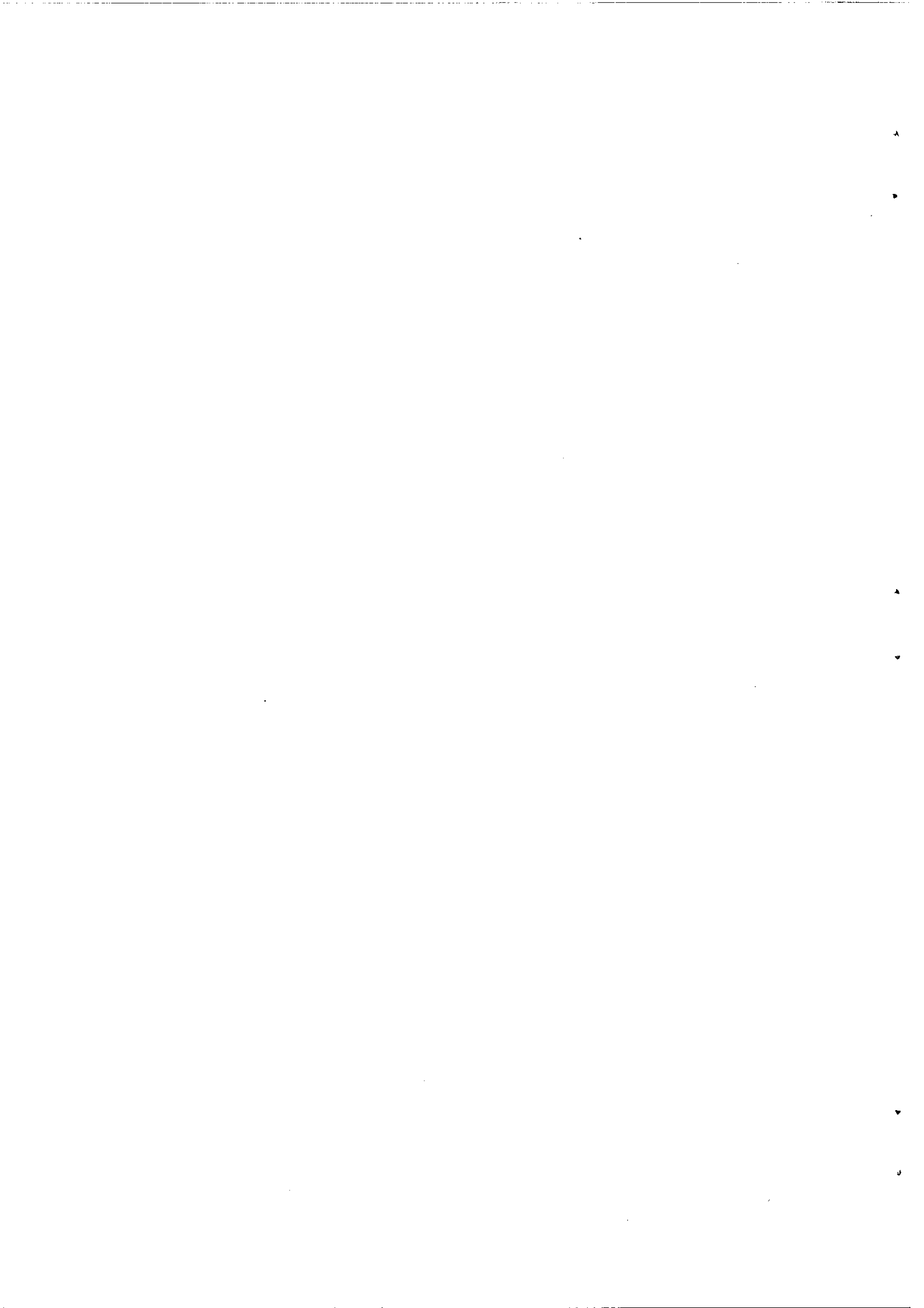
Da equação (20), têm-se

$$V_e = \left( \frac{\text{sen}\theta}{a} \right)^{1/m}$$

Admitindo que a velocidade na zona da saída é uniforme e horizontal, tem-se

$$h_e = \frac{q}{V_e} \frac{1+e}{e}$$

Substituindo o valor de  $V_e$  ter-se-á a equação (22).





## CAPÍTULO 5

### BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

#### 5.1 - DEFINIÇÃO E CONSIDERAÇÕES GERAIS

O processo mais simples de escoar as cheias em barragens de enrocamento consiste em permitir o seu galgamento, protegendo, para garantir estabilidade, o coroamento e talude de jusante com blocos de grandes dimensões.

Obtêm-se assim estruturas exclusivamente constituídas, a menos dum possível órgão de estanqueidade, por enrocamentos. São as chamadas barragens de enrocamento galgáveis.

Não existe, para estas barragens, uma técnica tão evoluída como para as barragens com descarregadores de percolação, para as barragens descarregadoras com maciço resistente em material incoerente, ou para as barragens armadas. Os problemas são, de resto, comuns. Estes tipos de barragens constituem alguns dos diferentes métodos encarados para os resolver. Têm contudo limitações: as barragens armadas e as barragens descarregadoras com maciço resistente em material incoerente recorrem à utilização de aço ou be

tão em grandes quantidades, materiais que encarecem a obra. As barragens com descarregador de percolação são dimensionadas, em geral, para caudais baixos, e não permitem o galgamento do coroamento. A prática soviética das barragens descarregadoras surgiu até como uma extensão das barragens com descarregador de percolação, quando os caudais são elevados e já não seria económico construir uma barragem deste tipo<sup>1</sup>. As barragens galgáveis surgem assim como uma solução complementar ou mais económica.

A maioria dos estudos existentes dizem respeito aos vários fenómenos relacionados com a construção de barragens de enrocamento, em especial à construção de ensecadeiras construídas em água corrente. Contudo, os princípios desenvolvidos como resultado de tais estudos não foram aplicados de modo exaustivo ao dimensionamento de estruturas permanentes. O primeiro estudo que se conhece referente à técnica das barragens de enrocamento galgáveis é o trabalho de Olivier [24], publicado em Março de 1967. Na Sogreah, França, estava em curso em 1966/67, um estudo experimental relativo à estabilidade de blocos de enrocamento constituintes do talude de jusante dum maciço descarregador [25]. Não há, porém, resultados publicados.

Apesar das deficiências teóricas, existem alguns protótipos construídos e em funcionamento há vários anos. Assim, em França [26], e incluídos no aproveitamento do Rhône, estão construídas as soleiras descarregadoras de Ardèche, Durance Gard e Beaucaire. Em 1970 estava em estudo, na Sogreah, outra soleira a construir a sul de Beaucaire, e destinada a suportar caudais unitários, em regime rápido, superiores a  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para permitir a navegação no rio Arkansas, Estados Unidos, foram também construídos vários maciços galgáveis, alguns dos quais com uma via de comunicação localizada no coroamento [27]. Na Finlândia [28] foi construída em 1966 uma barragem galgável susceptível de resistir a um caudal máximo de  $4800 \text{ m}^3/\text{s}$ . Todos es

---

1 - Citado em [9], pág. 112.

## PARTE I

tes casos foram dimensionados por meio de ensaios em modelo reduzido. São também frequentes os casos de ensecadeiras de enrocamento que são dimensionadas para resistir ao galgamento. O caso português mais recente e mais importante é o de Cabora-Bassa. Para este aproveitamento foram estudadas no LNEC as obras de desvio em que as duas ensecadeiras eram barragens de enrocamento galgáveis [7]. Na solução construída apenas a ensecadeira de montante se pode classificar neste tipo de barragens.

O estudo da técnica das barragens de enrocamento galgáveis é o objetivo fundamental deste trabalho, e será tratado na II Parte. Referem-se contudo nesta parte, a título de exemplo, as ensecadeiras de Cabora-Bassa primitivamente estudadas no LNEC (obra provisória) e a barragem submersa do Lago Kemi (obra permanente).

### 5.2 - EXEMPLOS

#### 5.2.1 - Ensecadeiras de Cabora-Bassa<sup>1</sup>. Solução primitiva, estudada em modelo reduzido no LNEC [7].

Na solução que primitivamente foi concebida para as obras de desvio, a ensecadeira de montante tinha directriz circular e era constituída por um maciço de enrocamentos tendo um núcleo formado por duas cortinas de estacas pranchas metálicas, e por um arco de betão com pilares, na super-estrutura, apoiado em dois maciços que formavam os encontros. A ensecadeira de jusante tinha directriz recta, a impermeabilização era assegurada por uma cortina de estacas pranchas metálicas encabeçada por um prisma de betão, sendo a estabilidade garantida também por maciços de enrocamento. O caudal desviado era de 3000 m<sup>3</sup>/s.

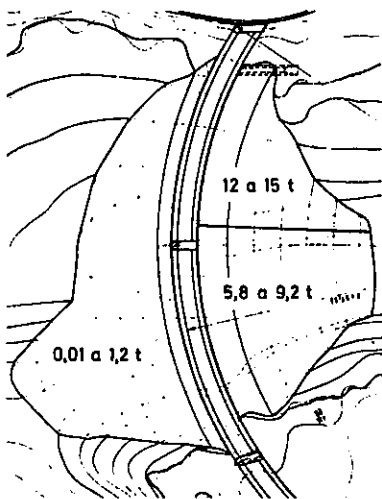
As duas ensecadeiras foram estudadas para resistirem a caudais de gal

---

1 - Ver capítulo 2, pág. 20 e capítulo 3, pág. 36.

gamento até 10 000 m<sup>3</sup>/s. Para haver estabilidade seria necessário que a ensecadeira de jusante fosse devidamente protegida. Assim a montante da cortina usaram-se enrocamentos de 1,2 a 3,3 toneladas, e a jusante, junto à margem direita e ao prisma de betão, duas camadas de enrocamentos de peso compreendido entre 5,8 e 9,2 toneladas. Na parte restante bastava proteger com enrocamentos de 1,7 a 5,8 toneladas. A ensecadeira de montante deveria ser revestida a jusante do elemento impermeável, por enrocamentos de 12 a 15 toneladas junto da margem esquerda e enrocamento de 5,8 a 9,2 toneladas junto da margem direita. A montante do elemento impermeável não era necessária protecção (Fig. 22).

ENSECADEIRA DE MONTANTE



ENSECADEIRA DE JUSANTE

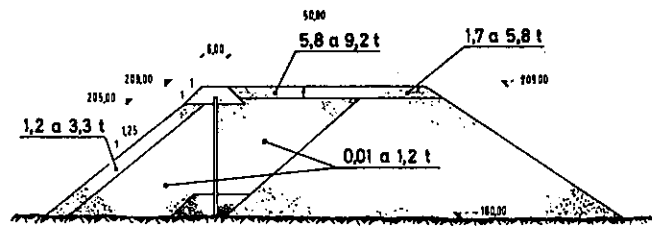
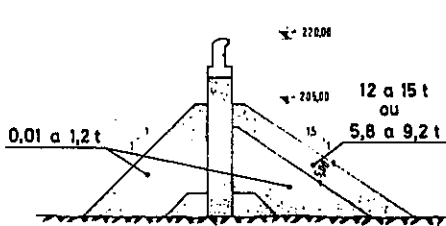
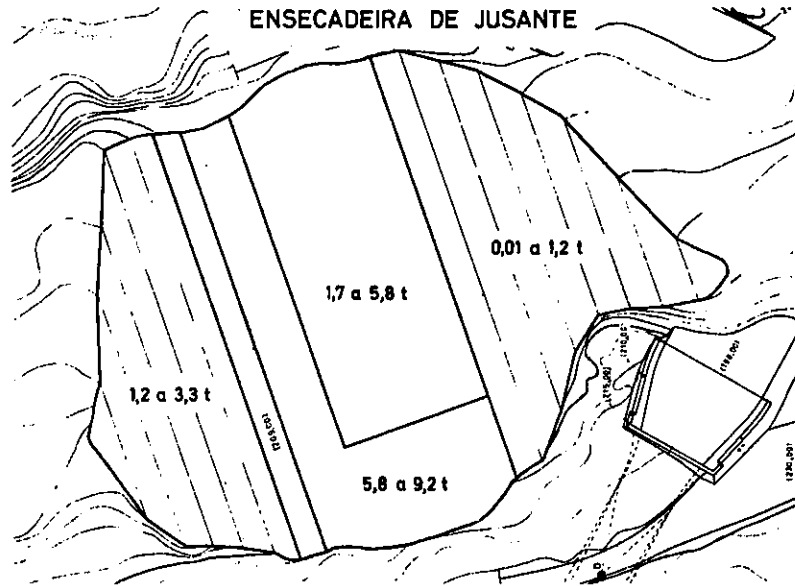


Fig. 22 - Barragens de enrocamento galgáveis. As ensecadeiras de Cabora-Bassa (solução primitiva).

## PARTE I

### 5.2.2 - A barragem submersa do lago Kemi [20]

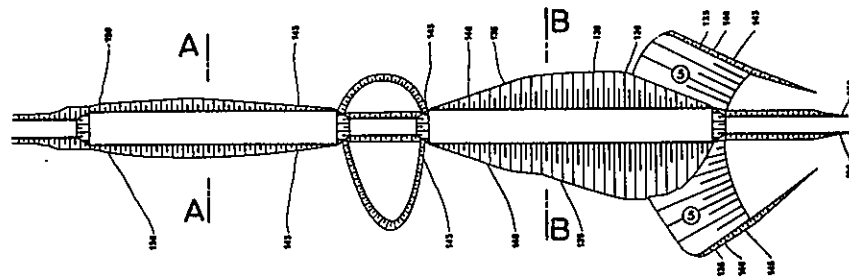
O rio Kemi é a fonte de energia hidroelétrica mais importante da Finlândia. O seu potencial energético economicamente explorável, é de cerca de 30% do potencial energético total explorável do país. Os afluentes do rio nascem nas regiões despovoadas do Norte, onde a neve cobre o solo, em alguns anos, durante mais de 250 dias. Como em todos os rios onde a maior parte do escoamento anual se dá na Primavera quando da fusão da neve acumulada durante o Inverno, os caudais do rio Kemi são muito variáveis: 90 a 4 400 m<sup>3</sup>/s. Os três afluentes principais, os rios Kemihaara, Kitinen e Liu ro, têm a foz a montante do lago Kemi.

Para aproveitamento do rio Kemi houve necessidade de regularizar as cheias. Aproveitou-se o lago Kemi, estrategicamente localizado, para armazenar uma parte importante do caudal de Primavera a ser utilizado, nos aproveitamentos de jusante, durante o período de águas baixas no Inverno. O esquema previsto para a regularização do lago implicava um abaixamento considerável do nível normal de águas baixas, de modo a garantir armazenamento para as cheias da Primavera. Sem medidas protectoras, este abaixamento provocaria prejuízos consideráveis na parte superior do lago. Para evitar estes prejuízos construiu-se uma barragem galgável, em enrocamento, destinada a manter um nível mínimo na parte superior do lago, permitindo regularizá-lo sem modificar o seu regime.

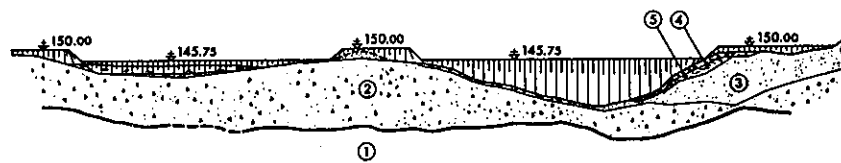
A barragem tem 470 metros de comprimento e foi dimensionada para resistir a um caudal máximo de 4800 m<sup>3</sup>/s. Escolheu-se uma barragem em enrocamento por a fundação ser constituída por rocha revestida por uma camada de moreias de espessura variável, e existir na região blocos de enrocamento de grandes dimensões à superfície do solo.

O dimensionamento da barragem (Fig. 23) fez-se com auxílio de ensaios

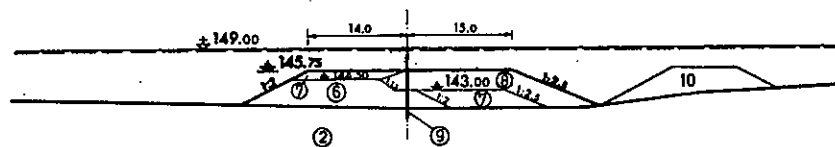
Fig. 23 - Barragem de enrocamentos galgável. Barragem submersa do lago Kemi [28] .



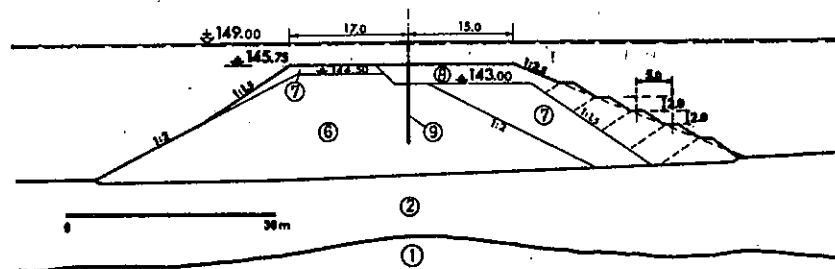
Planta



Perfil longitudinal



Secção A A



Secção B B

em modelo reduzido. O coroamento fixou-se à cota 145,75 dados os condicionamentos dos níveis na zona de montante do lago. A secção transversal foi dimensionada de modo a permitir a passagem de troncos (isolados ou em feixes). O peso dos blocos de revestimento estáveis foi calculado pela

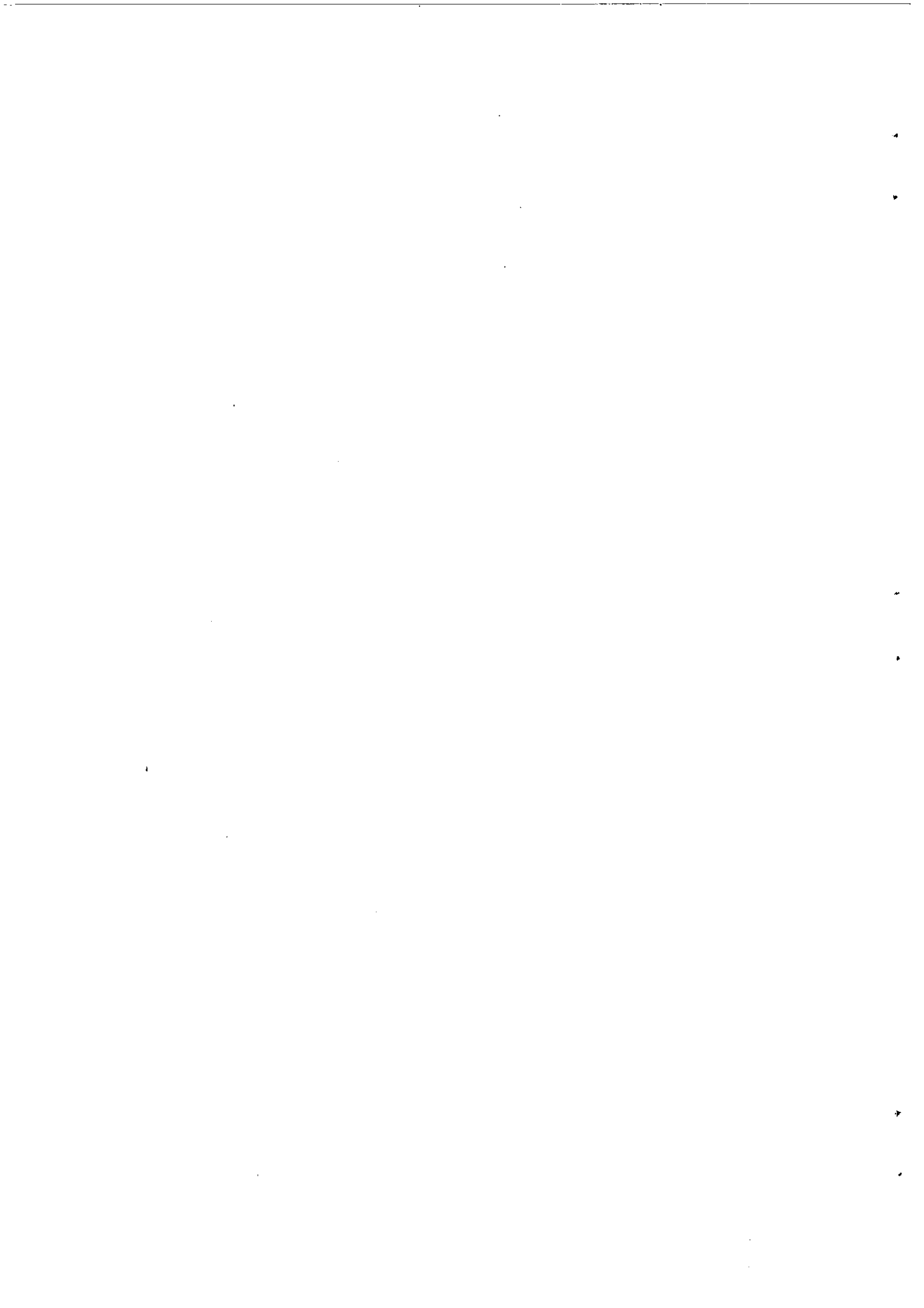
Fig. 23 - 1. rocha; 2. moreia; 3. areia; 4. areia fina; 5. enrocamento de protecção do talude; 6. moreia lançada na água; 7. enrocamento vulgar; 8. blocos de revestimento com pesos de 1,5 a 3 toneladas; 9. cortina de estacas pranchas; 10. ensecadeira de moreia.

## PARTE I

fórmula de Isbash, tendo sido confirmado pelos ensaios. Resultou para a velocidade de dimensionamento de 7 m/s enrocamento de 1,5 a 3 toneladas. As fases de construção e a escolha dos diferentes tipos de material a utilizar foram também estudados em modelo reduzido.

A construção da barragem foi concluída no inverno de 1966. No primeiro período de cheias a barragem foi objecto de cuidadosa observação. Quando o nível no lago, no inverno de 1967, desceu para a cota 142,00, a inspecção da barragem mostrou ter havido na zona do canal profundo erosão na parte superior do talude de jusante. Os materiais erodidos permaneceram depositados no talude. A montante da cortina de estacas-prancha verificaram-se, em certos pontos, escavações, nunca superiores a 0,5 metros.

As erosões foram inferiores às esperadas. Os estragos foram corrigidos por colocação de enrocamento adicional. As cheias posteriores não motivaram novas reparações. A barragem é inspeccionada todos os anos quando os níveis são baixos.





## PARTE II

### INTRODUÇÃO AO ESTUDO DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

#### II.1 - REVISTA BIBLIOGRÁFICA

#### CAPÍTULO 6

#### ESTABILIDADE HIDRÁULICA DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS

##### 6.1 - MECANISMO FÍSICO DA ROTURA

Numa barragem de enrocamento galgável existem simultâneamente caudais de galgamento e caudais de percolação<sup>1</sup>. Cada um destes caudais está ligado a um tipo de mecanismo de rotura<sup>2</sup>. O caudal de galgamento provoca roturas por erosão superficial e o caudal de percolação roturas por escorregamento de taludes.

Quando existem apenas erosões superficiais, que são localizadas, diz-se que há instabilidade local. Estas erosões podem não dar origem à destruição da barragem, pois a geometria desta pode ser tal que as erosões

---

1 - Parte-se deste princípio, apesar da existência do caudal de percolação depender da técnica de construção da barragem, conforme se referiu no Capítulo 3, pág. 46.

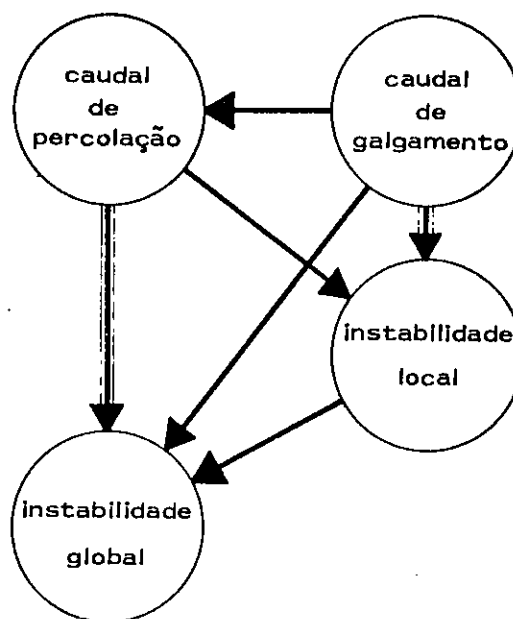
2 - Ver Capítulo 3, pág. 42.

atingam uma situação de equilíbrio. Porém as erosões podem também ser progressivas e conduzir a uma destruição total da barragem. A instabilidade local conduziu a uma situação em que a barragem deixou de ser estável na sua totalidade. Chama-se a esta instabilidade, instabilidade global. O caudal de galgamento pode também, em certos casos, dar origem, directamente, à instabilidade global<sup>1</sup>.

As roturas por deslizamento de taludes conduzem à instabilidade global. Os caudais de percolação existem sempre que há caudais de galgamento, e podem ocorrer quando não há galgamento (por exemplo no caso do caudal se infiltrar totalmente antes de atingir a extremidade de jusante do coroamento da barragem). Pode, nestas circunstâncias, haver instabilidade local quando os caudais de percolação ressurgem e correm pelo talude abaixo.

Em resumo pode dizer-se (Fig. 24): a rotura da barragem pode dar-se

Fig. 24 - Análise dos mecanismos de instabilidade.



1 - Verificou-se no decorrer dos estudos experimentais, a rotura global da barragem, rotura essa que se atribuiu ao caudal de galgamento. Não foi possível averiguar se essa rotura foi consequência de erosões localizadas que progrediram muito rapidamente ou se resultou do deslizamento da parte do talude. Admitiu-se ter sido este o fenómeno, e, dado que os caudais de percolação eram sempre muito reduzidos relativamente aos de galgamento (na realidade mediu-se apenas o caudal total mas esta hi.../

## PARTE II

por instabilidade local ou por instabilidade global. Qualquer destes mecanismos de rotura pode ser provocado quer pelos caudais de galgamento quer pelos caudais de percolação.

### 6.2 - ESTABILIDADE LOCAL [30],[33]

#### 6.2.1 - Generalidades

A estabilidade local está ligada, como se viu, às erosões superficiais: sob a acção do escoamento os blocos de enrocamento são arrancados da sua posição de equilíbrio e arrastados até ocuparem nova posição estável. A estabilidade é conseguida quando os blocos não são deslocados por acção do escoamento. A finalidade da teoria será encontrar as condições de equilíbrio crítico, isto é, as condições para as quais basta um pequeno esforço suplementar para alterar o estado de repouso de um bloco. É necessário, portanto, analisar, por um lado o equilíbrio das forças a que os blocos estão sujeitos, e, por outro lado, a influência do conjunto dos blocos de enrocamento no próprio escoamento, ou seja as perdas de carga por eles introduzidas.

O problema da estabilidade de blocos de enrocamento sujeitos à acção duma corrente foi analisado primeiramente por Isbash em 1936 [29]. Os seus trabalhos visavam o caso da construção de ensecadeiras pelo lançamento de enrocamento em água corrente. Com base na lei de Brahms, Airey determinou uma expressão para o equilíbrio dos blocos. Dez anos mais tarde Blanchet retomou os estudos na mesma linha [30]. Completou os resultados de Isbash e referiu um método de cálculo baseado na hidráulica e na mecânica dos solos, que não aprofundou. Foi Olivier em 1967 [24] quem retomou o pro

---

/... pótese está de acordo com o que efectivamente se passa), atribuiu-se esta rotura ao caudal de galgamento.

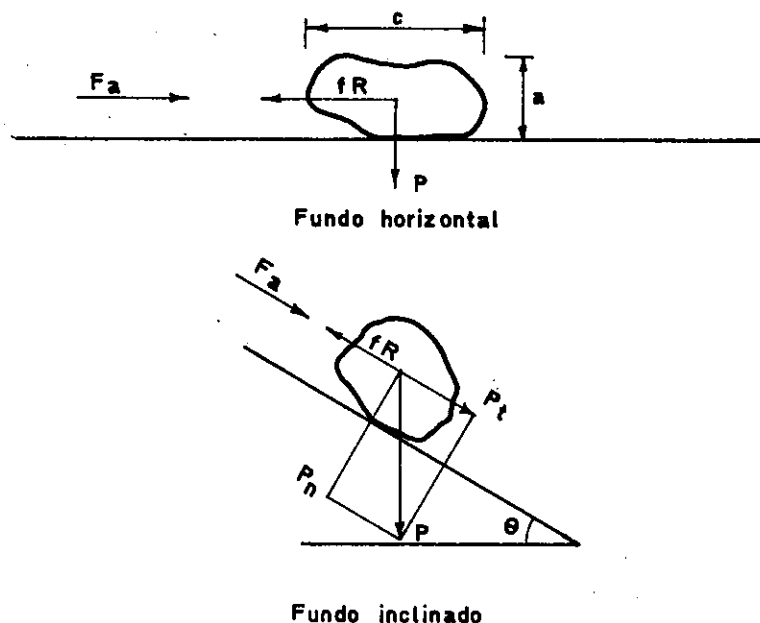
blema já com vista às barragens de enrocamento galgáveis. Desta índole a contribuição mais recente é a de Hartung e Scheuerlein [31], que em 1970 apresentaram um estudo relacionado com o escoamento acelerado no talude de jusante duma barragem de enrocamento.

Apresenta-se a dedução das equações gerais de equilíbrio, para blocos homogêneos, baseada na velocidade média do escoamento e as equações devidas a Isbash, Olivier e Hartung. Apresenta-se também a análise qualitativa da influência da arrumação dos blocos na sua estabilidade, devida a Blanchet.

6.2.2 - Forças actuantes num bloco de enrocamento e movimentos que este pode sofrer sob a acção daquelas forças

Considere-se um bloco de enrocamento, assente em fundo de blocos idênticos e sujeito à acção dum escoamento (Fig. 25).

Fig. 25 - Forças actuantes num bloco de enrocamento.



As forças a que o bloco está sujeito são essencialmente as seguintes:

- impulso hidrodinâmico devido ao escoamento
- peso próprio

## PARTE II

- reacções do fundo onde se apoia.

O impulso hidrodinâmico pode determinar-se recorrendo aos conhecimentos relativos ao escoamento em torno de corpos submersos. A equação geral do arrastamento é dada por [32]<sup>1</sup>

$$F_a = \frac{K_a S \rho V^2}{2} \quad (23)$$

sendo  $K_a$  um coeficiente adimensional de arrastamento,  $S$  a área da secção transversal do corpo perpendicularmente à direcção do escoamento,  $\rho$  a massa específica do fluido,  $V$  a velocidade do escoamento, e  $F_a$  a força de arrastamento.

Esta equação foi obtida para corpos isolados tendo-se verificado que  $K_a$  depende do número de Reynolds, da forma e da rugosidade relativa do corpo.

No caso das barragens galgáveis, os blocos de enrocamento não aparecem isolados no escoamento, mas colocados lado a lado e de tal modo que constituem, no seu conjunto, uma parede rugosa. É portanto evidente que o escoamento em torno de cada bloco é muito complexo, e complexa será a determinação teórica do impulso hidrodinâmico. Este será o resultado de vários efeitos: viscosidade e velocidade do fluido, forma e dimensão do bloco, localização deste em relação ao escoamento e aos obstáculos vizinhos.

Em primeira aproximação pode contudo recorrer-se à equação geral do arrastamento.  $K_a$  determina-se experimentalmente para cada caso. A experiência mostrou que para corpos de forma semelhante e orientados de modo semelhante em relação ao escoamento, o valor de  $K_a$  é praticamente independente do número de Reynolds. É no entanto necessário que aquele número seja suficientemente elevado, isto é, que o escoamento seja francamente turbulento. O

---

1 - Referência citada, pág. 231 e 392.

impulso hidrodinâmico é então proporcional a  $V^2$ . Admite-se que é o mesmo para todos os blocos constituintes da superfície do maciço. Segundo Blanchet<sup>1</sup> esta hipótese verificou-se grosseiramente nos ensaios que realizou. Na realidade a área  $S$  e a velocidade  $V$  não se apresentam de um modo tão simples como no caso dum corpo isolado. Uma parte de cada bloco é defendida da acção directa do escoamento pelos blocos precedentes e a distribuição de velocidades em torno dele é muito complexa em virtude da sobreposição das esteiras dos diferentes blocos. Como é difícil introduzir separadamente todas estas condições numa fórmula, pode utilizar-se a fórmula de Newton com um coeficiente  $K_a$  adequado. Foi o que fizeram Isbash e Blanchet<sup>2</sup>.

Sob a acção da gravidade cada bloco fica submetido a uma força  $P$  igual a:

$$P = \gamma_s \cdot \text{volume do bloco}$$

Isbash tomou em conta o facto do bloco estar submerso, descontando no peso o valor da impulsão. Blanchet fez notar que a componente vertical do impulso hidrodinâmico pode ter um valor e um sentido sem qualquer ligação com a impulsão, não sendo lógico entrar com esta nos cálculos.

O impulso hidrodinâmico e o peso do bloco fazem aparecer uma força  $R$  de reacção do fundo sobre o bloco, que tende a opôr-se ao movimento deste.

Os movimentos a que os blocos superficiais estão sujeitos são complexos, podendo, no entanto, distinguir-se três tipos simples:

---

1 - [30] pág. 143.

2 - Olivier utilizou, para determinação do impulso hidrodinâmico devido ao escoamento, a tensão tangencial de arrastamento,  $\tau$ , obtendo o valor:

$$F_a = \frac{\pi d s^2}{4} \tau$$

sendo  $d_s$  o diâmetro equivalente do bloco.

## PARTE II

- deslizamento
- basculamento
- rolamento.

O deslizamento consiste em, sob a acção do escoamento, o bloco ser ar rastado mantendo a sua posição relativamente ao fundo. O basculamento é uma oscilação em torno de um ponto de apoio que se pode verificar nas condições críticas de início de movimento. O rolamento é um movimento em que o bloco se desloca rolando em torno de um eixo.

Um bloco de enrocamento poderá ter um qualquer daqueles movimentos: a princípio, dependendo da sua posição, poderá bascular apoiando-se noutro bloco; quando as condições críticas forem ligeiramente ultrapassadas rolará; poderá rolar até atingir um local onde seja de novo estável, ou poderá rolar até atingir uma posição em que, não sendo já possível o rolamento, passe a movimentar-se por deslizamento até atingir o local onde seja de no vo estável. A ordem destas diferentes fases pode ser qualquer.

### 6.2.3 - Dedução das equações gerais de equilíbrio para um bloco isolado as- sente em fundo de blocos idênticos

#### 6.2.3.1 - Equilíbrio em fundo horizontal

Se o bloco estiver localizado no coroamento da barragem repousará em fundo horizontal. A equação de equilíbrio obtém-se a partir das solicitações actuantes. Pode considerar-se o equilíbrio de arrastamento e de rolamento.

Seja, para maior generalidade, um bloco definido pelas dimensões  $a, c, l$ , (Fig. 25), e  $V$  a velocidade do escoamento. As forças actuantes são:

$$F_a = K_a (a l) \gamma \frac{V^2}{2g} \quad (24)$$

$$P = (a c l) \gamma_s \quad (25)$$

$$R = f (a c l) \gamma_s \quad (26)$$

$f$  é o coeficiente de atrito bloco-blocos na água,  $\gamma$  e  $\gamma_s$  os pesos específicos da água e do bloco.

$R$  e  $F_a$  têm a mesma direcção e sentido oposto. O bloco não será arrastado enquanto  $R$  for superior a  $F_a$ . A situação de equilíbrio crítico é atingida para  $R = F_a$ . Seja  $V_{crl}$  o valor da velocidade do escoamento nessa situação:

$$K_a (a l) \gamma \frac{V_{crl}^2}{2g} = f (a c l) \gamma_s \quad (27)$$

$$V_{crl} = \sqrt{\frac{f}{K_a} \frac{\gamma_s}{\gamma} \frac{c}{2g} a} \quad (28)$$

A situação de equilíbrio crítico de rolamento, atingida para  $V_{crl}^*$ , é dada por:

$$K_a (a l) \gamma \frac{V_{crl}^{*2}}{2g} \frac{a}{2} = (a c l) \gamma_s \frac{c}{2} \quad (29)$$

$$V_{crl}^* = \sqrt{\frac{1}{K_a} \frac{\gamma_s}{\gamma} \frac{c^2}{a}} \quad (30)$$

Comparando-se as equações (28) e (30) obtêm-se

$$V_{crl} = V_{crl}^* \sqrt{f} \sqrt{\frac{a}{c}}; \quad (31)$$

como  $f$  é sempre inferior à unidade,  $V_{crl}$  será inferior a  $V_{crl}^*$  quando  $a \leq c$ .



## PARTE II

Portanto é mais fácil dar-se o movimento por arrastamento do que por rolamento.

Aos coeficientes  $\sqrt{\frac{f}{K_a}}$  e  $\sqrt{\frac{1}{K_a}}$  chamam-se, respectivamente, coeficiente de resistência ao arrastamento e coeficiente de resistência ao rolamento.

A equação de equilíbrio (crítico) de arrastamento é, sendo  $d_s$  o diâmetro equivalente do bloco e  $\eta$  um coeficiente adequado,

$$V_{crl} = \eta \sqrt{2g \frac{\gamma_s}{\gamma} d_s} \quad (32)$$

### 6.2.3.2 - Equilíbrio em fundo inclinado

Quando o bloco está localizado no talude de jusante da barragem repousa em fundo inclinado.

Seja  $\theta$  o ângulo do talude com a horizontal.

As forças actuantes são:

$$F = K_a d_s^2 \gamma \frac{v^2}{2g} \quad (33)$$

$$P = f_f \gamma_s d_s^3 \quad (34)$$

$f_f$  é um coeficiente de forma do bloco.  $F$  actua paralelamente ao talude e  $P$  na vertical.

O peso  $P$  pode decompor-se numa componente  $P_T$  paralela ao talude e noutra  $P_N$  normal:

$$P_T = P \sin \theta = f_f \gamma_s d_s^3 \sin \theta \quad (35)$$

$$P_N = P \cos \theta = f_f \gamma_s d_s^3 \cos \theta \quad (36)$$

A reacção R entre o bloco e o leito é:

$$R = f \cdot P_N = f f_f \gamma_s d_s^3 \cos \theta \quad (37)$$

A situação de equilíbrio crítico de arrastamento é dada, para  $V=V_{cr2}$ , por:

$$F + P_T - R = 0 \quad (38)$$

$$K_a d_s^2 \gamma \frac{V_{cr2}^2}{2g} + f_f \gamma_s d_s^3 \sin \theta - f f_f \gamma_s d_s^3 \cos \theta = 0 \quad (39)$$

$$V_{cr2} = \sqrt{\frac{f_f}{K_a} 2g \frac{\gamma_s}{\gamma} d_s (f \cos \theta - \sin \theta)} \quad (40)$$

#### 6.2.4 - Acção do enrocamento no escoamento

A influência do enrocamento nas características do escoamento faz-se sentir em dois aspectos: por um lado controla a velocidade do escoamento, por outro ocasiona grandes perdas de carga.

##### 6.2.4.1 - Acção controladora da velocidade

Verificou-se que quando um maciço de enrocamento está em equilíbrio sob a acção dum escoamento, a velocidade deste é bem determinada: é a velocidade crítica de arrastamento dos elementos do maciço. Se no maciço em equilíbrio se lançarem blocos análogos aos constituintes desse maciço, eles serão arrastados, dado que se verificará uma diminuição da secção do escoamento e por conseguinte um aumento da velocidade, que ultrapassará assim a crítica. Os blocos serão arrastados até a velocidade descer para este valor.

## PARTE II

Se, pelo contrário, se retiram blocos dum local do maciço haverá um aumento da secção do escoamento, logo uma redução na velocidade, o que permite que blocos de enrocamento idênticos sejam agora lançados sobre o maciço de modo a ocuparem o local deixado pelos outros. Esse local irá sendo preenchido até que o escoamento volte a ter de novo a velocidade crítica de arrastamento.

Portanto um leito de enrocamento tem por efeito manter um escoamento uniforme à velocidade  $V$ , pelo menos na vizinhança do fundo. Esta velocidade, que depende apenas das características dos blocos de enrocamento, é bem determinada e igual à dada por (32) ou (40).

### 6.2.4.2 - Perdas de carga devidas ao enrocamento

Referiu-se que as asperezas formadas por cada bloco da superfície do maciço originavam a formação duma esteira cujos turbilhões se difundem para jusante em toda a massa do escoamento. Cria-se assim uma turbulência que dissipa uma certa parte de energia do escoamento. O efeito total produzido pela rugosidade do conjunto dos blocos traduz-se então numa turbulência geral e numa perda de carga que se distribui com certa regularidade ao longo do escoamento.

Portanto, um maciço de enrocamento comporta-se como uma parede rugosa, e como tal é possível aplicar-lhe as noções relativas aos efeitos de tais paredes nos escoamentos, em particular as fórmulas das perdas de carga.

Como se verificou, o escoamento num maciço em equilíbrio crítico faz-se em regime uniforme. Então as fórmulas a aplicar são as fórmulas do regime uniforme, por exemplo a fórmula de Chezy ou de Strickler.

A velocidade crítica de arrastamento e a fórmula de Strickler são suficientes para resolver um problema de estabilidade de blocos de enrocamento quando se conhecem as suas características e o caudal.

#### 6.2.5 - Arrumação dos blocos de enrocamento

##### 6.2.5.1 - Generalidades

As equações gerais de equilíbrio foram deduzidas para um bloco isolado assente em fundo de blocos idênticos. Na realidade os blocos em barragens de enrocamento não se apresentam isolados, nem têm forma e dimensões homogêneas. Interessa portanto vêr a influência na estabilidade da posição do bloco não isolado relativamente ao escoamento e das suas dimensões relativamente aos blocos vizinhos. Blanchet fez um estudo qualitativo e Olivier analisou quantitativamente a influência da arrumação em blocos homogêneos<sup>1</sup>.

##### 6.2.5.2 - Blocos homogêneos

Considere-se um escoamento sobre um fundo constituído por blocos de enrocamento com a mesma dimensão e a mesma forma. Os blocos podem localizar-se, na superfície do maciço, em quatro posições relativamente à direcção do escoamento (Fig. 26):

- posição nº. 1: o bloco encontra-se isolado;
- posição nº. 2: o bloco encontra-se apoiado por jusante numa camada de blocos dispostos idênticamente sobre a camada inferior;
- posição nº. 3: o bloco, que faz parte da camada superficial, encontra-se protegido a montante e jusante por um ou mais blocos dessa camada.
- posição nº. 4: o bloco está numa posição simétrica da posição 2: en

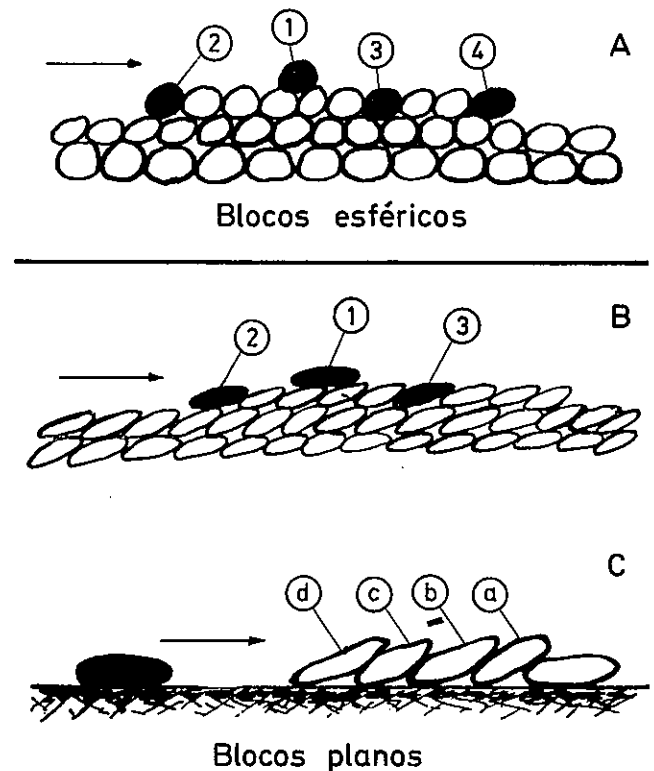
---

1 - Ver nº. 6.2.8, pág. 89.

## PARTE II

contra-se protegido a montante por uma camada de blocos idênticos mas não tem apoio por jusante.

Fig. 26 - Posições possíveis, relativamente ao escoamento, dos blocos de enrocamento homogêneos [30].



A simples observação da figura torna evidente que a estabilidade do bloco aumenta ao passar da posição 1 para a posição 3. Na posição 1 o bloco resiste isolado ao impulso hidrodinâmico. Na posição 2 já conta com o apoio da camada dos blocos onde se integra, sendo portanto mais estável. Na posição 3 está ainda mais protegido sendo o impulso hidrodinâmico muito reduzido. Para haver arrastamento é necessário primeiro que a componente vertical do impulso levante o bloco (ou que sejam arrastados os blocos que o apoiam por jusante). A posição 4 é uma posição intermédia entre a 1 e a 3, sendo o impulso hidrodinâmico muito reduzido; porém, dado que não existe apoio a jusante, a estabilidade é inferior à da posição 3.

Pode admitir-se "a priori" que as velocidades críticas de arrastamento destes blocos se relacionam do seguinte modo:

$$V_1 < V_2 < V_3 ; \quad V_1 < V_4 < V_3$$

Os índices referem-se às posições ocupadas pelos blocos. Relativamente às velocidades  $V_2$  e  $V_4$  não é possível dizer, "à priori", qual a relação existente entre elas.

Se os blocos são lamelares, têm tendência a acumular-se contra-inclinados (Fig. 26.B). Na posição 1 o impulso hidrodinâmico pode ter uma componente vertical que, se for dirigida para cima (sustentação), pode provocar o levantamento do bloco.

Quando da formação dum maciço pelo lançamento de enrocamento em água corrente, se os elementos constituintes forem lamelares, o referido maciço forma-se por estabilizações sucessivas dos blocos a, b, c, d, ficando o bloco de apoio horizontal e os outros contra-inclinados (Fig. 26.C).

#### 6.2.5.3 - Blocos não homogêneos

Quando os blocos não são homogêneos, são muitas as combinações possíveis para as posições relativas dos blocos entre si e em relação ao escoamento. Analisar-se-ão apenas as seguintes quatro hipóteses simples:

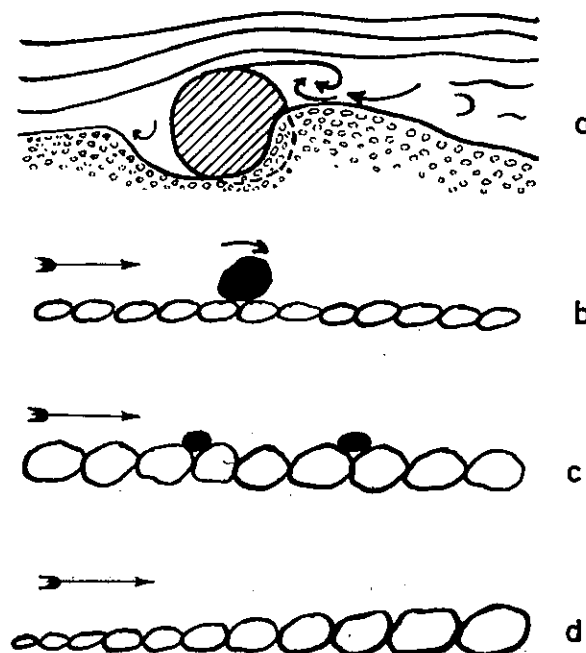
##### Bloco de grandes dimensões com fundo de elementos muito finos

Esta situação pode verificar-se, por exemplo, quando se pretende construir uma barragem de enrocamento em leito aluvionar. O escoamento em torno do bloco dá origem ao aparecimento de grandes velocidades locais, que podem arrastar ou pôr em suspensão os grãos do fundo. Verifica-se que há uma erosão na metade de montante do bloco, e uma acumulação dos materiais erodidos a jusante. O bloco afunda-se (Fig. 27.a). Se se movimentar rola facilmente porque a rugosidade do fundo é reduzida e dá apoio deficiente, só se imobilizando quando encontrar uma irregularidade do leito, ou quando

## PARTE II

atingir uma posição própria particular. Nesta posição haverá tendência a afundar-se, por efeito do mecanismo descrito.

Fig. 27 - Arranjos possíveis de blocos de enrocamento não homogêneos [30].



### Bloco de grandes dimensões com fundo de blocos menores

Verifica-se frequentemente que o bloco de grandes dimensões rola, mantendo-se estáveis os blocos de menores dimensões que constituem o leito (Fig. 27.b). Estes são estáveis em virtude dos apoios existentes entre si. O bloco maior não tem esses apoios, podendo assim ser instável.

### Bloco pequeno sobre leito constituído por blocos de maiores dimensões

Os blocos menores, como encontram apoios muito fortes na rugosidade superficial constituída pelos blocos grandes do fundo, são muito estáveis (Fig. 27.c). Contudo, como ficam na zona da esteira dos blocos do fundo, e nesta se formam turbilhões não permanentes, o impulso hidrodinâmico no blo

co menor sofre grandes flutuações, quer em grandeza quer em direcção. Verifica-se assim uma agitação constante do bloco menor que poderá saltar e cair em novo local.

#### Blocos de dimensões variáveis

Ao constituir um maciço por lançamento de enrocamento em água corrente, Blanchet verificou que, quando os elementos têm dimensões variáveis, se arrumam de modo a que cada bloco se apoie noutro de maiores dimensões (Fig. 27.d). Este arranjo parece ser o mais estável, o que leva a supor que o apoio tem um papel mais importante do que a dimensão na estabilidade do bloco.

#### 6.2.6 - Dimensão característica do enrocamento

Em geral não é possível obter blocos de enrocamento com dimensões homogéneas; o que se dispõe de facto é de curvas granulométricas que podem ser mais ou menos apertadas. Põe-se assim a questão de saber qual a dimensão a utilizar nos cálculos.

As fórmulas referidas seguidamente foram obtidas com base no diâmetro equivalente e é costume nos cálculos utilizar  $d_{50}$ .

Murphy e Grace [27] realizaram, em 1964, estudos<sup>1</sup> que os levaram a admitir que a dimensão característica a adoptar era  $d_{65}$ .

#### 6.2.7 - Equação de equilíbrio crítico segundo Isbash [29]

Isbash considerou, para dedução da equação de equilíbrio crítico de

1 - Ao estudarem em modelo o revestimento de protecção para maciços de enrocamento encontraram as mesmas condições de rotura para 2 pares tipo de granulometrias. Analisando estas verificaram que no primeiro par, apesar das dimensões extremas serem bastante diferentes, o  $d_{75}$  era o mesmo em ambas. No segundo par era o  $d_{50}$  que se mantinha. Concluíram então que a dimensão característica é a  $d_{50}$  que representa uma certa percentagem do total, que deverá andar à volta de 65%.



## PARTE II

blocos aproximadamente esféricos assentes em fundo horizontal, como se referiu, a influência da impulsão. Obteve a equação:

$$V_{cr} = \eta \sqrt{2g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} \sqrt{d_s} \quad (41)$$

Encontrou para  $\eta$  os seguintes valores:

- bloco isolado  $\eta_1 = 0,86$
- bloco apoiado (posição 3 da Fig. 26)  $\eta_2 = 1,20$ .

Estes valores foram confirmados por observações na natureza.

### 6.2.8 - Equação de equilíbrio crítico segundo Olivier [24],[34]

Conforme se referiu, Olivier utilizou, para determinação do impulso hidrodinâmico exercido num bloco de enrocamento sujeito à acção dum escoamento, a tensão tangencial  $\tau$ . Deduziu, para equilíbrio desse bloco quando assente em leito inclinado constituído por blocos idênticos, a expressão<sup>1</sup>

$$\tau_{cr} = 0,524 K d_s (\gamma_s - \gamma) \cos \theta (\operatorname{tg} \phi - \operatorname{tg} \theta) \quad (42)$$

sendo  $\phi$  o ângulo de atrito interno dos blocos e K uma constante adequada.

Para utilização nos estudos experimentais transformou a equação da tensão tangencial crítica numa outra em função da velocidade média do escoamento<sup>2</sup>:

$$V_{cr} = 22,4 K \frac{2}{3} d_s^{\frac{1}{2}} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{2}{3}} \operatorname{sen} \theta - \frac{1}{6} \quad (43)$$

1 - Olivier admitiu que o impulso hidrodinâmico actuava paralelamente ao talude e considerou  $d_s^2$  como área efectiva do bloco. Se a área efectiva for  $\frac{\pi d_s^2}{4}$  a constante numérica é 0,677.

2 - A transformação fez-se com base na equação de Strickler (com o coeficiente de rugosidade dado pela expressão  $n = 0,0432 d_s^{1/6}$  devida a Chang ([24], pág. 466) e na teoria do transporte sólido.

ou, em função do caudal específico:

$$q_{cr} = 11,84 K \frac{5}{3} \eta \frac{5}{3} d_s^{\frac{3}{2}} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{5}{3}} \text{sen } \theta^{-\frac{7}{6}} \quad (44)$$

$\eta'$  pode tornar-se igual a 1 e K, que toma em consideração a forma e a arrumação dos blocos, pode exprimir-se por

$$K = \frac{C_e}{p_c} \quad (45)$$

sendo  $C_e$  um coeficiente experimental e  $p_c$  o coeficiente de arrumação superficial dos blocos<sup>1</sup>

$$q_{cr} = 11,84 \left( \frac{C_e}{p_c} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{\frac{5}{3}} \text{sen } \theta^{-\frac{7}{6}} d_s^{\frac{3}{2}} \quad (46)$$

Olivier definiu o coeficiente de arrumação superficial como o número de blocos de determinada dimensão contido em dada área. Sendo N o número de blocos por unidade de área tem-se<sup>2</sup>:

$$p_c = \frac{\text{unidade de área}}{N \times \text{área do bloco médio}} \quad (47)$$

Os ensaios, realizados com blocos de granito com diâmetros equivalentes entre 1,28 e 5,93 cm e seixos miudos ou britados com  $d_s$  compreendidos entre 1,60 e 2,75 cm, confirmaram a equação (46), e mostraram que o coefi-

1 - "Packing factor"

2 - Se os blocos forem cúbicos  $p_c = \frac{1}{N d_s^2}$ ; se forem esféricos  $p_c = \frac{4}{\pi N d_s^2}$ .

Nos estudos experimentais Olivier utilizou um coeficiente de arrumação superficial  $p'_c$  determinado a partir do coeficiente de arrumação volumétrica,  $p_{cv} = \frac{6}{\pi N_c d_s^3}$ , sendo  $N_c$  o número de blocos não compactados e

supostos esféricos contido em dado volume. Embora não exista relação unívoca entre  $p'_c$  e  $p_{cv}$ , tomou  $p'_c = p_{cv}^{2/3}$ . Verificou ainda que o .../

## PARTE II

ciente de arrumação desempenhava um papel fundamental na estabilidade dos blocos: arrumando manualmente os blocos conseguia-se aumentos substanciais no valor do caudal crítico. Para os materiais ensaiados, e considerando a arrumação natural, obtiveram-se os seguintes valores para  $\left(\frac{c_a}{p_c}\right)^{5/3}$  :

- blocos de granito 0,0357
- seixos 0,0291

O coeficiente de arrumação natural do granito britado era de 1,2.

Na figura 28 apresentam-se duas séries de curvas obtidas com base na equação 46. Os valores dos caudais unitários para cubos obtiveram-se a partir da equação 46 multiplicada por  $\left(\frac{p_{cn}}{0,65}\right)^{5/3}$  sendo  $p_{cn} = 1,2$ ; o valor 0,65 corresponde ao coeficiente de arrumação superficial dos cubos quando não há vazios. Evidencia-se assim a influência da arrumação.

### 6.2.9 - Equação de equilíbrio crítico segundo Hartung e Scheuerlein [31]

No laboratório de hidráulica da Universidade de Munique realizaram-se, até 1970, estudos relativos ao escoamento em canais muito inclinados e com fundo de grande rugosidade. Nestes canais verificava-se um escoamento altamente turbulento, com forte emulsão de ar e uma grande dissipação de energia.

Hartung aproveitou os conhecimentos resultantes destes estudos para os aplicar ao caso das barragens de enrocamento galgáveis. Para tal determinou a equação de equilíbrio crítico dum bloco localizado no talude de jusante dum barragem onde existe um escoamento com grande emulsão de ar tendo considerado que o impulso hidrodinâmico actuava apenas na metade superior do bloco. Sendo  $\psi$  o coeficiente de emulsão obteve a equação se

---

/... coeficiente de arrumação volumétrica dependia mais da rugosidade dos blocos do que da sua forma.

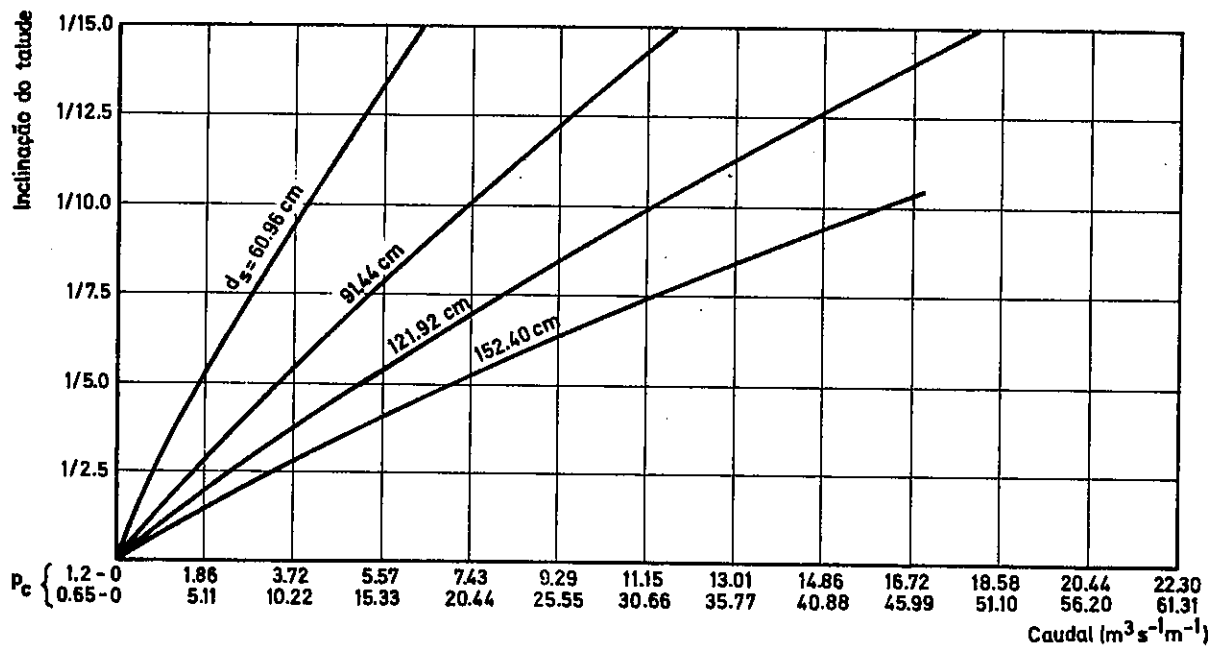
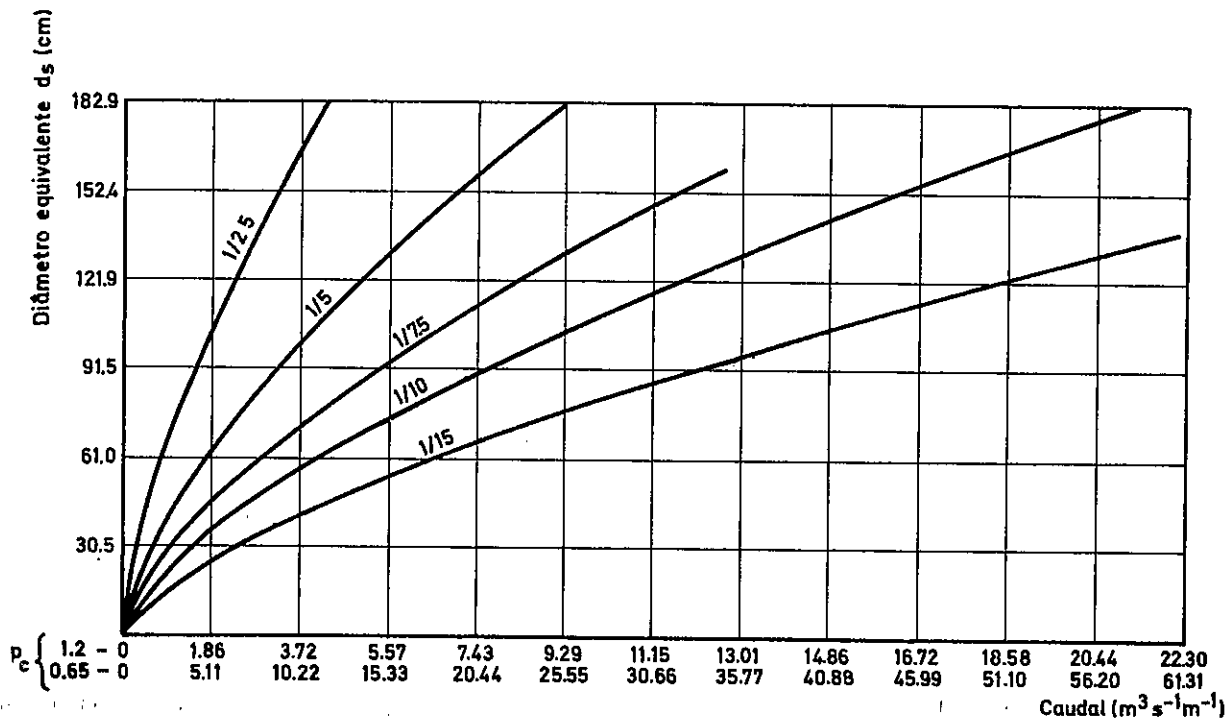


Fig. 28 - Curvas de Olivier para dimensionamento de barragens de enrocamento [24].

PARTE II

guinte:

$$V_{cr} = \sqrt{\frac{2g (\gamma_s - \gamma)}{\psi \gamma}} \sqrt{d_s \cos \theta} \sqrt{\frac{2}{3}} (\operatorname{tg} \phi - \operatorname{tg} \theta) \quad (48)$$

ou, tendo em atenção os estudos de Isbash<sup>1</sup>:

$$V_{cr} = 1,2 \sqrt{\frac{2g (\gamma_s - \gamma)}{\psi \gamma}} \sqrt{d_s \cos \theta} \quad (49)$$

Para aplicação desta fórmula é necessário recorrer aos resultados dos estudos referidos, que foram realizados por Scheuerlein:

A equação da resistência ao escoamento, deduzida a partir das teorias da turbulência e da camada limite, é

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = - 3,2 \log \left( C_r \frac{r_m}{4h_m} \right) \quad (50)$$

sendo  $\lambda$  o coeficiente de resistência,  $h_m$  a altura média do escoamento,  $r_m \approx \frac{d_s}{3}$  a altura média das rugosidades, e  $C_r$  um coeficiente experimental dado por:

$$C_r = \psi (1,7 + 8,1 p_a \operatorname{sen} \theta) \quad (51)$$

$p_a$  é um coeficiente de arrumação definido como a razão entre a altura de um elemento rugoso e a distância entre dois desses elementos (contíguos).

Para  $\psi$  obteve-se a seguinte equação empírica:

$$\psi = 1 - 1,3 \operatorname{sen} \theta + 0,08 \frac{h_m}{r_m} \quad (52)$$

1 -  $\psi$  é a razão entre o peso específico da emulsão ar-água e o peso específico da água.  
A equação (48) reduz-se à de Isbash se não houver emulsão de ar ( $\psi = 1$ ), o talude for muito suave ( $\cos \theta \approx 1$ ), e  $\frac{2}{3} (\operatorname{tg} \phi - \operatorname{tg} \theta) = 1,2$ . Hartung considera justificar-se esta última hipótese, não sendo porém válidas as outras duas se os taludes forem muito inclinados.

A velocidade média da emulsão ar-água em regime permanente uniforme é:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{h_m \text{ sen } \theta} \quad (53)$$

O caudal líquido por unidade de largura é

$$q = \psi h_m V. \quad (54)$$

com estas equações é possível dimensionar os blocos de modo a haver estabilidade. Para facilitar os cálculos Hartung elaborou os ábacos que se apresentam na figura 29.

### 6.3 - ESTABILIDADE GLOBAL

#### 6.3.1 - Generalidades

A estabilidade global está ligada, conforme se referiu, aos caudais de percolação. Sob a acção destes caudais desenvolvem-se no interior do maciço pressões intersticiais que podem provocar o escorregamento de parte do talude de jusante da barragem. O campo das pressões pode determinar-se através da rede de escoamento, tal como se indicou para as barragens armadas<sup>1</sup>.

A estabilidade foi, naquele caso, conseguida mediante a utilização de armaduras; a inclinação do talude de jusante pôde assim manter-se nos valores que são habituais em barragens convencionais. Para as barragens galgáveis a estabilidade terá de conseguir-se ou à custa dos níveis de jusante, ou à custa da própria inclinação do talude, isto é, este terá de ser muito mais suave.

A estabilidade global aparece assim fundamentalmente como um problema

---

1 - Capítulo 3, pág. 44.

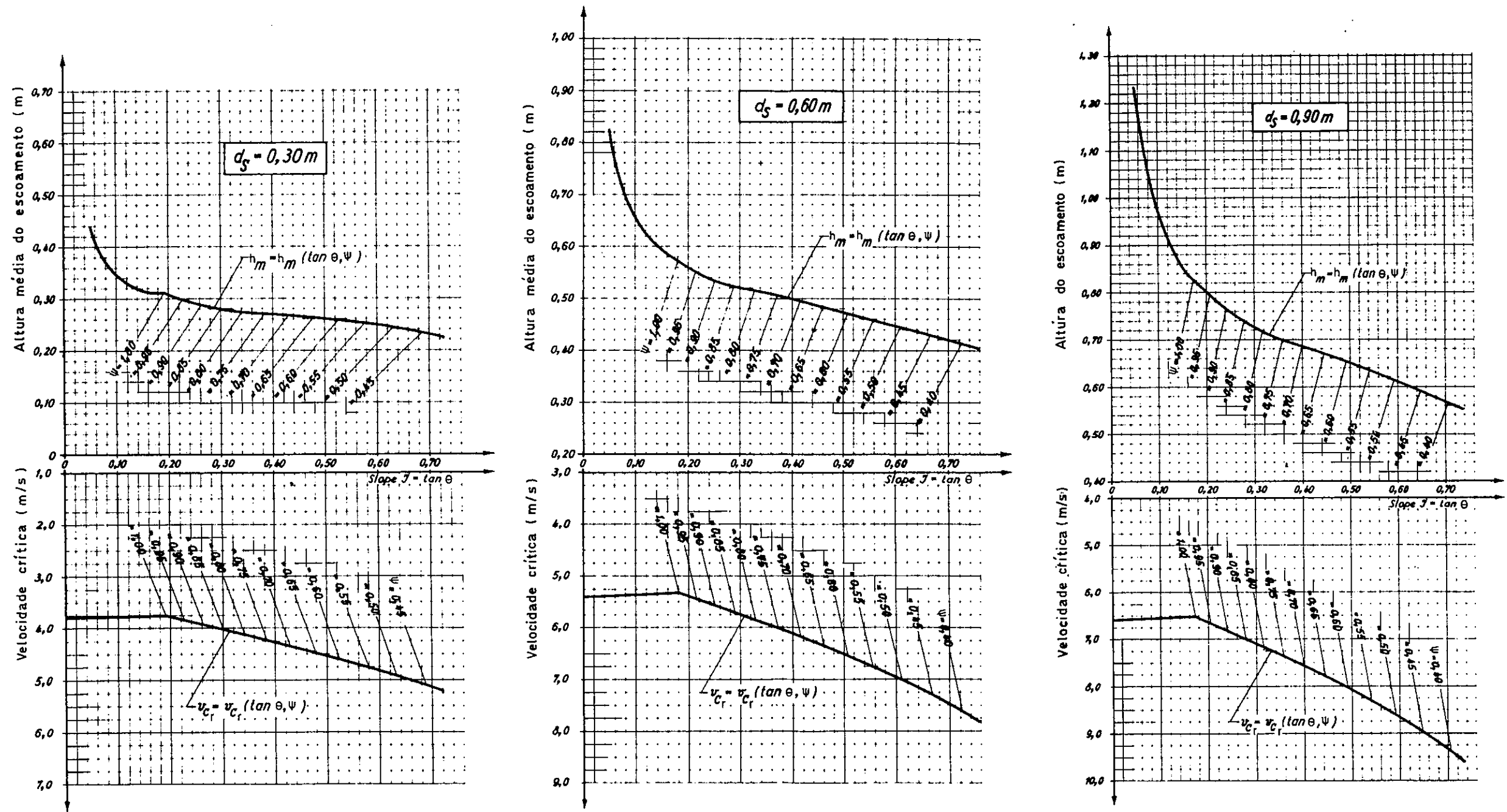


Fig. 29 - Ábacos de Hartung e Scheuerlein [31].

## PARTE II

de forma da barragem; interessa então analisar qual a forma a ser atribuída, em princípio, a estas barragens.

O estudo de fecho de rios pelo lançamento de enrocamento em água corrente, quando esse lançamento se faz simultâneamente em toda a largura do leito (método de ataque frontal), constitui uma primeira aproximação do problema. Se bem que os resultados se apliquem a barragens permeáveis é possível colher elementos para aplicação a outros tipos de barragens. Esses estudos conduziram a uma técnica que se apresenta, chamada "técnica da formação de barragens pelo lançamento de enrocamento em água corrente".

Se a barragem for impermeável, a estabilidade dependerá também da localização do elemento impermeabilizante. Arhippainen realizou, para a barragem do lago Kemi, ensaios sistemáticos que permitem tirar algumas conclusões.

### 6.3.2 - Técnica da formação de barragens pelo lançamento de enrocamento em água corrente

#### 6.3.2.1 - Generalidades

Esta técnica nasceu, como se referiu, do estudo de fecho de rios pelo lançamento de enrocamento simultâneamente em toda a largura do leito e a partir duma linha transversal. Ao executar um fecho por este processo obtêm-se no final barragens de enrocamento permeáveis e estáveis<sup>1</sup>, cuja forma depende apenas das características do escoamento e do enrocamento utilizado.

Foi Isbash [29] quem primeiro estudou experimentalmente este problema (de 1930 a 1935), tendo analisado as diferentes configurações que vai tomando o maciço de fecho, e deduzido as equações que permitem o cálculo de

---

1 - Nas condições de execução do fecho.



## PARTE II

cada configuração. Blanchet em 1946 [35] repetiu os estudos de Isbash, aperfeiçoando-os, nomeadamente tomando em consideração, nos cálculos, a transformação da energia cinética do escoamento sobre o maciço em energia potencial a jusante.

Também Olivier [24] repetiu, em 1967, nos seus estudos relativos às barragens galgáveis, as experiências de Isbash, para verificar experimentalmente algumas das constantes das equações propostas.

Os resultados foram obtidos para um rio ideal, de traçado rectilíneo, com secção rectangular uniforme, de paredes fixas, com grande largura relativamente à profundidade, com um caudal constante, em escoamento uniforme e uma inclinação fraca. Os blocos de enrocamento a lançar são homogéneos (isto é: com a mesma dimensão e com o mesmo peso específico), e não são arrastados pelo escoamento natural do rio (isto é: a velocidade natural do rio é inferior à velocidade mínima de arrastamento dum daqueles blocos quando colocado isolado no leito).

Apresenta-se em primeiro lugar o mecanismo físico da formação do maciço (configurações), e em segundo lugar o cálculo dessas configurações. Analisa-se também a forma que toma um maciço em equilíbrio (3ª. configuração) quando as condições que determinam o referido equilíbrio, são alteradas.

### 6.3.2.2 - Descrição da formação do maciço

#### Configuração nº. 1 - (Fig. 30 - a)

Forma-se inicialmente um maciço prismático de secção triangular. Este maciço difere do que se obteria se o lançamento fosse feito em água calma, apenas na deslocação para jusante em relação à linha de lançamento da crista, e na desigual inclinação entre os taludes de montante e jusante. O talude de montante fica, segundo Blanchet, a 1/1 e o de jusante a 1/1,5. No

## PARTE II

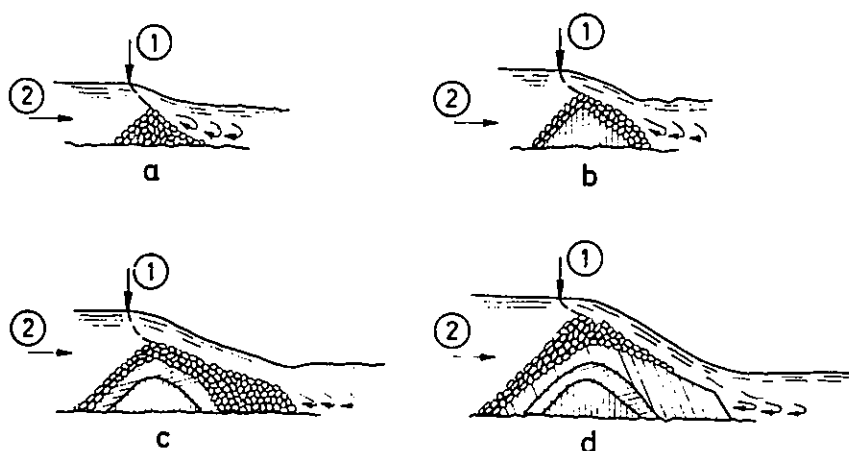
entanto, segundo Isbash, os dois taludes adquirem igual inclinação, a  $1/1,25$ . A resistência ao escoamento deste maciço triangular provoca uma elevação da linha de água a montante com um conseqüente aumento do desnível, e da velocidade do escoamento sobre o maciço. Forma-se também a jusante um turbilhão de eixo horizontal.

A velocidade do escoamento sobre a crista aumenta à medida que o maciço se eleva até atingir a velocidade crítica de arrastamento correspondente aos blocos utilizados quando colocados isolados em leito horizontal. Nesta altura termina a 1ª. configuração e começa a 2ª.

### Configuração nº. 2 - (Fig. 30 - b)

Ao ser atingida a velocidade  $V_{cr1}$  o lançamento de enrocamento não se traduz numa elevação do maciço mas sim no seu alongamento.

Fig. 30 Comportamento do enrocamento lançado em água corrente (configurações) [24].



Sabe-se que há uma segunda velocidade de arrastamento que não pode ser ultrapassada na formação dum maciço, e que é a que corresponde ao equilíbrio crítico dos blocos apoiados ( $V_{cr2}$ ). Então ao ser lançado mais enrocamento o maciço modelar-se-á de modo a conduzir o escoamento para esta velo

Fig. 30 - 1. eixo de lançamento dos blocos; 2. direcção do escoamento.

cidade. Obtém-se um maciço de secção aproximadamente triangular com uma crista espessa e sensivelmente arredondada. Pode considerar-se esta zona como de aceleração, aumentando a velocidade do escoamento sobre a barragem desde o valor crítico inferior (extremidade de montante da crista do maciço) até ao valor crítico superior (extremidade de jusante da crista). Considera-se nesta altura terminada a segunda configuração.

Configuração nº. 3 - (Fig. 30 - c)

Todo o enrocamento agora lançado vai arrumar-se de tal modo que se mantém a maior das duas velocidades referidas, obtendo-se uma superfície que tem inclinação mais ou menos constante e um escoamento com velocidade constante em todo este talude (valor crítico superior).

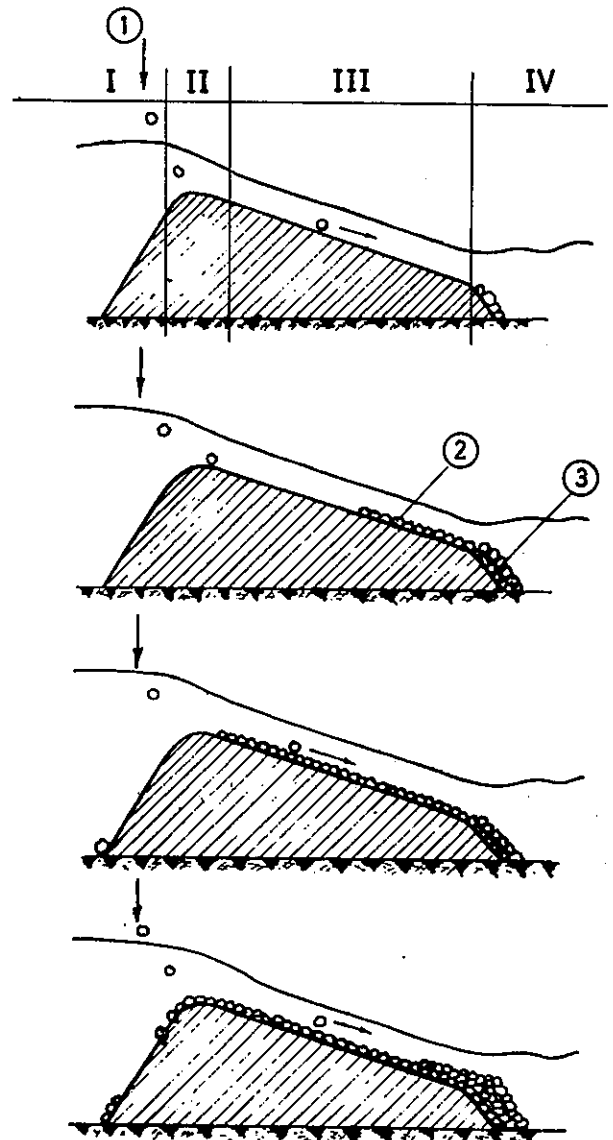
Esta auto-regulação cria um esquema de escoamento a jusante bastante favorável à formação do maciço: ao escoamento sobre o maciço segue-se, no rio, uma corrente superficial situada sensivelmente ao nível de jusante, mantendo-se o turbilhão de fundo indicado na primeira configuração. Como a velocidade do escoamento sobre o maciço é superior à velocidade do rio, a zona em regime uniforme será elevada, formando-se um talude de sustentação. A contra corrente produzida pelo turbilhão de fundo evita a dispersão do enrocamento do lado de jusante e favorece a formação deste talude.

A extremidade superior do talude de sustentação de jusante fica, em relação ao nível de jusante, a uma altura bem determinada. Consequentemente qualquer alongamento do maciço é acompado dum aumento da altura deste (Fig. 31). Nesta configuração a secção transversal do maciço tem quatro zonas distintas:

- I - talude de sustentação de montante, com inclinação aproximadamente 1/1;
- II - zona de aceleração, constituindo um descarregador com soleira espessa sensivelmente arredondada;
- III - zona de escoamento em regime uniforme;
- IV - talude de sustentação de jusante.

PARTE II

Fig. 31 - Mecanismo do crescimento, por alongamento e elevação do maciço [35].



Parte da energia potencial criada pelo maciço é transformada em energia cinética. Outra parte é absorvida por atrito na zona de escoamento em regime uniforme. A energia cinética é dissipada em parte por turbulência a jusante do maciço; outra parte é recuperada como energia potencial, isto é, há uma ligeira subida no nível de jusante imediatamente a seguir ao maciço.

Fig. 31 - 1. eixo de lançamento dos blocos; 2. elevação; 3. alongamento; I. talude de sustentação de montante; II. zona de aceleração; III. zona de escoamento em regime uniforme; IV. talude de sustentação de jusante.

Configuração nº. 4 - (Fig. 30 - d)

Só se atinge a 4ª. configuração se o caudal diminuir à medida que aumentar a altura do maciço, sem que se altere o nível de jusante. Isto é possível se existir uma obra de desvio com por exemplo uma galeria. Neste caso as velocidades sobre o maciço começam a diminuir à medida que o maciço cresce e o enrocamento que for agora lançado fica sobre o maciço aumentando este em altura sem aumentar o seu comprimento. O maciço acaba por emergir. A secção transversal final consiste aproximadamente na secção transversal correspondente ao final da 3ª. configuração suportando outro maciço de forma sensivelmente triangular.

6.3.2.3 - Cálculo das configuraçõesConfiguração nº. 1 - (Fig. 32 - a)

Na prática não é possível fazer os lançamentos exactamente a partir da mesma linha transversal pelo que o maciço que se obtém é trapezoidal e não triangular, mantendo o coroamento horizontal. Contudo nos cálculos supõe-se que é triangular. Interessa calcular o perfil limite da configuração. O cálculo consiste em determinar a altura máxima que o maciço pode atingir nesta configuração, e a perda de carga verificada então no escoamento.

Conhece-se o caudal unitário  $q$  no rio, a altura  $h_2$  correspondente ao caudal total  $Q$ , o diâmetro equivalente  $d_s$  dos blocos de enrocamento bem como os pesos específicos dos blocos e da água.

Calcula-se a velocidade crítica de arrastamento (pode utilizar-se a fórmula de Isbash com  $\eta = 0,86$ . A altura de água sobre a crista do maciço será:

$$h = \frac{q}{V_{crl}} \quad (55)$$

## PARTE II

A altura  $H_1$  do maciço determina-se com base nos teoremas de Bernoulli e da quantidade de movimento, para se poder ter em conta a transformação da energia cinética em energia potencial que se dá a jusante, na restituição. Obtém-se<sup>1</sup>:

$$H_1 = (h_2 - h) \left( 1 - \frac{2q^2}{gh_2 h (h_2 + h)} \right) \quad (56)$$

A altura da linha de energia a montante do maciço será

$$E_0 = (H_1 + h) + M \frac{v_{cr1}^2}{2g} \quad (57)$$

sendo  $M$  um coeficiente que tem em consideração a repartição da velocidade e das perdas de carga sobre o maciço.

A partir de  $E_0$  pode calcular-se o nível de água a montante.

### Configuração nº. 2 - (Fig. 32 - b)

Isbash distingue, para cálculo desta configuração, os casos em que a velocidade crítica  $V_{cr2}$  é superior ou inferior à velocidade do escoamento crítico. Blanchet não considera vantajoso fazer esta distinção, e efectuou a dedução para o ponto do maciço onde se inicia a velocidade  $V_{cr2}$ ; este ponto é, como se viu, a extremidade superior do talude de jusante. Ter-se-á, des-

---

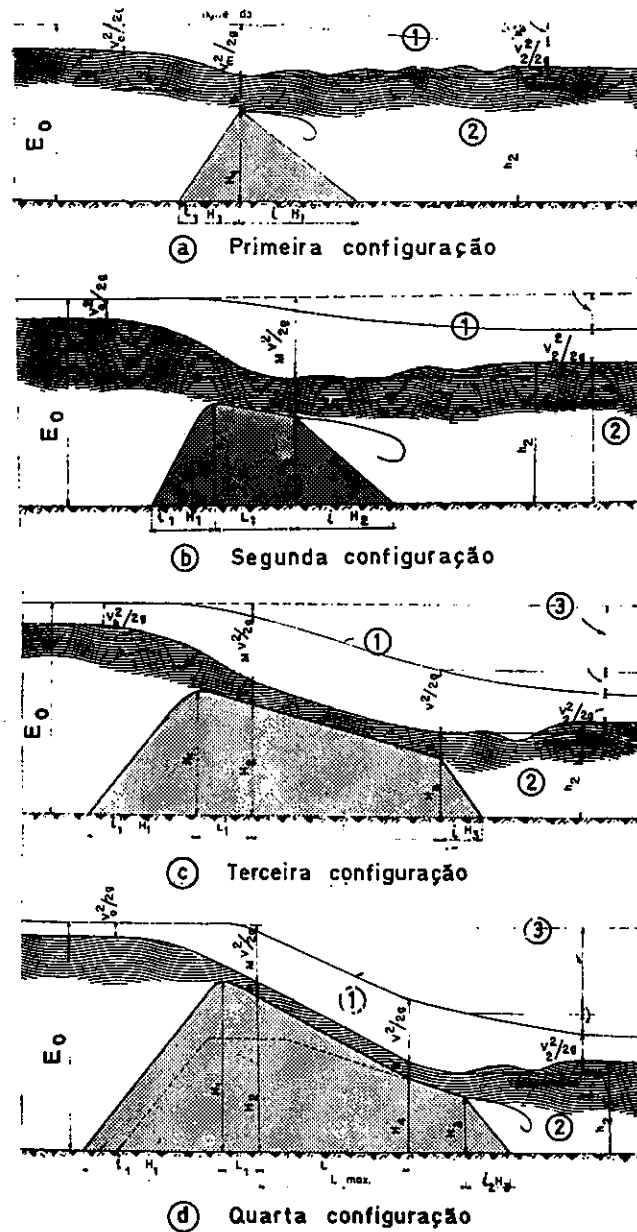
1 - Para haver equilíbrio a soma da força da pressão com a quantidade de movimento no sentido do escoamento terá de ser igual a idêntica soma em sentido contrário.

As quantidades de movimento a montante e jusante são, respectivamente,  $h V_1 V_1/g$  e  $h_2 V_2 V_2/g$ ; ou, em função do caudal unitário,  $q^2/gh$  e  $q^2/gh_2$ .

As forças de pressão são  $(h_2 + h) H_1/2$  e  $h_2 h_2/2$ .

A partir destas expressões obtém-se (56).

Fig. 32 - Esquemas para cálculo das configurações [35].



prezando ainda o caudal de percolação, como na primeira configuração,

$$h = \frac{q}{v_{cr2}} \quad (58)$$

$$H_2 = (h_2 - h) \left( 1 - \frac{2q^2}{gh_2^3(h_2 + h)} \right) \quad (59)$$

Fig. 32 - 1. linha de energia; 2. recuperação; 3. perda de carga.

PARTE II

$$E_o = H_2 + h + M \frac{v_{cr2}^2}{2g} \quad (60)$$

O comprimento da zona de aceleração foi determinado empiricamente por Isbash, que deduziu a equação:

$$l_1' = 3 h_{crit} = 3 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (61)$$

Esta fórmula é certamente aproximada, porque não toma em consideração as velocidades de chegada nem as características dos enrocamentos.

A altura  $H_1$  da crista do maciço é um pouco superior à altura  $H_2$ . Isbash não considera esta diferença e Blanchet também a despreza por ser de difícil determinação e de importância reduzida.

Configuração n.º 3 - (Fig. 32 - c)

Nesta configuração já é necessário ter em conta o caudal de percolação  $q'$ . O cálculo faz-se para um perfil qualquer. Blanchet considera, contrariamente a Isbash, a inclinação  $i_o$  do leito do rio.

Na extremidade superior do talude de sustentação de jusante a altura do escoamento é dada por:

$$h' = \frac{q+q'}{v_{cr2}} \quad (62)$$

A altura  $h$  no início do troço em regime uniforme é:

$$h = \frac{q}{v_{cr2}} \quad (63)$$

A altura  $H_3$  do maciço é ainda dada por:

$$H_3 = (h_2 - h') \left( 1 - \frac{2(q' + q)^2}{g h_2 h' (h_2 + h')} \right) \quad (64)$$

A inclinação  $i$  do troço em regime uniforme obtém-se da fórmula de



Chezy para  $R = h$ :

$$i = \frac{v_{cr2}^2 n^2}{\left(\frac{h+h'}{2}\right)^{\frac{4}{3}}} \quad (65)$$

ou, em função de  $q$  e  $q'$ :

$$i = \frac{\frac{10}{3} v_{cr2}^2 n^2}{\left(\frac{2q+q'}{2}\right)^{\frac{4}{3}}} \quad (66)$$

A altura  $H_2$  do maciço no início do troço em regime uniforme é:

$$H_2 = H_3 + l (i - i_0) \quad (67)$$

O comprimento da zona da entrada em velocidade é ainda:

$$l_1' = 3 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (68)$$

A altura da linha de energia a montante do maciço é:

$$E_0 = H_2 + h + M \frac{v_{cr2}^2}{2g} \quad (69)$$

(Se O caudal de percolação pode calcular-se, segundo Blanchet, pela fórmula:

$$q' = H_2 C_0' n \sqrt{\frac{d_s^2}{l_1'}} \quad (70)$$

sendo  $C_0'$  um coeficiente experimental,  $l_1'$  o comprimento de percolação,  $n$  a porosidade do enrocamento, e  $Z$  a perda de carga por percolação dada por:

$$Z = H - h_2 - \frac{v_2^2}{2g} \quad (71)$$

## PARTE II

O comprimento total do maciço medido no fundo é:

$$L = i_1 H_1 + l_1 + l + i_2 H_3 \quad (72)$$

sendo  $i_1$  e  $i_2$  as inclinações dos taludes de sustentação de montante e jusante.

### Configuração nº. 4 - (Fig. 32 - d)

A quarta configuração só surge se diminuir o caudal de galgamento sem se reduzir o nível de jusante. Para tal será necessário, como se referiu, a existência duma obra de desvio.

O cálculo desta configuração tem menos interesse para as barragens galgáveis, razão porque se não apresenta.

### 6.3.2.4 - Evolução da terceira configuração quando sujeita à acção de caudais variáveis, ou a variações do nível de jusante

Blanchet executou uma série de ensaios para averiguar o que sucederia a um maciço, primitivamente em equilíbrio para determinado caudal e nível de jusante, se fosse posteriormente sujeito a condições diferentes daquelas.

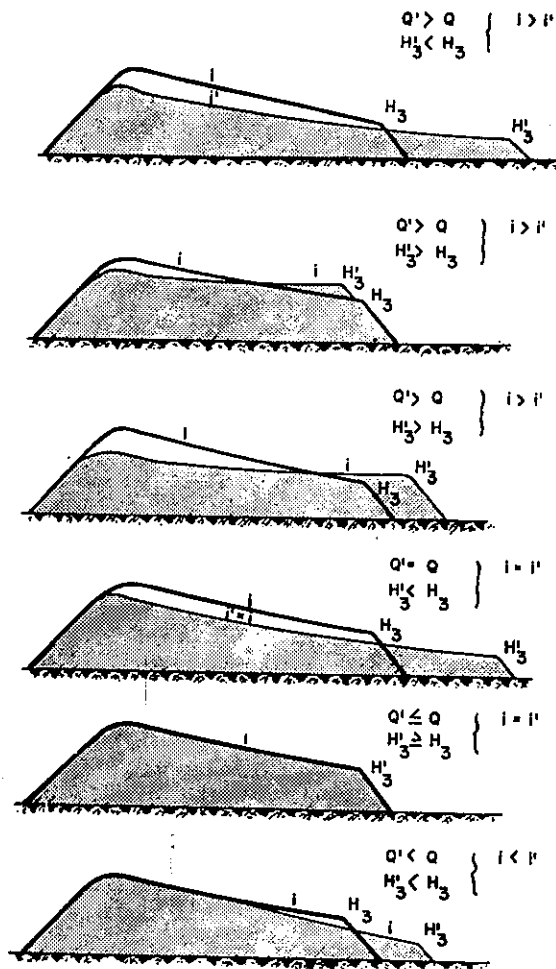
É possível conhecer teoricamente os resultados determinando os perfis de igual volume correspondentes a cada situação, e comparando-os.

As conclusões de Blanchet, a partir da situação de equilíbrio correspondente ao caudal  $Q$  e nível de jusante  $h$ , na qual se obteve um perfil com uma altura de jusante  $H_3$  e uma inclinação  $i$ , foram as seguintes (Fig. 33):

#### Aumentando o caudal para um valor $Q' > Q$

Se diminuir o nível de jusante, obtém-se um perfil de maior comprimen

Fig. 33 - Efeitos das variações do caudal e do nível de jusante num maciço previamente em equilíbrio para o caudal inicial  $Q$ .



to com  $H_3' < H_3$  e  $i' < i$ , sendo  $H_3'$  e  $i'$  referidos à nova situação.

Se se mantiver o nível de jusante, obtém-se um perfil do mesmo comprimento com  $H_3' > H_3$  e  $i' < i$ .

Mantendo o caudal com o valor  $Q$

Diminuindo o nível de jusante obtém-se um maciço de maior comprimento, com a mesma inclinação e uma altura de jusante  $H_3'$  inferior à primitiva. Se aumentar o nível de jusante não há qualquer alteração no maciço.

Diminuindo o caudal para um valor  $Q' < Q$

Se aumentar ou se mantiver o nível de jusante, o maciço não sofre al-

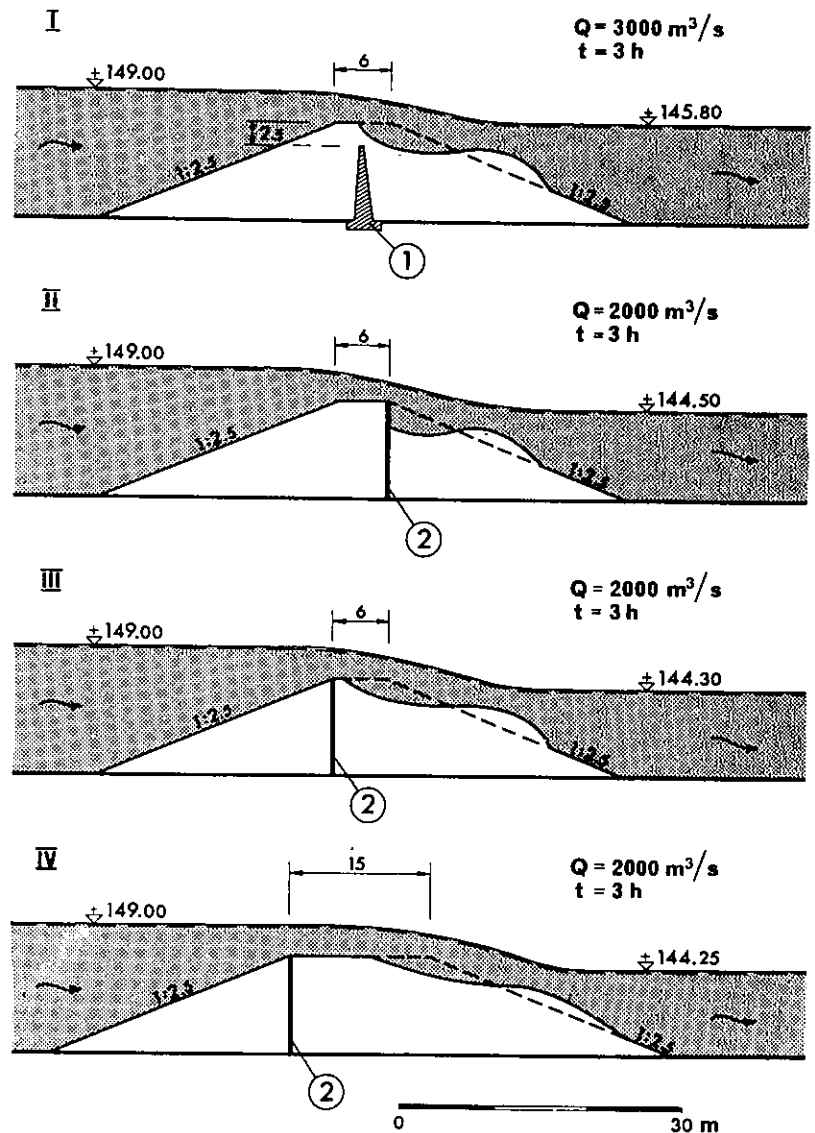
PARTE II

terações. Se diminuir o nível de jusante obtém-se um maciço de maior comprimento, com inclinação superior à primitiva, e  $H_3' < H_3$ .

6.3.3 - Influência da localização do elemento impermeável

Arhippainen estudou, para a barragem submersa do lago Kemi<sup>1</sup>, várias secções transversais cuja diferença fundamental era a localização do elemento impermeável (Fig. 34). Se bem que não fossem ensaios sistemáticos, algumas das conclusões podem ser generalizadas, razão porque se apresentam.

Fig. 34 - Erosões verificadas em diferentes secções transversais propostas para a barragem submersa do lago Kemi [ 28 ] .



1 - Ver Capítulo 5, pág. 69.

Fig. 34 - 1. núcleo impermeável; 2. cortina de estacas prancha.

Para as mesmas condições de escoamento e quando a cortina impermeável atinge o coroamento, a estabilidade desta é condicionada pela posição daquela relativamente ao coroamento. Assim, se a cortina ficar na extremidade de jusante do coroamento, as erosões podem atingi-la (Fig. 34. II). A cortina perderá o apoio a jusante e ficará exposta à acção do escoamento. Poderá entrar em vibração e conduzir à destruição total da barragem.

Outra solução será localizar a cortina mais a montante, sendo essa localização obtida pela extrapolação da fossa de erosão obtida nas condições anteriores acrescida duma folga de segurança. A cortina ficará protegida (Fig. 34. III) e não sofrerá vibrações. Considerou-se que as erosões verificadas atingiram a estabilidade.

Na figura 34. IV o coroamento, que era de 6 metros, passou a ser de 15 metros, e a cortina ficou localizada exactamente na extremidade de montante do coroamento. Neste caso aumentou-se a folga de segurança.

## II.2 - ESTUDO EXPERIMENTAL

### CAPÍTULO 7

#### INTRODUÇÃO AO ESTUDO EXPERIMENTAL

##### 7.1 - PARTICULARIZAÇÃO DE OBJECTIVOS E CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objectivo básico do estudo experimental é obter elementos que possam ser aplicados ao dimensionamento das barragens de enrocamento galgáveis. É necessário, portanto, que os ensaios dêem informações sobre o comportamento dessas barragens, e que as informações possam ser extrapoladas para protótipos.

Para atingir estes objectivos, o primeiro problema que se pôs foi de definir quais os pontos a analisar neste estudo experimental.

Os condicionamentos principais que se levantam a quem projecta são os níveis máximos a respeitar a montante da barragem e as características de vazão do curso de água a jusante. Sabe-se que os níveis de jusante têm uma influência preponderante na estabilidade global da barragem galgável, e essa influência não está ainda devidamente estudada. Não existem, também, análises que relacionem a geometria da barragem, as características dos materiais e do fluido com as condições do escoamento. Decidiu-se procurar fazer esta análise e averiguar a influência das alturas de água a jusante.

O segundo problema foi definir a geometria da barragem. O escoamento modela a geometria da barragem se esta é permeável. Se a barragem for impermeável o escoamento modela também a sua geometria, com excepção, como é evidente, da zona do elemento impermeável, que se considera não erodível. A técnica da formação de barragens pelo lançamento de enrocamentos em água corrente permite considerar duas formas fundamentais: a 2ª. e 3ª. configurações. A 3ª. configuração foi analisada sumariamente por Blanchet para condições de escoamento diferentes da de equilíbrio: o talude de sustentação de jusante sofria grandes alterações. A 2ª. configuração tem uma geometria mais simples e como o talude de jusante tem uma única inclinação<sup>1</sup>, presta-se melhor à análise da influência dos níveis do escoamento a jusante. Decidiu-se dar à barragem a geometria da 2ª. configuração mantendo, contudo, o coroamento horizontal e ampliando-o para prever a passagem duma via; esta é, de resto a forma tradicional das barragens não galgáveis. Ainda de acordo com a teoria da formação de barragens, o talude de sustentação a montante tem um valor constante e aproximadamente igual a 1/1. É evidente que é possível dar-lhe uma inclinação mais suave, o que aumentaria o volume da barragem sem contrapartida da estabilidade<sup>2</sup>; condicionaria certamente as características de vazão; como porém, esse problema é secundário, decidiu-se mantê-lo fixo. Decidiu-se também ensaiar fundamentalmente barragens de retenção, portanto impermeáveis, tendo-se efectuado contudo ensaios prévios mantendo a barragem permeável.

- 
- 1 - É possível prever, "à priori", barragens galgáveis com talude de jusante constituído por troços de inclinação variável (diminuindo do coroamento para o pé, se os enrocamentos forem homogêneos) ou com uma inclinação única (se variarem as dimensões dos enrocamentos). Estas formas são, contudo, demasiado sofisticadas para início dum estudo experimental.
  - 2 - A estabilidade em causa é a estabilidade ao galgamento, e nesta a inclinação do talude de montante não desempenha papel relevante.

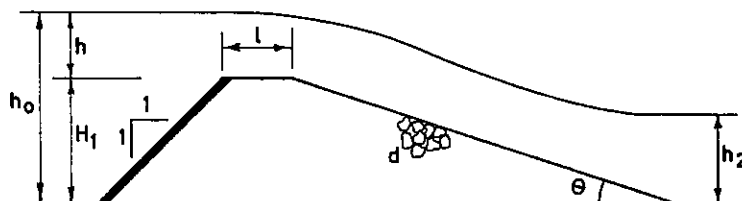
## PARTE II

O problema da estabilidade de barragens de enrocamento ao galgamento é susceptível de estudo bidimensional, pelo que se utilizaram instalações deste tipo, exploradas segundo a lei de Froude; tendo sido necessário garantir, para poder haver extrapolação dos resultados, semelhança do escoamento de percolação.

### 7.2 - SELECÇÃO DE VARIÁVEIS, ORGANIZAÇÃO DE PARÂMETROS ADIMENSIONAIS E ESQUEMA GERAL DE ENSAIOS.

No fenómeno do galgamento numa barragem de enrocamentos há a considerar os seguintes tipos de parâmetros intervenientes (Fig. 35).

FIG. 35 - Parâmetros a considerar no estudo da estabilidade da barragem.



- parâmetros relativos ao fluido
- parâmetros relativo aos enrocamento
- parâmetros relativos à geometria da barragem
- parâmetros relativos ao escoamento
- aceleração da gravidade
- tempo.

Para caracterizar o fluido, é suficiente o peso específico  $\gamma$ . É porém necessário justificar que se pode desprezar a influência da tensão superficial e da viscosidade.



Como se verificou anteriormente<sup>1</sup>, quando há galgamento há também escoamento por percolação no interior da barragem. Nos protótipos, dadas as dimensões dos blocos de enrocamento, não se faz sentir a influência da tensão superficial. Verificou-se ainda que o regime que se estabelece é um regime de percolação turbulenta. O escoamento superficial (galgamento) faz-se também em regime turbulento. Sendo assim a influência da viscosidade do fluido pode desprezar-se.

Em modelo, porém, é necessário reproduzir geometricamente os blocos pelo que a escala deve ser escolhida de modo a serem verificadas as condições dos protótipos.

Para os blocos de enrocamento há a considerar a dimensão  $d$  e o peso específico  $\gamma_s$ .

Sabe-se que a forma e a arrumação dos blocos condiciona a sua estabilidade. Nos protótipos, porém, não é viável cuidar da arrumação (quando muito pode construir-se a barragem lançando o enrocamento a granel, e compactando-o por camadas). A forma é muito variável, dependendo dos materiais, das características e da exploração das pedreiras. Decidiu-se portanto não considerar estes dois parâmetros. Para execução dos ensaios praticou-se a arrumação natural (sem compactação) e procurou-se ter formas sensivelmente idênticas às obtidas em pedreiras.

Outros parâmetros habitualmente importantes como o ângulo de atrito interno e o índice de vazios não se consideraram, por serem dependentes da forma e da dimensão.

A dimensão característica adoptada foi o  $d_{50}$ , dimensão da malha do peneiro pelo qual passam 50 % dos blocos.

---

1 - Cap. 6, pag. 73.

## PARTE II

A geometria da barragem ficará caracterizada pela altura  $H_1$ , largura do coroamento  $l$  e inclinação da talude de jusante  $\theta$ .

A largura do coroamento tem influência na estabilidade, como se verá; pode-se porém, para simplificar a análise, fazê-la ter uma relação constante com a altura da barragem.

Restarão para caracterizar estas as grandezas  $H_1$  e  $\theta$ .

O escoamento é suposto bidimensional; ficará assim praticamente definido pelas alturas  $h_0$  e  $h_2$  respectivamente a montante e a jusante da barragem.

A montante tem mais significado considerar a altura sobre o coroamento  $h$ , dado ser esta a actuante nos enrocamentos.

Falta analisar a influência de  $g$ , aceleração da gravidade e  $t$ , tempo. Pode-se eliminar  $t$  se os ensaios foram prolongados até uma situação de estabilidade. Posto isto, com vista a obter um problema caracterizado unicamente por variáveis geométricas,  $h$  substitui o par  $q$  e  $g$ .

A equação geral do fenómeno vem:

$$f(\gamma, \gamma_s, d_{50}, H_1, \theta, h, h_2) = 0 \quad (72)$$

Como se pretende analisar a influência dos níveis de jusante na estabilidade da barragem, é mais lógico considerar não  $h_2$  mas sim o cociente  $\frac{h_2}{H_1}$  que se pode chamar "altura relativa a jusante".

A equação virá:

$$f_1(\gamma, \gamma_s, d_{50}, \theta, h, \frac{h_2}{H_1}) = 0 \quad (73)$$

Estas variáveis podem organizar-se em parâmetros adimensionais.

$\theta$  e  $\frac{h_2}{H_1}$  já são adimensionais.

Com as restantes variáveis obtêm-se os parâmetros:

$$s_e = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \text{e} \quad \frac{h}{d_{50}} .$$

A equação do fenómeno expressa nos parâmetros adimensionais será:

$$(s_e, \theta, \frac{h}{d_{50}}, \frac{h_2}{H_1}) = 0 \quad (14)$$

O significado físico destes parâmetros é evidente:  $s_e$  mede a influência do material constituinte dos enrocamentos (quanto maior  $s_e$  maior a estabilidade);  $\theta$ , a influência da geometria da barragem (quanto menor  $\theta$ , maior a estabilidade);  $\frac{h}{d_{50}}$  mede a capacidade erosiva do escoamento através da influência da carga e da dimensão dos elementos (quanto maior  $\frac{h}{d_{50}}$ , menor a estabilidade) e  $\frac{h_2}{H_1}$  mede a influência do nível de jusante (quanto maior  $\frac{h_2}{H_1}$ , maior a estabilidade).

Para o estudo experimental elaborou-se o seguinte esquema geral de ensaios: mantendo constantes todas as outras grandezas, fixa-se o valor  $h_0$ . Faz-se variar o nível de jusante  $h_2$  desde  $h_0$  até um valor mínimo  $h_2''$  para o qual se dá a rotura da barragem. Os diferentes valores atribuídos sucessivamente a  $h_2$  são muito próximos, e para cada um faz-se escoar o caudal em regime permanente durante um intervalo de tempo previamente fixado. O resultado do ensaio consiste em determinar, além do valor  $h_2''$  um valor  $h_2'$  imediatamente acima e para o qual não há ainda rotura (valor crítico).

## PARTE II

### 7.3 - INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS E APARELHAGEM DE MEDIDA

Para verificação do esquema geral de ensaios, treino do pessoal experimental e definição da instalação definitiva, adaptou-se uma instalação existente representada na figura 36, e designada por canal estreito: consta dum canal de secção rectangular, com 37,5 cm de largura, 50 cm de altura e 13 metros de comprimento. Uma das paredes tem janelas de vidro com 1,92x0,40 metros, que permitem a observação visual dos fenómenos.

Para realização dos ensaios principais, adaptou-se outra instalação existente, dada a inviabilidade de construir, em tempo útil, a instalação definitiva que entretanto se projectou.

Consta igualmente dum canal de secção rectangular de maior secção transversal (1,56x1,00 m) embora de menor comprimento (5 m). Uma das paredes tem também janelas de vidro. Foi designada por canal largo (Fig. 37).

As instalações dispõem dum sistema de alimentação de caudais que permite alimentar o canal quer por montante quer por jusante.

Para controle das alturas de água a jusante instalaram-se comportas na extremidade de jusante dos canais. Os caudais foram medidos com descarregadores Bazin e os níveis com hidrómetros de ponta direita. Para levantamento da linha de água e da secção transversal da barragem utilizou-se um coordinómetro.

As restantes características das instalações podem observar-se nas figuras referidas.

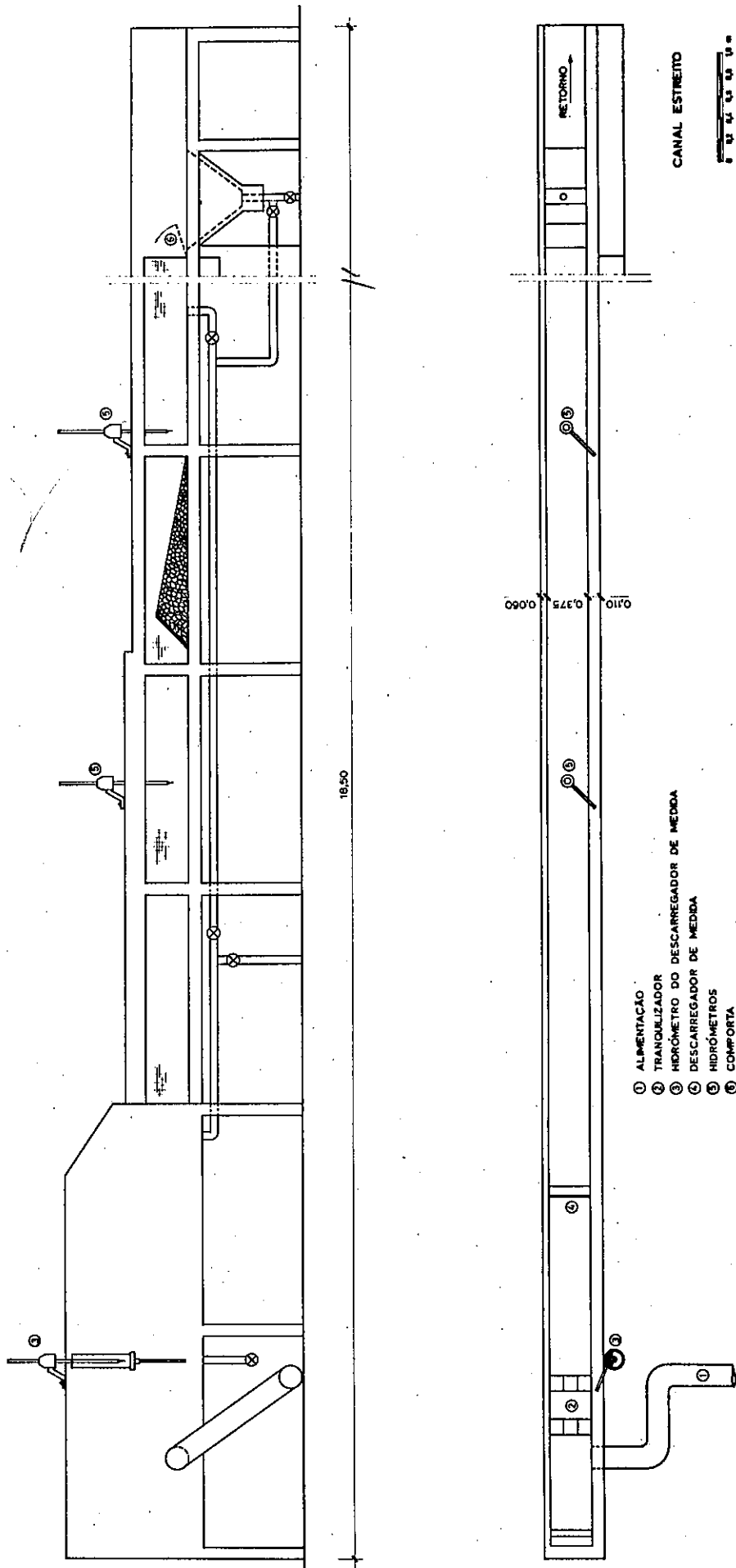
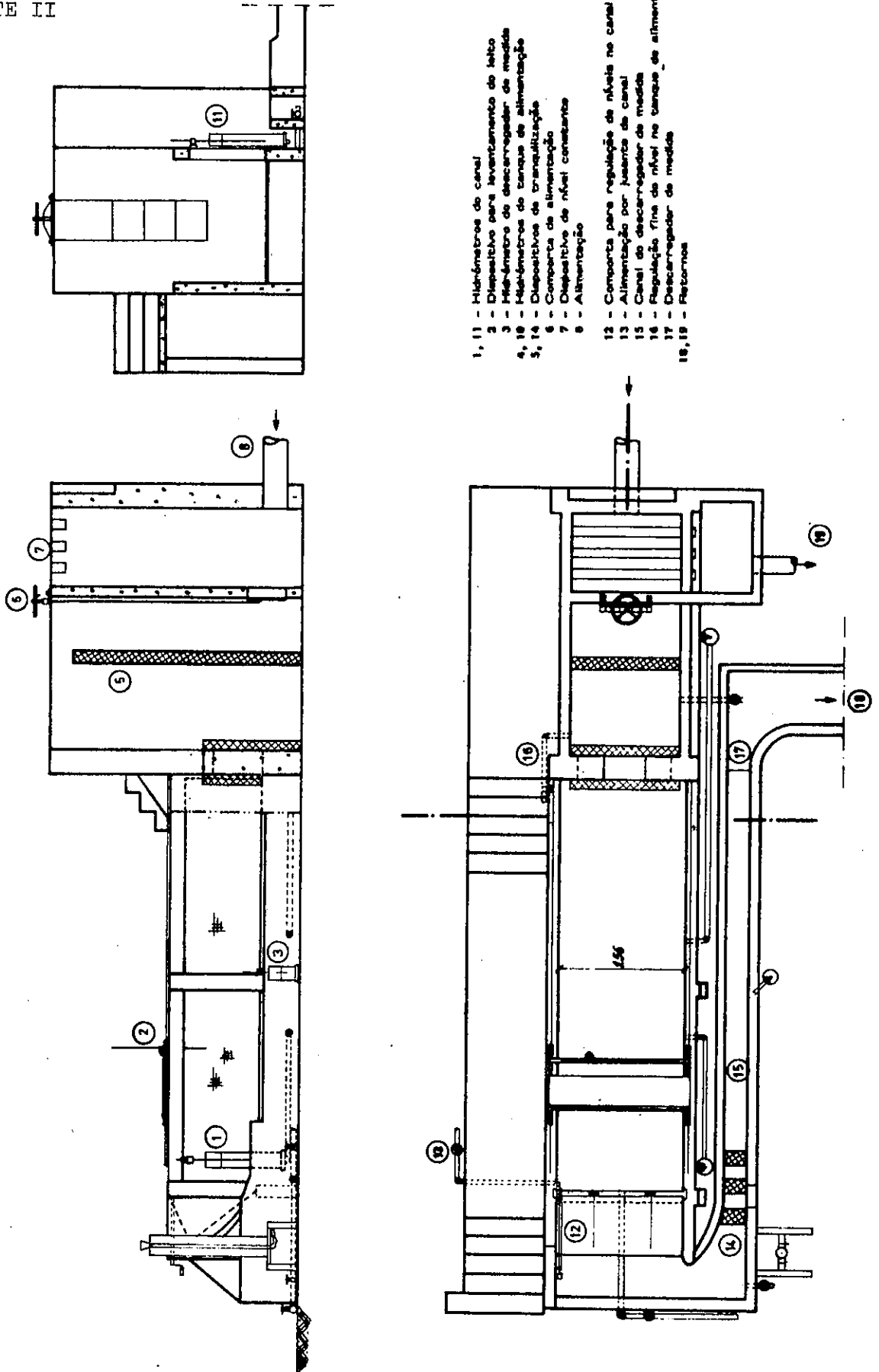


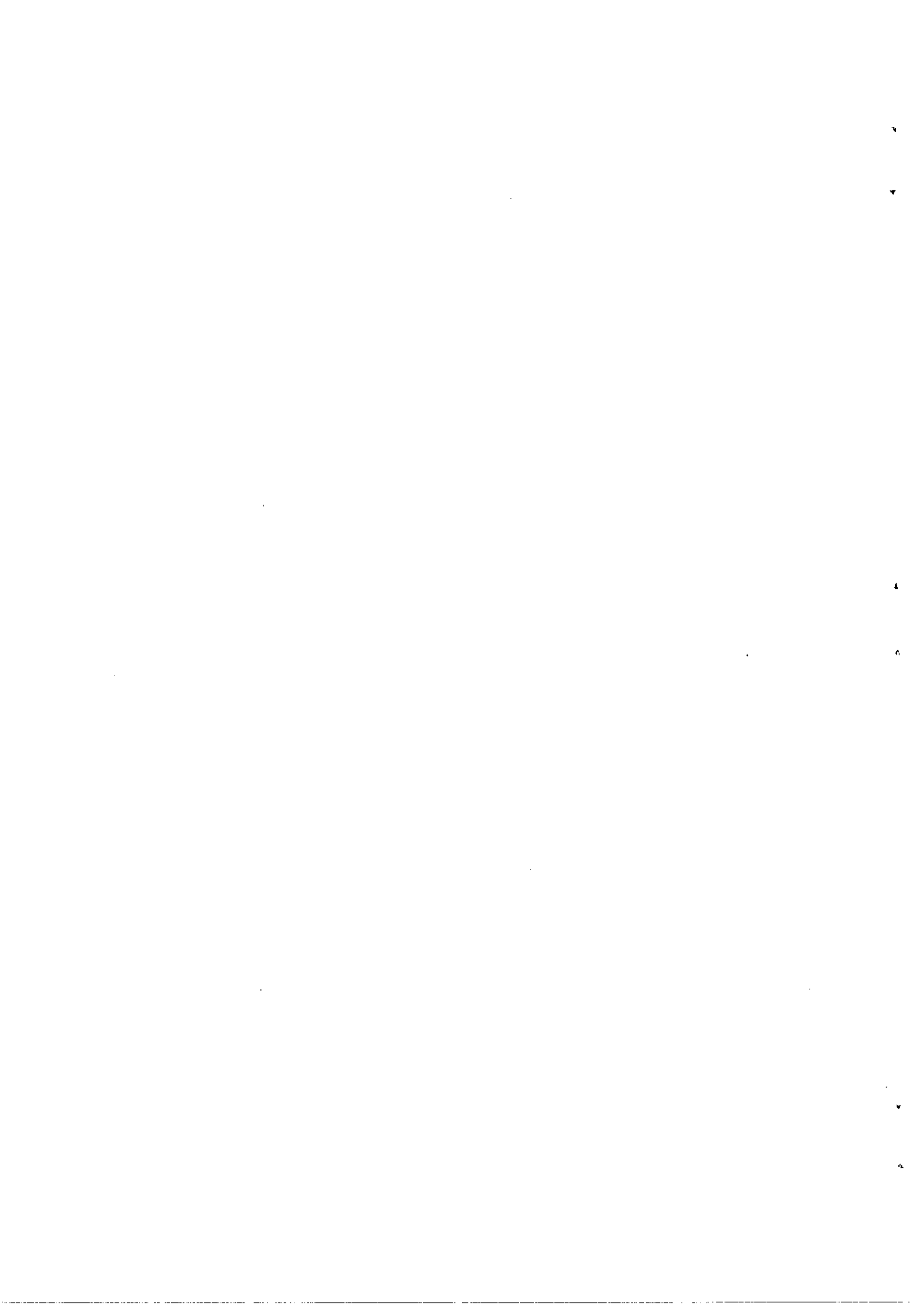
FIG. 36

PARTE II



- 1, 11 - Hidrômetros do canal
- 2 - Dispositivo para levantamento do leito
- 3 - Hidrômetro do descarregador de medida
- 4, 10 - Hidrômetros do tanque de alimentação
- 5, 14 - Dispositivos de tranquilização
- 6 - Componente de alimentação
- 7 - Dispositivo de nível constante
- 8 - Alimentação
- 12 - Componente para regulação de nível no canal
- 13 - Alimentação por juntas de canal
- 15 - Canal do descarregador de medida
- 16 - Regulação fina de nível no tanque de alimentação
- 17 - Descarregador de medida
- 18, 19 - Retornos

Fig. 37 - Canal largo.



## CAPÍTULO 8

### PLANEAMENTO E CONDUÇÃO DOS ENSAIOS

#### 8.1 - PROGRAMAÇÃO DE ENSAIOS

Nesta primeira fase dos estudos experimentais programaram-se duas séries de ensaios: a primeira para verificar e aperfeiçoar o esquema geral de ensaios e definir as características da instalação experimental definitiva, e a segunda para obter e analisar um conjunto de resultados com vista ao prosseguimento dos estudos.

#### 8.2 - VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS

##### 8.2.1 - Parâmetro dependente dos pesos específicos, $s_e$

Na fórmula deduzida para equilíbrio dos blocos de enrocamento  $s_e$  aparece elevado à potência  $\frac{1}{2}$  segundo Isbash e  $\frac{5}{3}$  segundo Olivier.

O peso específico da água a 4° é 1 t/m<sup>3</sup>. Foi este valor, suposto constante, que se considerou para análise de variação de  $s_e$ . O peso específico dos blocos depende do material de que são constituídos. Assim, de acordo com a figura 38, as rochas têm pesos específicos variando de 2,0 a 3,1 t/m<sup>3</sup>. Tem-se, para valores extremos de  $s_e$ :

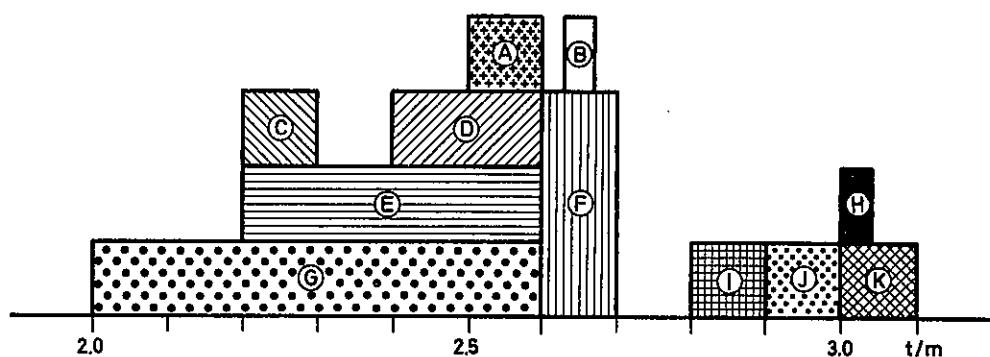
$$s_{emin} = \frac{2,0-1,0}{1,0} = 1,0; \quad s_{emax} = \frac{3,1-1,0}{1,0} = 2,1$$



Nesta fase dos estudos experimentais, contudo, não se analisou a influência do peso específico do enrocamento, tendo-se mantido para  $s_e$  um valor constante, sensivelmente a meio da sua gama de variação:

$$\frac{2,7-1,0}{1,0} = 1,7$$

Fig. 38 - Pesos específicos das rochas segundo Farmer.



### 8.2.2 - Inclinação do talude de jusante, $\theta$

Nas barragens permeáveis o talude de sustentação de jusante tem inclinações próximas do talude natural do enrocamento. Este é um valor máximo que nunca poderá ser ultrapassado. O valor mínimo depende da queda e de considerações económicas. Diminuindo muito a inclinação aumenta o volume da barragem e portanto o seu custo. Os ensaios realizados mostraram, como se verá, que a queda pode aumentar quando diminui a inclinação do talude de jusante da barragem, mantendo constantes as outras grandezas.

Olivier estudou inclinações variando de 1/5 a 1/10.

Se bem que estes valores fossem utilizados apenas nos troços superior e inferior do talude de jusante e no troço intermédio fosse utilizado um talude a 1/2 considera-se que aumentam muito o volume da barragem, tornan-

Fig. 38 - A. dolomito; B. quartzito; C. andesito; D. riolito; E. calcário; F. granito, xisto cristalino, mármore; G. grés; H. dolerito; I. basalto; J. gnaisse; K. gabro.

## PARTE II

do-a antieconômica.

Decidiu-se portanto utilizar as inclinações seguintes:

$$\frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{1}{4}, \frac{1}{5}$$

### 8.2.3 - Capacidade erosiva, $h/d_s$

A altura das barragens pode variar entre largos limites. Importa distinguir entre grandes e pequenas barragens: as pequenas barragens têm uma altura até 15 metros [1], e este valor é, em certas condições<sup>1</sup>, a altura mínima das grandes barragens. Não parece porém prudente, dado o estado incipiente da técnica das barragens de enrocamento galgáveis, considerar desde já as grandes barragens.

As dimensões dos blocos de enrocamento dependem das características das pedreiras. É possível ter blocos de enrocamento com diâmetros desde alguns centímetros até alguns metros. As grandes dimensões são porém pouco práticas. Considerou-se "à priori", que não se justifica utilizar em pequenas barragens blocos de dimensões superiores a 90 cm; como limite inferior arbitrou-se<sup>2</sup> 15 cm. Nos ensaios principais utilizou-se enrocamento com  $d_{50}=1,80$  cm.

Em princípio, as cargas que se verificam sobre a barragem variam desde zero até um máximo que se arbitrou ser 10 % da altura desta. Com o decorrer dos ensaios constatou-se que esse máximo dependia, para a mesma altura, da inclinação do talude de jusante, aumentando à medida que esta diminuía. Ensaaiaram-se assim cargas que atingiram cerca de 26 % da altura da barragem. O parâmetro  $h/d_s$  variou entre 1 e 4,2. Não se utilizaram va

---

1 - Este valor pode, função do volume de armazenamento, das características das fundações ou de outra qualquer circunstância excepcional, descer para 10 metros [3].

2 - Estes valores arbitraram-se com base no critério do razoável.

lores inferiores a 1 dado que, para eles, o caudal se infiltrava totalmente no coroamento, e era preocupação principal analisar caudais de galgamento.

#### 8.2.4 - Altura relativa a jusante, $h_2/H_1$

A altura do escoamento a jusante varia desde 0 até à altura de montante  $h_0$ . Os casos de maior interesse prático são aqueles em que  $h_2/H_1$  é inferior a 1, isto é, a barragem não está submersa. Nos ensaios,  $h_2/H_1$  variou desde 0,08 a 1,2.

### 8.3 - BARRAGEM

#### 8.3.1 - Largura do coroamento

Foi apenas para simplificar a análise que se fez depender a largura do coroamento da altura da barragem. Esta largura, que é condicionada em primeiro lugar por razões de construção e estabilidade em que não há a considerar forças hidrodinâmicas, pode ter também condicionamentos hidráulicos. De facto, foi possível verificar nos ensaios que a influência das alturas de água a jusante diminui quando o caudal se infiltra totalmente no coroamento.

Do ponto de vista de estabilidade não hidrodinâmica deve-se aumentar, para as grandes barragens, a largura do coroamento quando aumenta a altura. Não há critérios estabelecidos, porém, pode considerar-se uma largura (mínima) de 7 metros para barragens com 30 metros de altura e (máxima) de 12 metros para alturas de 130 ou mais metros<sup>1</sup>. Estes valores seriam os valores mínimos a considerar em barragens galgáveis. Em pequenas barragens

---

1 - A barragem de Paradela, com 110 metros de altura tem apenas 6 metros de largura no coroamento.

## PARTE II

a gama de larguras é mais estreita e com valores proporcionalmente mais elevados condicionados pela vantagem de utilizar o coroamento para passagem duma via.

### 8.3.2 - Perfil

Para utilizar nos ensaios foi concebida uma barragem com 30 centímetros de altura, 12 centímetros de largura no coroamento, talude de montante a 1/1 e talude de jusante com inclinação variável.

Se esta barragem representar um protótipo, por exemplo à escala 1/50, este terá 15 metros de altura e 6 metros de largura no coroamento, podendo-se ainda considerar-se uma pequena barragem.

### 8.3.3 - Barragens ensaiadas

No canal estreito ensaiaram-se, como se referiu, barragens permeáveis e impermeáveis. A impermeabilização das barragens foi conseguida revestindo o talude de montante com argamassa de cimento. As granulometrias utilizadas foram diversas, e indicam-se noutro lugar.

No canal largo só se ensaiaram barragens impermeáveis e com enrocamento de uma única granulometria.

## 8.4 - ENROCAMENTO

### 8.4.1 - Condições de semelhança

No modelo, para manter as condições do protótipo, é necessário que se não faça sentir, no escoamento de percolação, a influência da tensão superficial e da viscosidade da água.

Segundo Cohen de Lara [36] os efeitos devidos à capilaridade não tem significado se os blocos tiverem dimensões superiores a 1 cm.

A viscosidade pode desprezar-se se o regime de percolação for turbulento. As condições de regime turbulento de percolação são garantidas pelo valor do número de Reynolds ou pela dimensão dos blocos de enrocamento.

O número de Reynolds  $R_e$ , para escoamentos de percolação é dado pela expressão

$$R_e = \frac{V_a \cdot d_{50}}{\nu} \quad (76)$$

sendo  $V_a$  a velocidade aparente do escoamento e  $\nu$  a viscosidade cinemática da água.

Walton [37] refere que experiências realizadas com areias de grãos aproximadamente esféricos mostraram que o regime deixa de ser laminar para um valor de  $R_e$  dependente da forma e das dimensões dos grãos mas compreendido entre 1 e 10. Yalin [38] indica que o regime é turbulento se  $R_e > 10^4$ .

Hough<sup>1</sup> realizou ensaios que demonstraram as seguintes relações entre o  $d_{20}$  dos materiais e as condições do escoamento de percolação nesses materiais:

$d_{20} < 0,92$  mm - regime laminar perfeitamente desenvolvido

$0,92 < d_{20} < 10$  mm - regime de transição entre laminar e turbulento

$d_{20} > 10$  mm - regime turbulento perfeitamente desenvolvido.

Wilkins [21] por seu lado, realizando ensaios com blocos de enrocamento com dimensões até 20,32 cm verificou que, para todos os agregados com mais de 1,27 cm ( $\frac{1}{2}$ " de diâmetro nominal, se desenvolvia um regime de percolação turbulenta.

---

1 - Referido por Sarkaria, [14], pág. 460

## PARTE II

Parkin [23] confirmou este valor e verificou que 1,27 cm era o limite inferior das dimensões para existência do escoamento turbulento em enrocamento.

### 8.4.2 - Características dos materiais utilizados

Os protótipos são construídos com blocos de todas as dimensões. Os estudos em modelo são feitos, em geral, com materiais de dimensões homogêneas. Os resultados destes estudos só serão, portanto, extrapoláveis para protótipos construídos de modo a reproduzir as granulometrias dos modelos. Estes protótipos são, evidentemente, pouco práticos e muito caros.

Nos estudos experimentais decidiu-se usar, como habitualmente, dimensões relativamente homogêneas.

O material utilizado para a barragem foi um calcário de peso específico compreendido entre 2,66 e 2,71 gr/cm<sup>3</sup>.

As dimensões foram escolhidas de modo a garantir a semelhança do escoamento de percolação, tendo sido utilizados três tipos de granulometrias:

A - material de dimensões compreendidas entre 0,238 e 1,91 cm

B - material de dimensões compreendidas entre 0,95 e 2,54 cm

C - material de dimensões compreendidas entre 0,95 e 1,91 cm.

O material C foi obtido por britagem e peneiração no LNEC; os materiais A e B obtiveram-se directamente de fornecedores. Na figura 39 apresentam-se as curvas granulométricas dos materiais A, B e C.

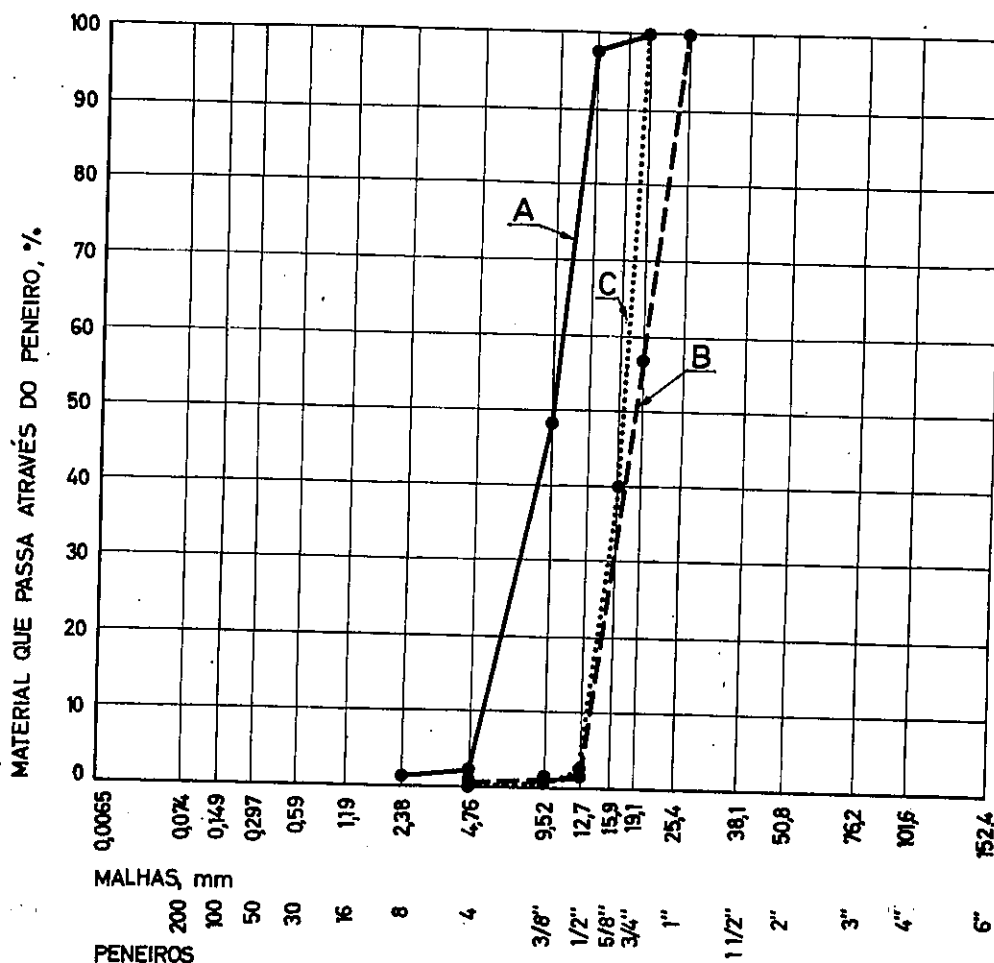


Fig. 39 - Curvas granulométricas dos materiais A, B e C.

## 8.5 - TÉCNICA DE EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

### 8.5.1 - Ordenamento das operações

Mantendo a comporta de regulação dos níveis a jusante aproximadamente vertical, alimentava-se o canal simultâneamente por jusante e por montante até a barragem ficar submersa.

Acertava-se, no canal estreito, o valor do caudal pretendido e fechava-se o sistema de alimentação por jusante. No canal largo fechava-se primeiro o sistema de alimentação por jusante e só depois se acertava o caudal. Esta alteração na ordem das operações devia-se ao facto dos caudais serem medidos à entrada no canal estreito, e à saída, no largo.

## PARTE II

Descia-se a comporta, baixando os níveis, até se notar na superfície livre da água a influência do obstáculo constituído pela barragem; registavam-se esses níveis, e o nível mínimo para o qual não se notava alteração na superfície livre.

Baixava-se seguidamente o nível de jusante por intervalos de cerca de 2 centímetros, e em cada intervalo deixava-se escoar o caudal durante 45 minutos.

Fazia-se para cada posição do nível de jusante (fase), o levantamento da linha de água e da secção transversal da barragem, a meia largura do canal, e media-se a velocidade do escoamento sobre o coroamento e sobre o talude de jusante. Observava-se, em cada fase, o escoamento e o comportamento da barragem, pelas janelas de vidro e registavam-se os resultados destas observações. O ensaio terminava quando se verificava a rotura da barragem.

### 8.5.2 - Apresentação dos resultados

Para registo dos resultados dos ensaios utilizaram-se dois tipos de folhas apropriadas.

Para traçado dos levantamentos utilizou-se o computador do LNEC para o que se elaborou o programa que se apresenta em anexo.

Apresenta-se também neste anexo um conjunto de desenhos obtidos com este programa para exemplificação do critério de rotura referido no capítulo 9.





## CAPÍTULO 9

### RESULTADOS DOS ENSAIOS E SUA ANÁLISE

#### 9.1 - CRITÉRIO DE ROTURA

Iniciado o ensaio, verificava-se, para determinado valor da altura de jusante, o deslocamento de alguns blocos do coroamento, em geral os de menores dimensões. Esses blocos eram removidos e acabavam por ocupar posições onde eram estáveis.

Para alturas de jusante mais baixas eram arrastados também blocos do talude de jusante que iam igualmente ocupar posições onde eram estáveis. Dava-se portanto, por acção do escoamento, um rearranjo dos blocos, mantendo-se contudo, aproximadamente, a forma da barragem.

Para alturas de jusante ainda mais baixas verificava-se alteração na forma da barragem, começando em geral por desaparecer a extremidade de jusante do coroamento. Os materiais erodidos acumulavam-se no talude abaixo do nível de jusante. Quando este nível descia estes materiais eram por sua vez arrastados. Considerou-se situação de rotura aquela em que havia alteração substancial do coroamento, ou do talude de jusante. A situação crítica é a situação anterior em que não há ainda alteração sensível no perfil da barragem.

Na primeira série de ensaios estas situações eram definidas por obser

vação visual no decorrer do ensaio. Verificou-se que os resultados dependiam do observador, pelo que se decidiu efectuar levantamentos da linha de água e do perfil de barragens para cada situação do nível de jusante e definir as situações por análise dos perfis resultantes (Figs. I a VII do anexo).

Na segunda série de ensaios utilizou-se este critério, bem como em parte dos ensaios da primeira série efectuados com material do tipo A.

## 9.2 - PRIMEIRA SÉRIE DE ENSAIOS

### 9.2.1 - Ensaio da barragem permeável

O perfil da barragem permeável tinha o talude de montante a 1/1,3 e o de jusante a 1/2. Os enrocamentos eram do tipo C.

Realizaram-se quatro ensaios sendo a sua principal finalidade, como se referiu, o treino do pessoal experimentador, a verificação do esquema previsto para o ensaio tipo e a definição da instalação definitiva. Os resultados estão resumidos no quadro III.

Abandonou-se este tipo de barragem por se considerar serem de maior utilidade as barragens impermeáveis, dado que a água armazenada poderá ser aproveitada para múltiplos fins, e as barragens permeáveis terem apenas utilização em correcções torrenciais.

Pôde contudo confirmar-se<sup>1</sup> que o perfil de equilíbrio modelado pelo escoamento é constituído por um talude de montante, um coroamento arredondado seguido dum talude de forte inclinação, um talude de jusante de inclinação mais suave e um talude de sustentação a jusante. Na figura 40 apresentam-se 3 perfis resultantes onde se distinguem nitidamente as par-

---

1 - Ver cap. 6, pág. 100.

PARTE II

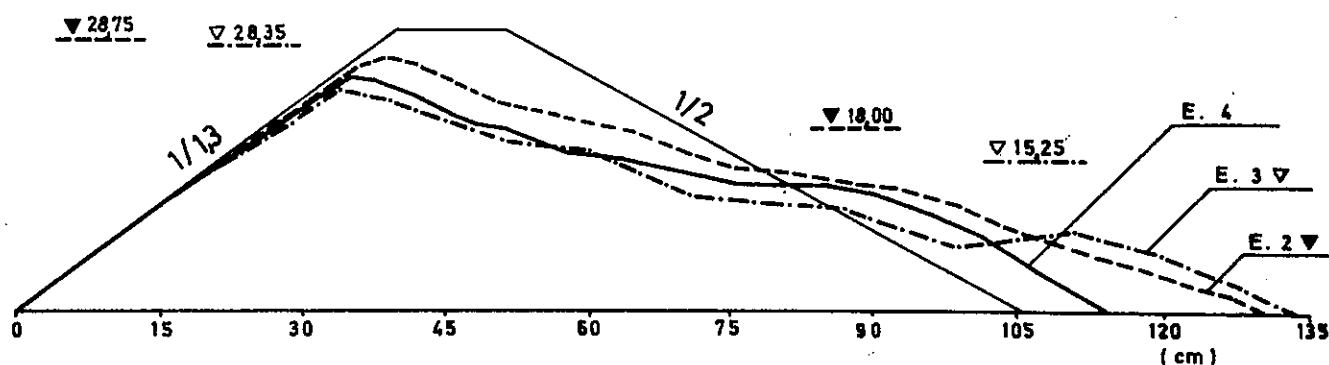


Fig. 40 - Barragem permeável. Perfis resultantes, após rotura e depois de atingida situação de equilíbrio.

tes constituintes. Dois dos perfis foram obtidos para o mesmo caudal ( $254,7 \text{ cm}^3/\text{s.cm}$ ) mas com situações de escoamento diferentes: altura de montante praticamente constante e altura de jusante de 18,00 cm e 15,25 cm respectivamente no 2º. e 3º. ensaios. Os perfis têm sensivelmente o mesmo andamento mas nota-se que para a altura de 15,25, o talude de jusante aparece com patamares. O terceiro perfil foi obtido para o caudal  $186,7 \text{ cm}^3/\text{s.cm}$ . As áreas dos perfis primitivo e resultantes não são iguais; julga-se que a diferença resulta da arrumação provocada nos blocos pelo escoamento e conseqüente modificação do índice de vazios, que não foi, em nenhum ensaio, medido.

QUADRO III - RESULTADOS DOS ENSAIOS DA BARRAGEM PERMEÁVEL  
(valores correspondentes a situações de esta-  
bilidade)

Caudal (cm <sup>3</sup> /s.cm)	Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)	Altura de saída (cm)
66,7	18,57	2,15	12,5
120,0	25,78	2,69	16,0
186,7	31,64	18,31	*
254,7	34,26	32,19	**

\* - Não foi registado valor

\*\* - A barragem estava afogada.

#### 9.2.2 - Ensaios da barragem impermeável

O perfil da barragem foi alterado, passando o talude de montante a ter inclinação de 1/1, e sendo révestido primeiro com gesso e goma laca (material do tipo C) e depois com argamassa de betão (material do tipo A). Realizaram-se sete ensaios com material do tipo C, e doze ensaios com material do tipo A.

##### 9.2.2.1 - Ensaios com material do tipo C

Estes ensaios foram realizados com finalidade idêntica à dos ensaios da barragem permeável. Dos sete ensaios, o quinto foi uma repetição do segundo, o sétimo não foi concluído por ter havido rotura do revestimento

## PARTE II

do talude de montante e o terceiro não tem significado pela mesma razão. A duração das fases não foi constante, nem havia a certeza de que os tempos de escoamento garantissem situações estáveis.

Os resultados estão resumidos no quadro IV.

QUADRO IV - RESULTADO DOS ENSAIOS DA BARRAGEM IMPERMEÁVEL  
- MATERIAL DO TIPO C  
(valores correspondentes a situações de estabilidade)

Caudal (cm <sup>3</sup> /s.cm)	Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)	Altura de saída (cm)
120,0	33,42	9,14	21,0
146,7	33,62	14,58	*
153,3	34,12	24,18	*
160,0	34,22	29,48	*

\* - Não foram registados valores.

### 9.2.2.2 - Ensaios com material do tipo A

Dos doze ensaios, quatro foram realizados no canal largo e oito no canal estreito. Destes, o segundo e o quarto foram realizados com o mesmo caudal mas com experimentadores diferentes. Três dos ensaios no canal largo foram repetições de ensaios realizados no canal estreito. Em ambos os casos os resultados foram idênticos. No quadro V estão resumidos os resultados. A figura 41 representa a relação entre as alturas de montante e de jusante evidenciando a influência da largura do canal nas condições de estabilidade.

QUADRO V - RESULTADO DOS ENSAIOS DA BARRAGEM IMPERMEÁVEL - MATE  
RIAL DO TIPO A

(valores correspondentes a situações de estabilidade)

	Caudal (cm <sup>3</sup> /s.cm)	Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)
Canal estreito	80,0	32,72	7,98 -
	120,0	33,62	28,63 -
Canal largo	79,5	32,90	10,10 8,20
	118,6	33,75	- 28,00
	144,2	34,20	30,00 26,35
	166,7	35,50 35,20	32,70 28,50
Canal estreito	66,7	32,47	6,61 -
	93,3	32,97 32,97	22,38 21,48
	106,7	33,37 33,34	29,63 27,48
	120,0	33,80 33,71	30,53 28,88
	133,3	33,92 33,82	29,92 25,98
	146,7	34,47 34,43	31,43 29,83

- Para cada caudal o primeiro valor das alturas diz respeito à situação crítica, e o segundo à de rotura. Quando, para a altura de montante estiver registado apenas um valor, ele é constante nas duas situações.

- O sinal - indica que não foram registados valores.

PARTE II

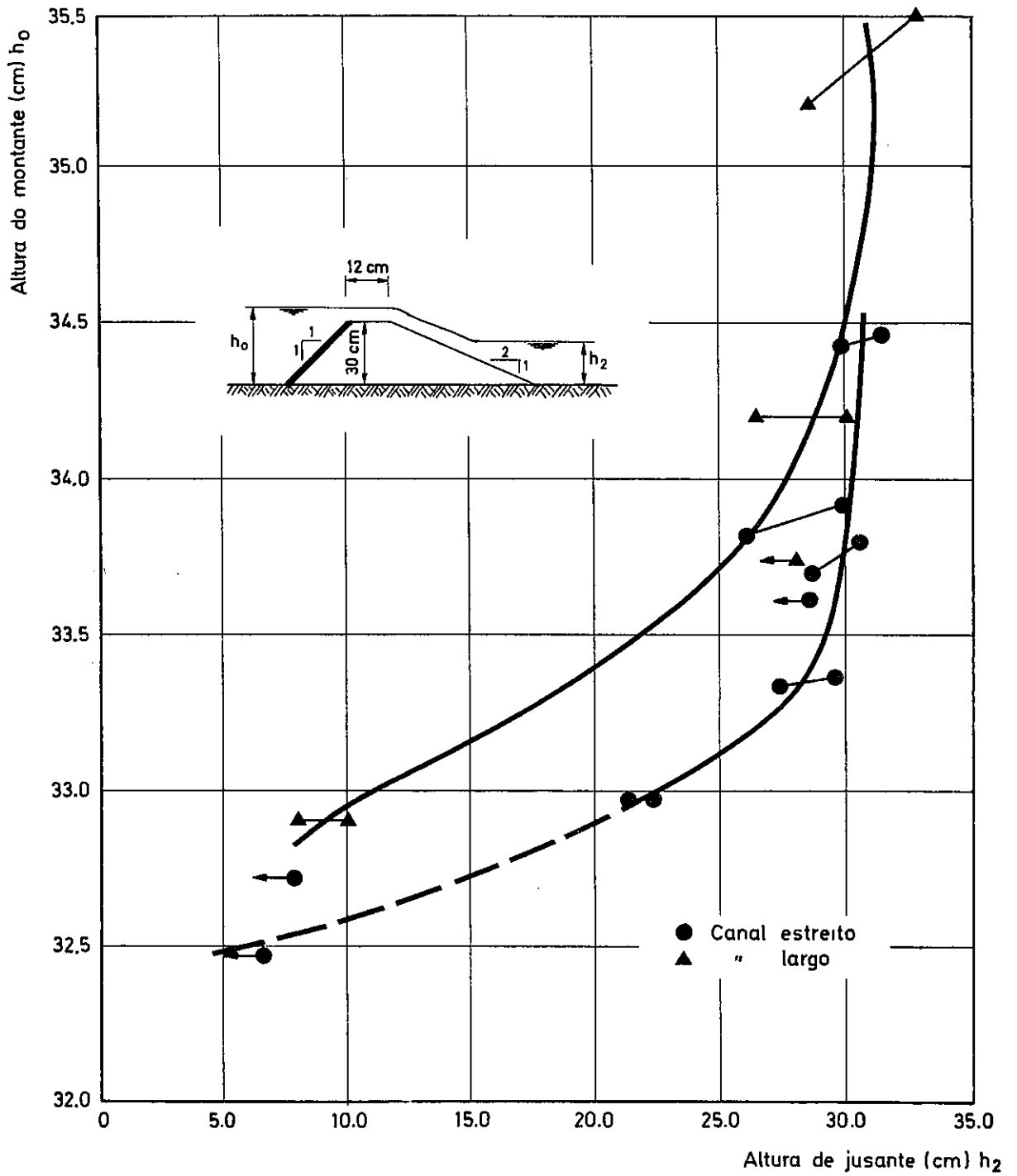


Fig. 41 - Resultados dos ensaios da barragem impermeável - material do tipo A. Influência da largura do canal nas condições de estabilidade



### 9.2.3 - Influência do tempo de duração dos ensaios

Para determinar a duração de cada fase de ensaio de modo a garantir ter sido atingida situação estável, realizaram-se, no canal estreito, dois ensaios diferindo apenas no tempo de escoamento. Utilizou-se o perfil da barragem referido em 9.2.2 e material do tipo B.

O escoamento fez-se durante 30 minutos por fase no primeiro ensaio e 2 horas no segundo. Os perfis resultantes foram coincidentes.

### 9.3 - SEGUNDA SERIE DE ENSAIOS (ensaios principais)

A segunda série de ensaios foi feita, como se referiu, com a finalidade de obter e analisar um conjunto de resultados com vista ao prosseguimento dos estudos. A barragem era impermeável (revestimento do talude de montante com argamassa de cimento), o talude de montante tinha a inclinação de 1/1 e o material utilizado foi do tipo B. O talude de jusante variou de 1/2 a 1/5. Realizaram-se 32 ensaios sendo a duração do escoamento de 45 minutos em cada fase. Os resultados estão resumidos no quadro VI.

A figura 42 é uma interpretação provisória destes resultados. Representa a variação dos parâmetros  $h/d_{50}$  e  $h_2/H_1$  com a inclinação do talude de jusante.

QUADRO VI - RESULTADOS DOS ENSAIOS DA SEGUNDA SERIE (ENSAIOS PRINCIPAIS)  
(Valores correspondentes a situações de estabilidade)

Caudal específico (cm <sup>3</sup> /s.cm)	INCLINAÇÕES DO TALUDE DE JUSANTE														
	1/2				1/3				1/4				1/5		
Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)	Distância de infiltração (cm)	Altura de saída (cm)	Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)	Distância de infiltração (cm)	Altura de saída (cm)	Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)	Distância de infiltração (cm)	Altura de saída (cm)	Altura de montante (cm)	Altura de jusante (cm)	Distância de infiltração (cm)	Altura de saída (cm)
52,6	31,70	5,80	10,50									31,70	2,45	6,00	14,00
79,5	32,40	6,35	14,00	32,48	2,80	4,75	18,50					32,40	2,90	7,50	17,50
115,4	32,94	9,30	23,00	33,10	10,40	6,50	24,00					33,20	3,45	8,00	28,00
128,2	33,30	19,70	30,00	33,35	14,20	7,00	22,00	33,80	7,20	galgável		33,40	3,60	8,00	27,50
144,2	33,60	25,30	galgável												
166,7	33,90	30,60		34,10	10,70	9,00	27,00					34,00	4,24	galgável	
182,3		25,35		34,40	16,70	10,50	28,50	34,50	10,90			34,50	4,70		
224,4				34,85	25,20	12,00	30,00					35,00	5,75		
256,4				35,20	27,45	galgável		35,60	22,10			35,35	13,20		
288,5				36,10	30,10							36,24	18,30		
320,5				36,50	30,05			36,45	27,55			36,65	30,70		
352,6				36,30	25,15				24,95			36,96	24,70		
384,6								37,10	28,25			37,60	29,35		
								37,55	25,60			37,55	24,40		

- Para cada caudal o primeiro valor das alturas diz respeito à situação crítica, e o segundo à de rotura. Quando, para a altura de montante estiver registado apenas um valor ele é constante nas duas situações.

- O sinal --- e a existência de espaços vazios indicam que não foram registados valores.

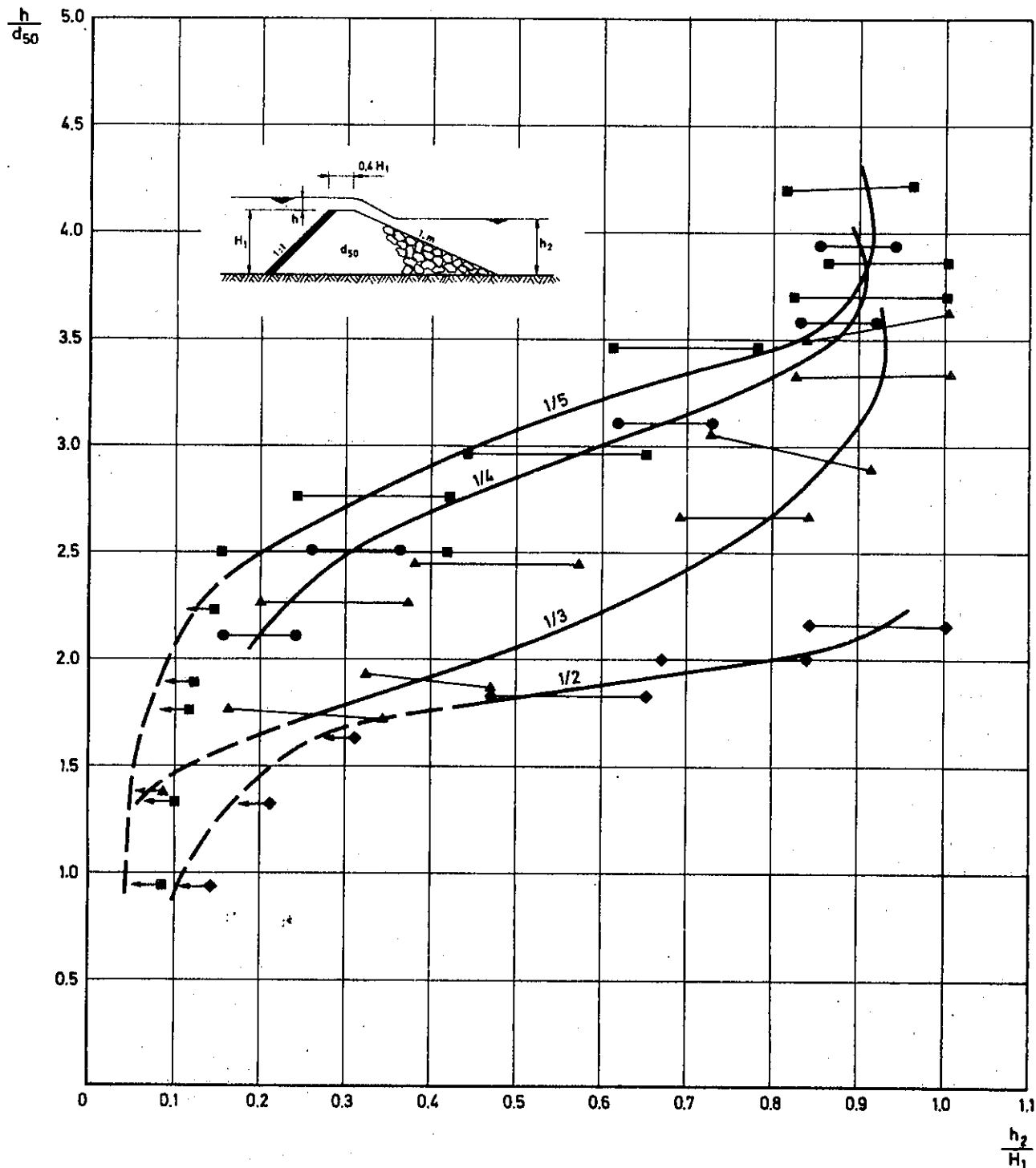


Fig. 42 - Interpretação provisória do resultado dos ensaios principais. Curvas de equilíbrio.

## CAPÍTULO 10

### CONCLUSÕES E PROGRAMAÇÃO DOS ESTUDOS FUTUROS

#### 10.1 - OBSERVAÇÕES RELATIVAS AOS DIFERENTES MÉTODOS NÃO CONVENCIONAIS DE DESCARGA DE CHEIAS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA

Os descarregadores de betão localizados sobre a barragem podem ser de tipo convencional ou não. Se são de tipo convencional são caros, e põem problemas ligados com as deformações e assentamentos diferenciais que se podem verificar no corpo da barragem. Do ponto de vista hidráulico é necessário cuidar das zonas de transição entre a barragem e o descarregador, nomeadamente nas zonas de chegada e de saída. Não há estudos relativos a esta questão. Podendo verificar-se assentamentos diferenciais em evacuadores, será conveniente analisar em que medida esses assentamentos alteram o funcionamento do descarregador, nomeadamente a capacidade de vazão. Se os descarregadores forem de tipo não convencional, aqueles problemas já se não põem pois são tomados em consideração na concepção e dimensionamento dos elementos. A prática russa das barragens descarregadoras com maciço resistente em material incoerente segue-se apenas em barragens baixas e as lages têm forma muito complexa. Seria conveniente analisar a aplicação deste procedimento a barragens mais altas e procurar lages de formas mais simples.

As barragens armadas não põem problemas hidráulicos. O principal problema é, como se referiu, o da corrosão das armaduras. Se, porém, a proteção for constituída por gabiões, é necessário determinar o peso dos gabiões estáveis e a sua porosidade.

Os descarregadores de percolação, que são dimensionados apenas para caudais baixos, têm, com o tempo, reduzida a sua capacidade de vazão à medida que os vazios se vão colmatando. A sua aplicação ficará assim limitada aos cursos de água com baixo transporte sólido. O coroamento das barragens não pode ser galgado, pelo que é necessário prever uma folga de segurança. No caso de não existir esta folga, a largura do coroamento deverá ser tal que o caudal máximo previsto se infiltre antes de atingir a extremidade de jusante deste; o coroamento fica assim de grande largura. Em ambos os casos não se admite o galgamento da barragem, e as margens de segurança que é necessário prever vêm onerar o custo da obra. Se bem que estes descarregadores tenham sido profundamente estudados por via experimental, não se conhecem referências relativas ao seu comportamento com o tempo (influência da colmatção dos vazios) desconhecendo-se também referências relativas ao comportamento dos protótipos construídos.

Já se referiram<sup>1</sup> as vantagens das barragens de enrocamento galgáveis relativamente aos outros tipos de barragens não convencionais: complementares das barragens com descarregadores de percolação e mais económicas que as barragens armadas ou com descarregadores de betão (convencionais ou não) localizados sobre a barragem. Apresentam um campo de investigação mais vasto em virtude da quase inexistência de estudos.

---

1 - Ver cap. 5, pág. 65.

## PARTE II

A técnica da formação de barragens pelo lançamento de enrocamentos em água corrente mostra que um maciço é constituído por quatro zonas distintas<sup>1</sup>; a zona de aceleração nunca foi estudada sistematicamente, referindo Olivier ser de difícil análise por ter forma muito variável. As fórmulas deduzidas para equilíbrio dos blocos de enrocamento relacionam o diâmetro equivalente destes com a velocidade média do escoamento, e não consideram a influência do caudal de percolação. A maioria dos estudos diz respeito à zona de escoamento em regime uniforme. Aquela técnica aplica-se apenas em barragens permeáveis, e, mesmo a estas, com grandes limitações, não se conhecendo quantitativamente a evolução da forma de equilíbrio com a variação do caudal.

Não há estudos relativos à forma de barragens impermeáveis. Em princípio será possível uma forma com um talude de jusante com diferentes inclinações. Olivier ensaiou alguns tipos de barragens impermeáveis, mas não com a preocupação de analisar a sua forma. O nível de jusante influencia também a estabilidade não estando ainda analisada essa influência<sup>2</sup>. Julga-se que os estudos experimentais sistemáticos referidos na II Parte deste trabalho são os primeiros que se publicam. Os protótipos construídos são poucos e de pequena altura. As referências relativas ao comportamento dos protótipos, embora animadoras, são em número muito reduzido.

### 10.2 - CONCLUSÕES RELATIVAS AO ESTUDO EXPERIMENTAL

Os ensaios foram realizados, como se referiu, em condições precárias havendo, como consequência, grande dispersão dos resultados<sup>3</sup>. As curvas da

---

1 - Ver cap. 6, pág. 100.

2 - Os estudos de Wilkins [13] cap. 3, pág. 47, referem-se a barragens armadas.

3 - Deve notar-se, aliás, que é sempre de esperar, em qualquer caso, uma apreciável dispersão em ensaios deste tipo.

figura 42 apresentam-se, por essa razão, a título provisório, sendo possível reduzir a dispersão efectuando novos ensaios em melhores condições.

Foi possível, contudo, confirmar a variação prevista para os parâmetros:

- para o mesmo valor de  $h/d_{50}$  a estabilidade da barragem aumenta (é possível ter alturas de água mais baixas a jusante) quando diminui a inclinação do talude.

- para o mesmo valor de  $h_2/h$  a estabilidade aumenta (é possível o escoamento de maiores caudais unitários) também quando diminui a inclinação do talude de jusante.

- para a mesma inclinação do talude é possível distinguir três situações de funcionamento: uma para valores de  $h_2/h$  inferiores a 0,3, outra para valores entre 0,3 e 0,8 e outra para valores superiores a 0,8.

A análise da influência da inclinação do talude na capacidade de vazão mostrou que esta aumenta quando aumenta a inclinação do talude; os valores médios encontrados para  $\mu$  oscilam entre 0,50 e 0,44. Deve-se notar que estes valores só serão generalizados a barragens com perfil semelhante. Também a dimensão, forma e grau de compactação dos blocos de enrocamento deverão intervir.

### 10.3 - PROGRAMA DOS ESTUDOS FUTUROS RELATIVOS AOS DIFERENTES MÉTODOS NÃO CONVENCIONAIS DE DESCARGA DAS CHEIAS EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO OU TERRA, NÃO INCLUINDO ESTUDOS EXPERIMENTAIS

Tenciona-se continuar com os estudos relativos aos diferentes métodos não convencionais de descarga das cheias recorrendo fundamentalmente à análise de bibliografia ainda não disponível mas em vias de aquisição e à consulta das entidades estrangeiras que realizaram estudos idênticos ou que possuem obras com descarregadores dos tipos referidos. Estas últi-

## PARTE II

mas consultas destinam-se a obter elementos sobre os protótipos construídos, pormenores construtivos, normas de dimensionamento e, principalmente, sobre o comportamento durante a exploração.

Tenciona-se, em particular, completar as notas sobre a técnica soviética das barragens descarregadoras com maciço resistente em material incoerente<sup>1</sup>, sobre as normas de dimensionamento das barragens armadas<sup>2</sup> e sobre as normas de dimensionamento dos descarregadores de percolação de tipo australiano<sup>3</sup> e soviético<sup>3</sup> recorrendo, no primeiro e no último caso, à aquisição e tradução de bibliografia em língua russa.

Tenciona-se ainda divulgar os conhecimentos à medida que se forem adquirindo, em especial no que diz respeito aos problemas práticos levantados pela utilização dos métodos não tradicionais de descarga das cheias em barragens de enrocamento ou terra.

### 10.4 - PROGRAMAÇÃO DOS ESTUDOS EXPERIMENTAIS FUTUROS

Em princípio<sup>4</sup> tenciona-se continuar com estudos experimentais relativos apenas às barragens de enrocamento galgáveis. Assim, pensa-se:

- analisar, teórica e experimentalmente, os critérios de determinação das condições críticas de arrastamento de blocos, que se têm baseado na velocidade média do escoamento, e tentar aplicar o método da tensão tangencial crítica;

- analisar, teórica e experimentalmente, o estudo de percolação turbu

---

1 - Ver cap. 2, pag. 22.

2 - Ver cap. 3, pág. 42.

3 - Ver cap. 4, pág. 56 e 54.

4 - O presente trabalho e os estudos experimentais futuros fazem parte do Plano de Investigações de Obras Hidráulicas estabelecido de acordo com necessidades efectivas do país. Diz-se "em princípio" porque poderá vir a verificar-se prioritário o estudo experimental doutra técnica não convencional de descarga das cheias.



lenta com entrada frontal e entrada superior e sua influência no equilí**u** brio dos blocos;

- continuar com a análise dos parâmetros relacionados com a estabili**l** dade dumã barragem de secção trapezoidal (talude de jusante com uma única inclinação) e material homogéneo;

- passar seguidamente à análise de barragens de formas complexas (ta**l** lude de jusante com mais do que uma inclinação) ainda com material homogé**u** geno;

- analisar a influência da não homogeneidade do material e do seu grau de compactação, este relacionado com o método de construção da barragem;

- considerar novamente o caso das barragens permeáveis.

Lisboa e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Maio de 1973

Lusitano dos Santos

Lusitano Moreira Martins dos Santos

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] M.O.P. - Regulamento de pequenas barragens de terra - Decreto Nº. 48 373 de 8 de Maio de 1968.
- [2] GONÇALVES, A. - O problema da descarga de cheias na concepção e no dimensionamento de barragens de terra. Soluções adoptadas nas grandes barragens de terra construídas em Portugal - 1<sup>as</sup>. Jornadas L.B. de Engenharia Civil, Lisboa, Setembro de 1970.
- [3] COMISSÃO ESPANHOLA DAS GRANDES BARRAGENS - Spain's regulations and recommendations for design, construction and operation of large dams. Regulations for design of reservoirs - 1970.
- [4] LAA, G.G. - Le barrage de Llodio (Alava) - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal, 1970.
- [5] CORDIDO, P.W. - Aliviadero de la presa Guaremal - Projecto cedido pelo eng<sup>o</sup>. F. Abecasis.
- [6] SANTOS, L. dos - Overtopping tests in model of Cabora-Bassa cofferdams - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal, 1970.
- [7] LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL - Estudo hidráulico em modelo reduzido do aproveitamento de Cabora-Bassa, obras de desvio - Lisboa, Janeiro de 1968, Abril de 1973 - 5<sup>o</sup>. Relatórios.
- [8] KOENING, H.W.; IDEL, K.M. - Rockfill designed to withstand overflow - Montreal 1970.
- [9] GORDIENKO, K.I. - Overflow of water through earth, rockfill, and earth and rockfill dams.

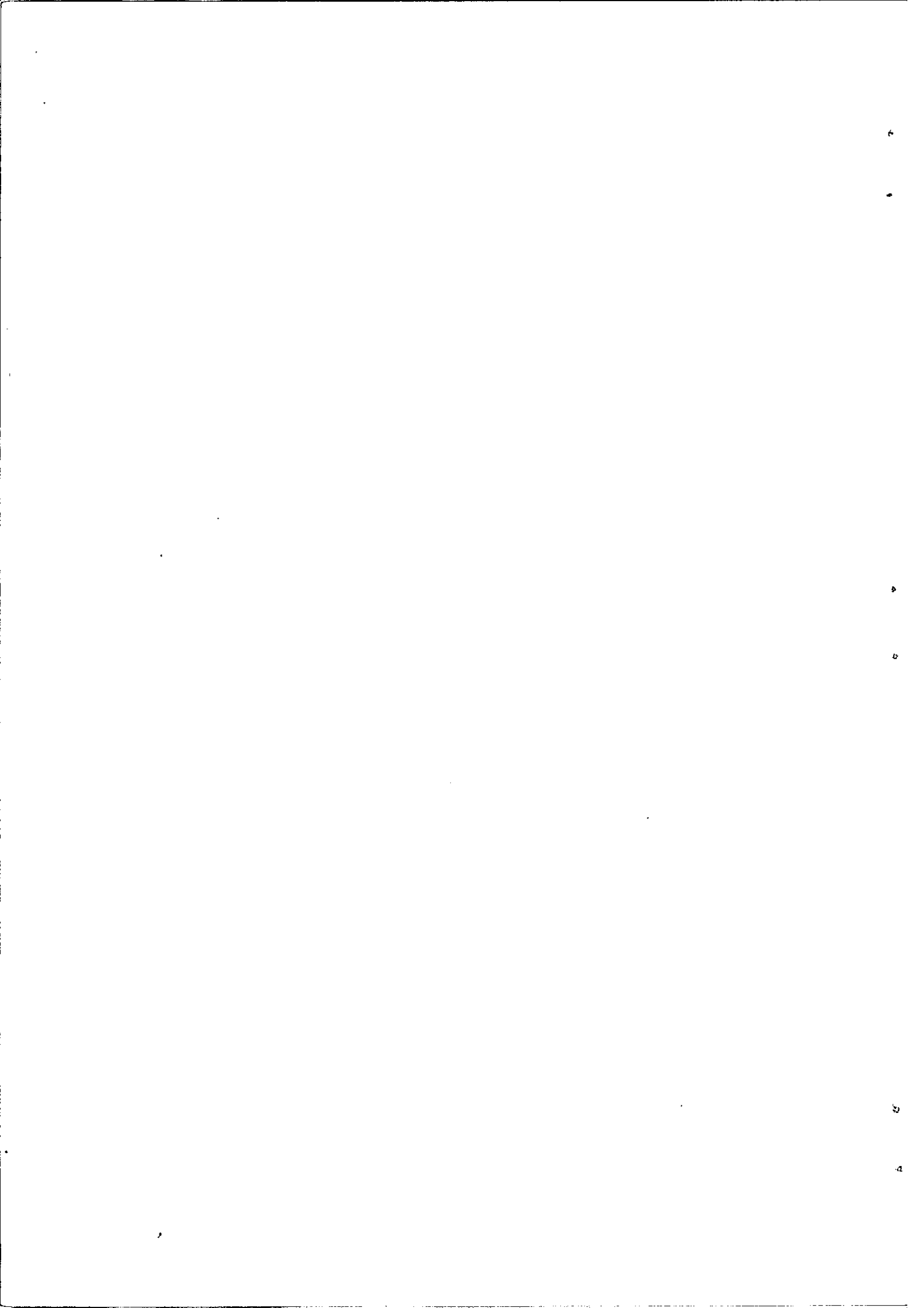
- [10] MACCAFERRI - Gabioni per difese fluviali e sistemazione montane - Bologna, 1966.
- [11] WEISS, A. - Construction Technique of Passing floods over earth dams - Proc. ASCE, vol. 76, Separate No. 40, October 1950.
- [12] SPEEDIE, M.G.; TADGELL, J.F.; CARR, S.R. - Use of hydraulic models in planning flood diversion through rockfill - IX<sup>th</sup> ICOLD, Istanbul, 1967.
- [13] WILKINS, J.K. - The Stability of overtopped rockfill dams - Fourth Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- [14] SARKARIA, G.S.; DWORSKY, B.H. - Model Studies of an armoured rockfill overflow dam - Water Power, November 1968.
- [15] SHACKELFORD, W.; LEPS, T.M.; SCHUMANN, J.E.; - The design, construction and performance of Pit 7 afferbay dam - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal 1970.
- [16] POST.G. - Barrages de submersion en terre armée - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal, 1970.
- [17] MARCHETTI, M. - Lavori nell'alveo del Nilo Azzurro a Roseires (Sudan) per la costruzione di una diga di sbarramento - 1<sup>a</sup> Convegno degli ingegneri idraulici.
- [18] LANE, R.G.T. - Temporary dam construction under water and overtopped by floods - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal 1970.
- [19] SHAND, N.; PELLIS, P.J.N. - Experience in the design and construction of reinforced rockfill dams - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal 1970.
- [20] SPARKS, A.D.W. - The sloughing overtopping and reinforcement of rockfill and earth dams - IX<sup>th</sup> ICOLD, Istanbul, 1967.

- [21] WILKINS, J.K. - Flow of water through rockfill and its application to the design of dams - 2<sup>nd</sup> Australia - New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1955.
- [22] LAWSON, J.D.; TROLLOPE, D.H.; PARKIN, A.K. - Some hydraulic aspects of unconventional rockfill dams - 1<sup>st</sup> Australasian Conference on Hydraulics and Fluid Mechanics, 1962.
- [23] PARKIN, A.K. - Rockfill dams with inbuilt spillways, Part I - Hydraulic Characteristics - University of Melbourne, August 1962
- [24] OLIVIER, H. - Through and overflow rockfill dams - New design techniques - Proc ICE, March 1967.
- [25] AIRH - Bulletin Recherches Hydrauliques 1966 et 1967 - Vol. 20, pag.91, n<sup>o</sup>. 62, december 1968.
- [26] SAVEY, P. - Seuils en enrochements dans le cadre de l'aménagement du Rhone - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal 1970.
- [27] W.E.S. - Stability of riprap and discharge characteristics, overflow embankments, Arkansas River, Arkansas - Wicksburg, Mississippi, June 1964.
- [28] ARHIPAINEN, E. - Submerged dam on lake Kemi - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal, 1970.
- [29] ISBASH, S.V. - Construction of dams by depositing rock in running water - II<sup>th</sup> ICOLD, Washington, 1936.
- [30] BLANCHET CH. - Formation et destruction par un courant d'eau de massifs en pierres - La Houille Blanche, mars 1946.
- [31] HARTUNG, F.; SCHEUERLEIN, H. - Design of overflow rockfill dams - X<sup>th</sup> ICOLD, Montreal 1970.
- [32] ALBERTSON, M.L.; BARTON, J.R.; SIMONS, D.B. - Fluid mechanics for engineers - Prentice-Hall, inc, U.S.A., 1960.

- [33] ISBASH, S.V.; KHALDRE, Kh. Yu. - Hydraulics of River Channel Closure  
- London Butterworths, 1970 (edição original em Moscovo,  
1959.
- [34] LINFORD, A.; SAUNDERS, D.H. - A hydraulic investigation of through and  
overflow rockfill dams - the British Hydromechanics Research  
Association, RR888, March 1967.
- [35] BLANCHET, CH. - Technique de la construction des barrages en pierre  
lancées dans l'eau courant - La Houille Blanche, Nov.-Dec.  
1946.

ANEXO

PROGRAMA PARA TRAÇADO DA LINHA DE ÁGUA  
E DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM



ANEXO

```

BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGAVEIS;
"BEGIN"
  "REAL" G, LA, LB, ESCH, ESCV;
  "INTEGER" A, B, V, W, J, F, I;
  "READ" G, F, ESCH, ESCV, V, W;
  "BEGIN"
    "ARRAY" A, LA[1:V], B, LB[1:W];
    "FOR" J:=1 "STEP" 1 "UNTIL" V "DO" "READ" A[J], LA[J];
    "FOR" J:=1 "STEP" 1 "UNTIL" W "DO" "READ" B[J], LB[J];
    SETURIGIN(2000,1);
    MOVEPEN(A[1]*ESCH, LA[1]*ESCV);
    "FOR" J:=1 "STEP" 1 "UNTIL" V "DO" DRAWLINE(A[J]*ESCH, LA[J]*ESCV);
    MOVEPEN(B[1]*ESCH, LB[1]*ESCV);
    "FOR" J:=1 "STEP" 1 "UNTIL" W "DO" DRAWLINE(B[J]*ESCH, LB[J]*ESCV);
    MOVEPEN(0,600);
    DRAWLINE(-600,0);
    MOVEPEN(0,0);
    DRAWLINE(0,800);
    "FOR" I:=800 "STEP"-100 "UNTIL" 0 "DO"
      "BEGIN"
        MOVEPEN(0,I);
        CENCHARACTER(1);
        "END";
        DRAWLINE(-700,0);
        "FOR" I:=-700 "STEP"100 "UNTIL" 0 "DO"
          "BEGIN"
            MOVEPEN(I,0);
            CENCHARACTER(1);
            "END";
            DRAWLINE(3000,0);
            "FOR" I:=3000 "STEP"-100 "UNTIL" 0 "DO"
              "BEGIN"
                MOVEPEN(I,0);
                CENCHARACTER(1);
                "END";
                MOVEPEN(-200,-200);
                WAY(0,5);
                "PRINT" PUNCH(5), 'DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33', SAMELINE,
                  'S8', 'CAUDAL=', ALIGNED(3,3), 0, 'CM+3/CM*S', 'S3', 'FASE',
                  DIGITS(1), F;
                "END";
              "END";
            "END";
          "END";
        "END";
      "END";
    "END";
  "END";

```



## ANEXO

### OBSERVAÇÕES

1ª. Os dados para o programa são os seguintes, devendo ser apresentados em fita perfurada e pela ordem indicada:

Q - caudal

F - fase

ESC H - escala horizontal

ESC V - escala vertical

V - número de pares de valores que definem a linha de água

W - número de pares de valores que definem a secção transversal da barragem

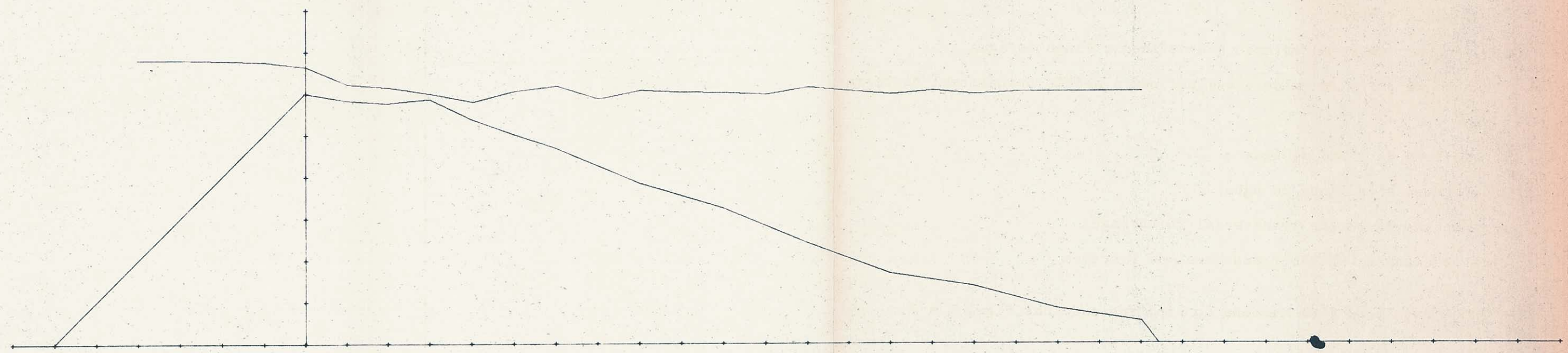
A [J] - abcissa da linha de água

LA [J] - ordenada da linha de água

B [J] - abcissa da secção transversal da barragem

LB [J] - ordenada da secção transversal da barragem

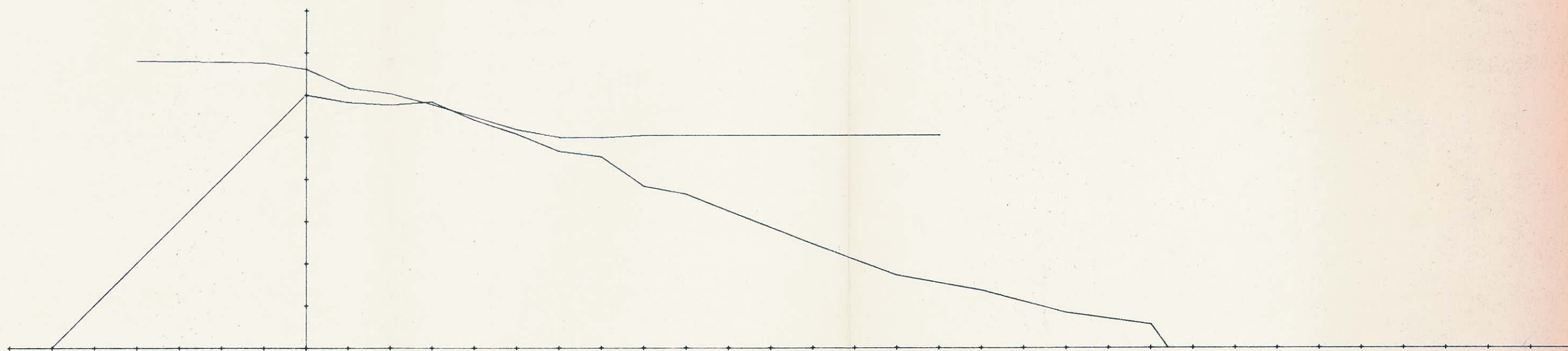
2ª. O resultado é um desenho do tipo indicado nas figs. 1 a 7.



DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33

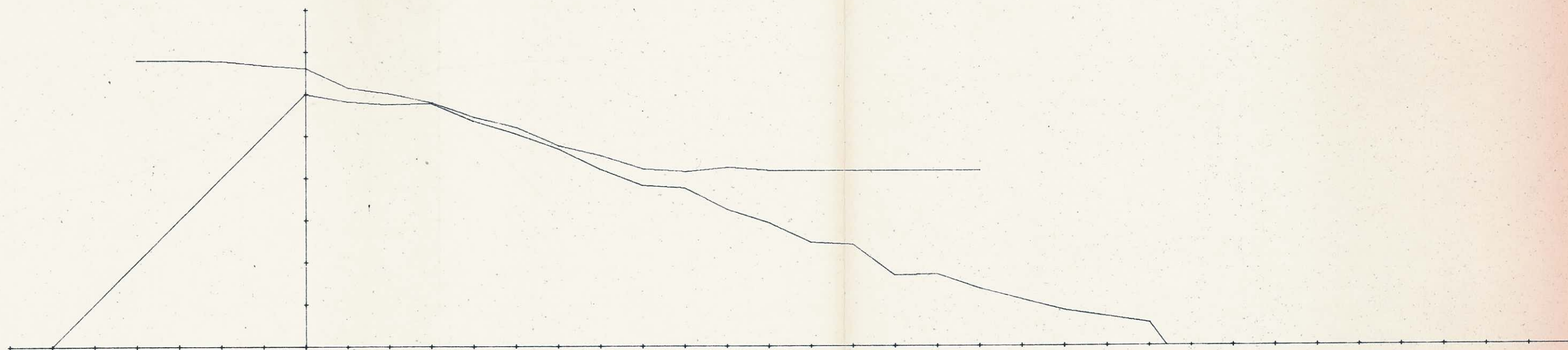
CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>2</sup>S FASE 1





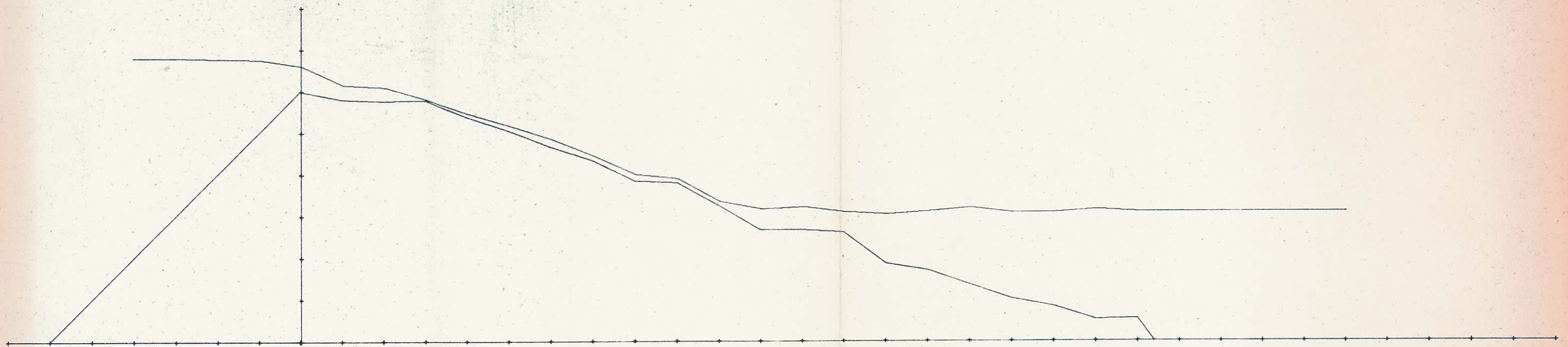
DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33

CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>3</sup>S FASE 2



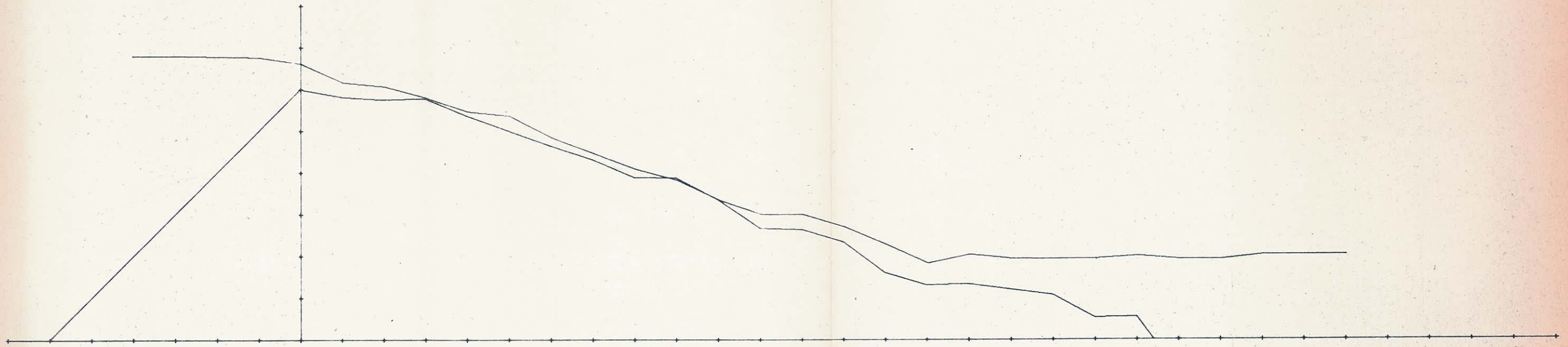
DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33 CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>2</sup>S FASE 3





DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33

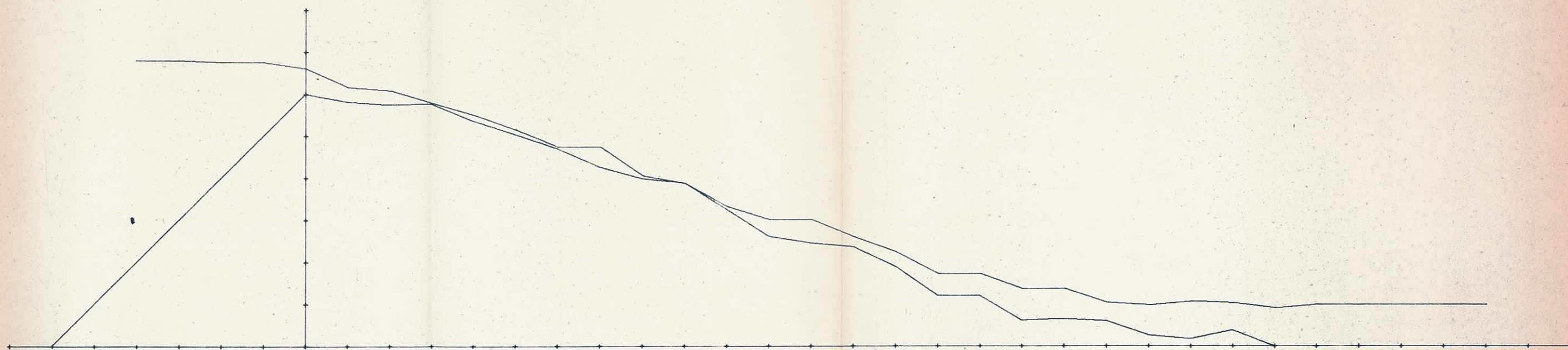
CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>3</sup>S FASE 4



DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33

CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>5</sup> FASE 5





DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33

CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>2</sup>S FASE 6





DIAMETRO=1.80CM; INCLINACAO=0.33

CAUDAL= 166.667CM<sup>3</sup>/CM<sup>2</sup>S FASE 7



BARRAGENS DE ENROCAMENTO GALGÁVEIS - ERRATA

página	linha	onde está	leia-se
X	25	entrada em velocidade	aceleração
XI	9	cn	$P_{cn}$
XII	9	$\eta$ - coeficiente	$\eta, \eta_1, \eta_2$ - coeficientes
XII	27	arejamento	emulsão
XV	2	Cobra	Cabora
XVII	3	6.2.6 -	6.2.4 -
XVIII	7	APERELHAGEM	APARELHAGEM
7	13	deve	devem
7	19-20	frequencia	recorrência
7	24	frequencia	recorrência
8	1	Segundos	Segundo
8	21	desenvolvimento é possível	desenvolvimento que é possível
9	4	e velocidade	e a velocidade
9	9	sismicidades	sismicidade
15	3	permite	permitem
22	9	localizado	localizada
24	3	atravessem	atravessam
28		substituir a fórmula (8) por	$\tau_s = \gamma \left[ \frac{1}{h_{11}} - \frac{1}{h_{12}} + \frac{h_{11}^2 - h_{12}^2}{2} + \frac{h_{11} + h_{12} + \Delta}{2} \cdot 1 \cdot \text{sen } \theta \right]$
28	18	e $h_{12}$ s	e $h_{12}$ as
32	21	do Picote	de Picote

página	linha	onde está	leia-se
35	21	o que o originou	o que originou
37	3	empreiteiro	empreiteiro
39	4	fois	fios
39	15	om	com
40	15-16	localizado	localizada
42	1	$5,10^6$	$5.10^6$
42	2	1000	1070
42	3	abalou	abaulou
46	3	ancorada e a curta	ancorada a curta
46	19	periódicos	frequentes
47	2	que a altura	que altura
49	nota	1-	Fig. 17 -
50	3	etc. Wilkins...	etc. A finalidade é evitar roturas locais entre duas camadas adjacentes. Wilkins.
54	7	do escoamento	hidráulicas
54	8	estabilidade mecânica de barragens	estabilidade de barragens
54	12	Grodienko	Gordienko
55	8	cer-	cerca
55	nota	20- maciço de enrocamento	20 - 1. maciço de enrocamento
59	2-3	os limites do escoamento estejam confinados	o escoamento esteja confinado
59	14	leito	elemento impermeabilizante
61	7	escoamentos	escoamento
63	6 da nota	(20)	(18)
66	21	Durance Gard	Durance, Gard
69	25	existir	existirem
75	20	Brahms, Airey	Brahms-Airey

página	linha	onde está	leia-se
76	Fig. 25	f R	R
81	6	$\eta$	$\eta_1$
81	7	$\eta$	$\eta_1$
81	14	F	$F_a$
81	16	F	$F_a$
82	5	F	$F_a$
82	a seguir à fórmula (40)		ou, sendo $\eta_1$ e $\eta_2$ coeficientes adequados, $V_{cr2} = \eta_1 \sqrt{f(\cos\theta - \text{sen } \theta)} \sqrt{2g \frac{\gamma_s}{\gamma} d}$ (40') $V_{cr2} = \eta_2 \sqrt{2g \frac{\gamma_s}{\gamma} d_s}$ (40'') que tem estrutura semelhante à expressão (32).
88	13-14	curvas granulométricas que podem ser mais ou menos apertadas	materiais de curvas granulométricas mais ou menos extensas
89	fórmula (43)	.... $\text{sen } \theta^{-\frac{1}{6}}$	... $\text{sen } \theta^{-\frac{1}{6}} \eta_1^{\frac{2}{3}}$
90	fórmula (44)	$\eta^{\frac{5}{3}}$	$\eta_1^{\frac{5}{3}}$
90	9	como o número	$p_c$ relacionado com o número
90	10	área. Sendo	área; sendo
91	9	46	(46)
91	10	46	(46)
93	4 da nota	$2/3(\text{tg } \phi - \text{tg } \theta)$	$\sqrt{2/3(\text{tg } \phi - \text{tg } \theta)}$
100	22	acompanado	acompanhado
102	23	0,86.	0,86).
104	Fig. 32	L	l

página	linha	onde está	leia-se
104	Fig. 32	$L_{max}$	$l_{max}$
104	Fig. 32	$L_1$	$l_1$
106	1	Chezy para $R=K$ :	Manning para $R = \frac{h+h'}{2}$ :
106	7	da entrada em velocidade	de aceleração
106	fórmula (70)	$\dots \sqrt{\frac{d^2}{s l'}}$	$\dots \sqrt{\frac{d^2 Z}{s l'}}$
106	fórmula (71)	$Z = H - \dots$	$Z = E_o - \dots$
111	15	galgável, o	galgável e
116	6	(14)	(74)
125	10	considerar-se	considerar
139	1 da legenda	ele á	ele é
144	16	$\mu$	$\mu^1$
144	em nota de fim de página		$l-q = \mu \sqrt{2g} h_o^{3/2}$
154	15	1 a 7	I a VII