

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO

Estudo Experimental sobre a estabilidade do enrocamento no  
lançamento de ensecadeiras em ponta de aterro

Dissertação de mestrado

Autor: Ricardo Pereira da Silva

Orientador: Prof. Dr. Luiz Emílio Sá Brito de Almeida

Porto Alegre, Rs, Janeiro de 1992

## SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	I
RESUMO	IV
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	1
2. GENERALIDADES	3
3. LANÇAMENTO DE ENSECADREIRAS EM PONTA DE ATERRO	7
3.1. Aspectos construtivos da ensecadeira	7
3.2. Descrição das alterações no escoamento no entorno de contrações	10
3.3. Características hidráulicas do escoamento em contrações	13
3.3.1. Remanso à montante da contração	13
3.3.2. Coeficiente de vazão	21
3.3.3. Perda de carga nas contrações	25
3.4. Métodos de determinação do diâmetro mínimo de enrocamento para lançamento de ensecadeiras em ponta de aterro	28
3.4.1. Método da tensão crítica	28
3.4.2. Métodos da velocidade crítica	36
3.4.3. Método experimental	40

3.4.4.Considerações sobre os métodos de determinação do diâmetro do bloco de pedra no lançamento de ensecadeiras em ponta de aterro	45
4.METODOLOGIA	47
4.1.Descrição das instalações	47
4.2.Análise dimensional	49
4.3.Considerações sobre a realização de ensaios	51
4.4.Instrumentação e medições	56
5.ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS	58
5.1.Elevação do nível de água a montante	58
5.2.Coefficiente de vazão	66
5.3.Incremento da velocidade na seção contraída	67
5.4.Perda de carga nas contrações	68
5.5.Análise dos métodos de cálculo do diâmetro do enrocamento para lançamento de ensecadeiras em ponta de aterro	73
5.5.1.Método de Izbash	73
5.5.2.Método de Straub	75
5.5.3.Método de Naylor	78
5.5.4.Método de Das	80
5.5.5.Método de Sandover	86
6.CONCLUSÕES	97
6.1.Métodos de determinação do diâmetro do enrocamento para lançamento em ponta de aterro	97
6.2.Recomendações	105
BIBLIOGRAFIA	107
ANEXOS	110
1.Tabelas	111
A.Bibliografia Complementar	136
B.Curvas Granulométricas	146

## AGRADECIMENTOS

- Ao Prof. Luiz Emilio Sá Brito de Almeida pela orientação recebida.

- Ao Prof. Marcelo Giulian Marques de quem recebi um imenso apoio.

- Ao Prof. Marc Pierre Bordas pela cessão do canal no Pavilhão Fluvial.

- Aos hidrotécnicos Humberto Weissmuller de Mello e Mario Medeiros pelo apoio recebido.

- Ao CNPq pelo suporte financeiro.

- Ao IPH/UFRGS pela infra-estrutura oferecida.

- Ao Laboratório de Hidráulica da UFPb que, gentilmente, colocou o setor de computação à disposição.

- A meus colegas, amigos e todos aqueles que com suas discussões e sua confiança ajudaram na realização do presente trabalho.

## LISTA DE SÍMBOLOS

- A - área da seção molhada;
- A<sub>h</sub> - área da seção transversal dos vazios;
- A<sub>s</sub> - projeção da área da partícula em um plano normal ao eixo de percolação ;
- a - área da partícula;
- B - largura da seção do canal;
- b - largura da brecha medida na metade da altura da lâmina de água entre os taludes da ensecadeira;
- C - coeficiente de vazão;
- C<sub>c</sub> - coeficiente de contração;
- C<sub>D</sub> - coeficiente de arraste;
- C<sub>f</sub> - coeficiente generalizado de Chezy;
- C<sub>T</sub> - coeficiente de Sandover;
- D - diâmetro do material do fundo do canal;
- D - diâmetro do tubo;
- d - diâmetro do material;
- d<sub>75</sub> - diâmetro do representativo do material cujo tamanho é maior que 75% dos diâmetros do material em peso;
- $\frac{du}{dy}$  - taxa de variação da velocidade em relação à profundidade do escoamento;
- F - número de Froude do escoamento;
- F<sub>d</sub> - força de arraste;
- F<sub>w</sub> - peso do material;
- f - fator de resistência ao escoamento de transição;
- f<sub>1</sub> - fator de resistência ao escoamento laminar;
- f<sub>2</sub> - fator de resistência ao escoamento turbulento;
- g - aceleração da gravidade;
- H<sub>d</sub> - diferença de carga entre as seções 1 e 9;
- h<sub>1</sub><sup>\*</sup> - diferença entre o nível de água com a presença da ensecadeira e o nível de água sem a obstrução do canal em uma dada seção;
- h<sub>5</sub><sup>\*</sup> - diferença entre os níveis de água sem a presença da ensecadeira e com a presença da mesma em uma seção de nível de água mínimo;
- h<sub>e</sub> - perda de carga devido à zona de separação a montante;

$h_e$  - perda de carga por atrito;  
 $h_0$  - profundidade do escoamento não perturbado;  
 $h_{p19}$  - perda de energia entre as seções 1 e 9;  
 $h_{pf}$  - perda de carga causada por atrito através das seções 1 e 9;

$h_{psD}$  - perda de carga devido à expansão do jato à jusante da contração;

$\Delta h_n$  - diferença de cotas piezométricas entre as seções 1 e 9 em um canal não obstruído;

$\Delta h$  - diferença de cotas piezométricas entre as seções 1 e 9 em um canal com presença de ensecadeira;

$i$  - declividade da linha de energia;

$J$  - perda de carga unitária;

$K_L$  - coeficiente de perda de carga;

$k$  - constante universal de Von Karman;

$k_1$  e  $k_2$  - coeficientes dependentes da forma da pedra;

$k_c$  - coeficiente de correção do coeficiente de vazão;

$k_F$  - coeficiente de correção do coeficiente de vazão em relação ao número de Froude do escoamento;

$k_p$  - coeficiente de permeabilidade;

$k_r$  - coeficiente de correção do coeficiente de vazão em relação ao raio do bordo de montante;

$L$  - comprimento da contração medido paralelamente ao escoamento;

$\frac{L_{max}}{L_{min}}$  - relação entre as dimensões máximas e mínimas da partícula;

$l$  - braço de alavanca;

$l$  - comprimento de mistura de Prandtl;

$m$  - grau de contração da seção do canal;

$n$  - porosidade do material;

$N$  - coeficiente de rugosidade de Manning;

$R$  - raio hidráulico;

$Re$  - número de Reynolds do escoamento;

$Re_x$  - número de Reynolds associado ao grão;

$r$  - raio do bordo de montante;

$T$  - tortuosidade;

$u_x$  - velocidade de cisalhamento;

$V$  - velocidade do escoamento;  
 $V_s$  - volume dos sólidos;  
 $y$  - altura da lâmina de água;  
 $Z$  - profundidade relativa do escoamento a montante;  
 $z$  - distância do fundo do canal a um plano de referência;  
 $\alpha$  - fator de correção da energia cinética;  
 $\beta$  - ângulo do escoamento em relação ao eixo da enseadeira;  
 $\gamma$  - peso específico do material;  
 $\gamma_w$  - peso específico da água;  
 $\eta$  - eficiência do material;  
 $\theta$  - ângulo de inclinação do talude;  
 $\Lambda$  - termo que representa a geometria do contorno do canal;  
 $\lambda$  - fator de atrito;  
 $\mu$  - coeficiente de contração;  
 $\tau_c$  - tensão de cisalhamento crítica;  
 $\tau_o$  - tensão de cisalhamento no fundo do canal;  
 $\tau_t$  - tensão de cisalhamento junto ao talude;  
 $\Phi$  - ângulo de atrito interno do material;  
 $\psi$  - largura relativa da contração.

## RESUMO

A construção de barragens e outras estruturas hidráulicas no leito fluvial requer que o local da obra seja protegido contra inundações. Para isto, é necessária a construção de ensecadeiras. Uma das técnicas empregadas, e que abordaremos neste trabalho, é a do lançamento de blocos de pedra em ponta de aterro. A medida que avança a frente de lançamento, a seção do rio se torna mais estreita, provocando o aumento dos esforços hidrodinâmicos sobre os blocos de pedra.

O presente trabalho visa comparar os diversos métodos apresentados na bibliografia especializada, com os resultados de ensaios realizados em modelo físico a fundo fixo. Procura-se determinar o coeficiente de vazão, a perda de carga do escoamento e o efeito de remanso em função do grau de contração da seção. O lançamento em ponta de aterro foi estudado para números de Froude na faixa de 0,32 a 0,55 e graus de contração variando de 0,20 a 0,80. Finalmente é apresentada uma série de gráficos permitindo determinar o diâmetro do bloco de pedra a ser lançado, em função das características hidráulicas do escoamento e de parâmetros do próprio material.



## ABSTRACT

When building dams and other hydraulic structures in a river bed, it is necessary to protect the building site against floods. For this purpose coffer dams must be built.

This study concerns one of the techniques employed, i.e., placing stone blocks at the tip of the landfill. As the stone block front advances, the river section narrows, increasing hydrodynamic forces against the stone blocks.

In this study the different methods found in specialized literature and results of tests performed on physical model with a fixed bed are compared. An attempt is made to determine the flow coefficient, loss of flow load and the backwater effect, as a function of the degree of section contraction.

The placement at the landfill tip was studied for Froude numbers in a range of 0,32 to 0,55 and degrees of contraction varying from 0,20 to 0,80. Finally, a series of graphs which allow determining the diameter of the stone block to be placed is presented, taking into account the hydraulic characteristics of flow and parameters of the material itself.

## 1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

A finalidade do desvio de rios é propiciar condições adequadas para execução de obras no seu leito, visando o aproveitamento do recurso hídrico para geração de energia hidrelétrica, irrigação, laminação de cheias, navegação, etc..

Para impedir que haja inundação do local onde estão sendo executadas as obras do aproveitamento, utilizam-se ensecadeiras. Estas estruturas são barragens temporárias, em geral construídas através do lançamento de terra e ou blocos de pedra, formando um maciço. As ensecadeiras podem simplesmente reduzir a seção do rio ou fechá-lo completamente, forçando o escoamento a passar por uma estrutura de desvio, como ilustram as figuras 1.a e 1.b.

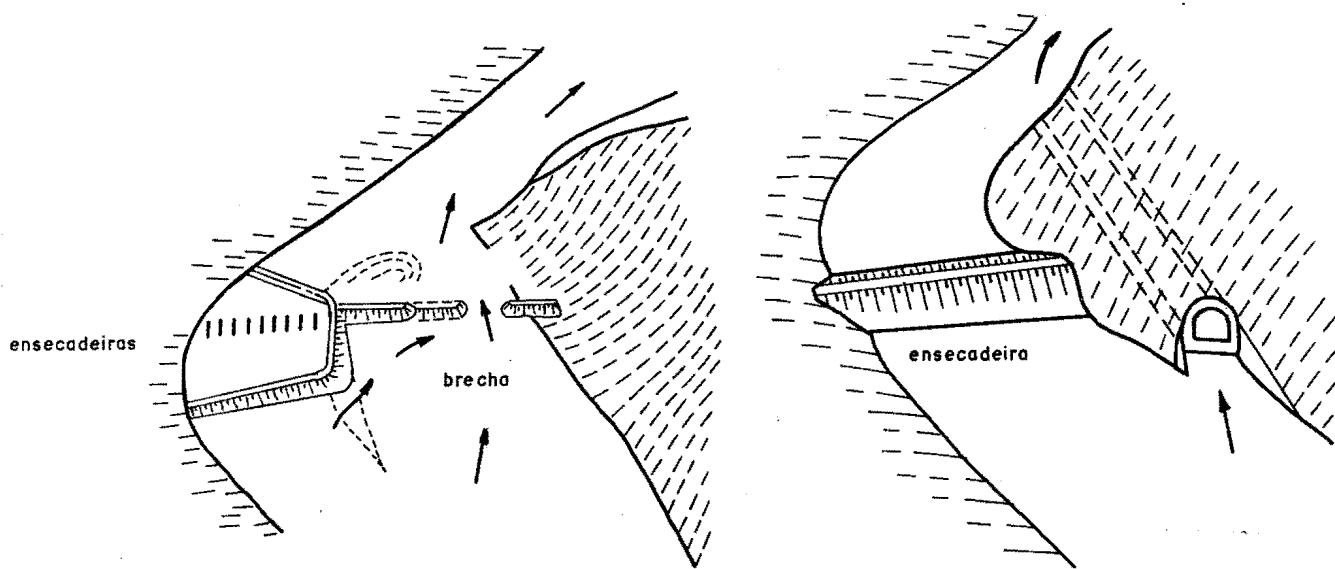


Fig. 1.1 - Representação esquemática das formas de desvio de rios (Izbash/1970).

A construção de ensecadeiras pelo lançamento em ponta de aterro consiste em contrair a seção do rio através da formação de um maciço pelo lançamento de blocos de pedra a partir de uma ou de ambas as margens. Para avançar na contração da seção, cargas de blocos são lançadas na ponta do(s) tramo(s) da ensecadeira originando o nome do método. A figura 2 mostra uma ensecadeira construída pelo método descrito acima.

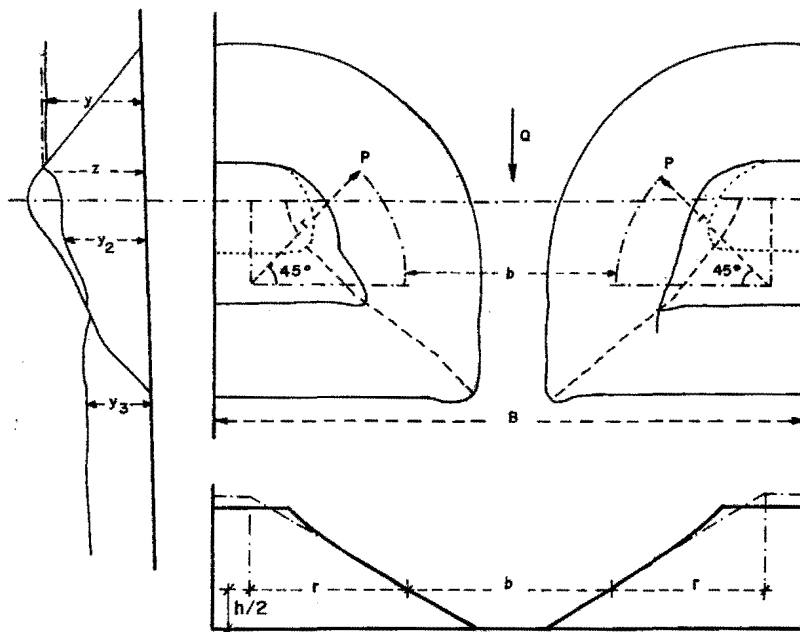


Fig. 1.2 - Representação de uma ensecadeira sendo construída pelo método do lançamento em ponta de aterro (Stephenson/1979).

A medida que a brecha (vão existente na seção do rio entre os tramos da ensecadeira) diminui, ocorre concentração do escoamento, aumentando a força hidrodinâmica sobre os blocos de pedra, terminando por arrastá-los para jusante. O problema está na determinação do diâmetro do bloco capaz de resistir à ação do escoamento no lançamento.

O presente trabalho tem como um dos objetivos sugerir um método para cálculo do diâmetro do bloco de pedra para ser lançado em ponta de aterro. Como ferramenta auxiliar para atingir este objetivo utiliza-se uma relação adimensional com os principais fatores que influenciam o fenômeno. Outro objetivo deste trabalho é estudar a eficiência do material lançado, visando possibilitar a utilização de blocos de pedra menores com eficiência menor em situações onde blocos de grandes dimensões não estão disponíveis. O terceiro objetivo que se pretende alcançar é apresentar uma metodologia para realização de ensaios. Finalmente, neste trabalho são estudadas as características do escoamento no entorno de contrações - elevação do nível de água a montante da contração e coeficiente de vazão - para determinar a velocidade média na brecha.

## 2.GENERALIDADES

Pelo exposto no primeiro parágrafo do capítulo anterior, nota-se claramente que as obras de desvio e manejo de rios são, em geral, provisórias e perdem sua utilidade ao final da construção das obras principais; sendo necessária, a sua remoção. Esta característica das obras de desvio leva-nos a adotar critérios de segurança menos rígidos do que aqueles usados em obras permanentes, procurando-se a simplicidade construtiva, visando ao minimizar os custos. A cota de coroamento de uma ensecadeira é função do risco que se quer assumir, podendo-se em muitos casos até mesmo aceitar o seu galgamento, o que vai depender de uma análise técnica-econômica rigorosa.

As condições que balizarão a determinação do projeto de manejo e desvio do rio são as características topográficas, geológicas, hidrológicas, além das características do solo e dos materiais disponíveis no projeto.

As estruturas do desvio podem ser classificadas da seguinte maneira :

- Quanto a sua finalidade :

Simples - utilizada unicamente para manejo do rio ;

Múltipla - agregada ao conjunto de estruturas permanentes .

- Quanto ao tipo de Ensecadeira :

De terra

Mista- terra e enrocamento

Especial - de concreto - convencional;

- celular;

- CCR (concreto ciclópico rolado);

- de elementos metálicos .

-Quanto ao tipo de estrutura de condução do escoamento:

A superfície livre: canal artificial, galeria, canal natural, adufas, blocos rebaixados;

Escoamento forçado: galeria, túnel, conduto.

Sob o ponto de vista da topografia, devemos considerar o relevo do local, a forma dos vales principal e secundários, a geometria do leito do rio e das ombreiras. Em vales abertos é possível a construção da estrutura do vertedor, casa de força, etc, em local protegido por ensecadeiras, sem o uso de obras especiais, tais como galerias e túneis.

As características geológicas do local condicionam a escolha do tipo da estrutura de desvio. Se o local for constituído de rocha maciça ou levemente fraturada, é possível a construção, por perfuração, de túneis que são dimensionados para funcionarem sob pressão na vazão de projeto, ao passo que se o terreno local for constituído de materiais sedimentares de baixa capacidade de suporte ou cascalho deve-se pensar na construção de galerias de concreto que funcionam, em geral, a superfície livre na condição de condução da vazão de projeto.

Os estudos hidrológicos permitem determinar as vazões máximas anuais para diferentes tempos de retorno, permitindo a otimização do custo da obra em função destes, possibilitando a determinação das cotas de ensecadeiras, pré-ensecadeiras e as dimensões das estruturas de desvio. Existe ainda outro método, onde se estabelecem previamente certos parâmetros ( entre eles as cotas das ensecadeiras e pré-ensecadeiras ) e se simula a série histórica para se determinar o conjunto de parâmetros que minimizem o custo total do desvio.

A fim de melhor ilustrar o problema, citamos os casos de construção de duas usinas hidrelétricas.

Em Ilha Solteira, o rio Paraná possui um vale largo e aberto e o desvio foi realizado em duas fases, conforme esquema da fig. 2.1.1. Na primeira, foram lançadas ensecadeiras na margem

esquerda para a construção da casa de força e do vertedor e na margem direita para a construção da barragem, deixando uma brecha para permitir o escoamento. Para a complementação do barramento, fechou-se esta brecha e abriu-se a ensecadeira a montante e a jusante da casa de força e a água do rio foi desviada pelos vãos de 16 das 20 unidades da usina.

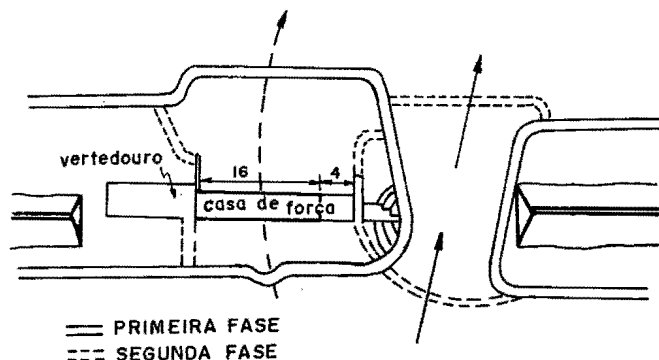


Fig. 2.1.1 - Representação esquemática do desvio do rio Paraná em Ilha Solteira (Schreiber/1978).

Em rios que possuem vales muito estreitos há a necessidade de perfuração de túneis para o desvio como mostrado no esquema da fig.2.2.2. Este é o caso da UHE Xavantes, no Rio Paranapanema, onde na primeira fase do desvio foram construídos os túneis, a bacia de dissipação e o canal de fuga do vertedor. Na segunda fase, o rio foi desviado pelos túneis que desagüavam na bacia de dissipação, enquanto no leito eram lançadas ensecadeiras para a construção da barragem e da casa de força. Em uma outra etapa, o poço da tomada de água foi ligado ao túnel e este às turbinas. Este é um exemplo de como uma obra provisória pode ser agregada às estruturas permanentes.

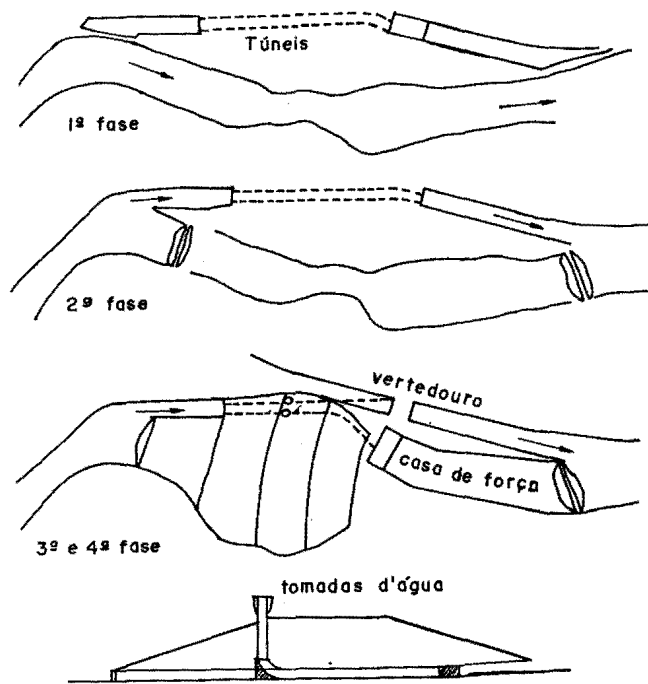


Fig. 2.2.2 - Representação esquemática do desvio do Rio Paranapanema em Xavantes (Schreiber/1978).

### 3. LANÇAMENTO DE ENSECADERAS EM PONTA DE ATERRO

O principal problema que o engenheiro enfrenta na construção de ensecadeiras é determinar o diâmetro do bloco de pedra a ser lançado, sem que este seja arrastado pela correnteza, a medida que a largura da seção do rio se torna mais estreita e os esforços hidrodinâmicos aumentam. A velocidade média do escoamento na brecha da seção contraída é o parâmetro mais utilizado para relacionar a ação do escoamento com a resistência oposta pelo material. Isto deve-se ao fato de ser a velocidade média o parâmetro associado ao esforço do escoamento de maior facilidade de determinação. Contudo, é de interesse na solução do problema da escolha do diâmetro do material de lançamento, relacionar a velocidade média com a tensão de cisalhamento média provocada pelo escoamento.

#### 3.1. ASPECTOS CONSTRUTIVOS DA ENSECADERA

Antes de iniciarmos a abordagem do comportamento hidráulico de escoamento e de dimensionamento do diâmetro do bloco de pedra a ser lançado é necessário que se examine, com algum detalhamento, as diversas etapas de construção de ensecadeiras. Da própria definição de ensecadeira, conclui-se que as suas partes componentes são semelhantes às de uma barragem de enrocamento ou mista, conforme fig. 3.1.1.

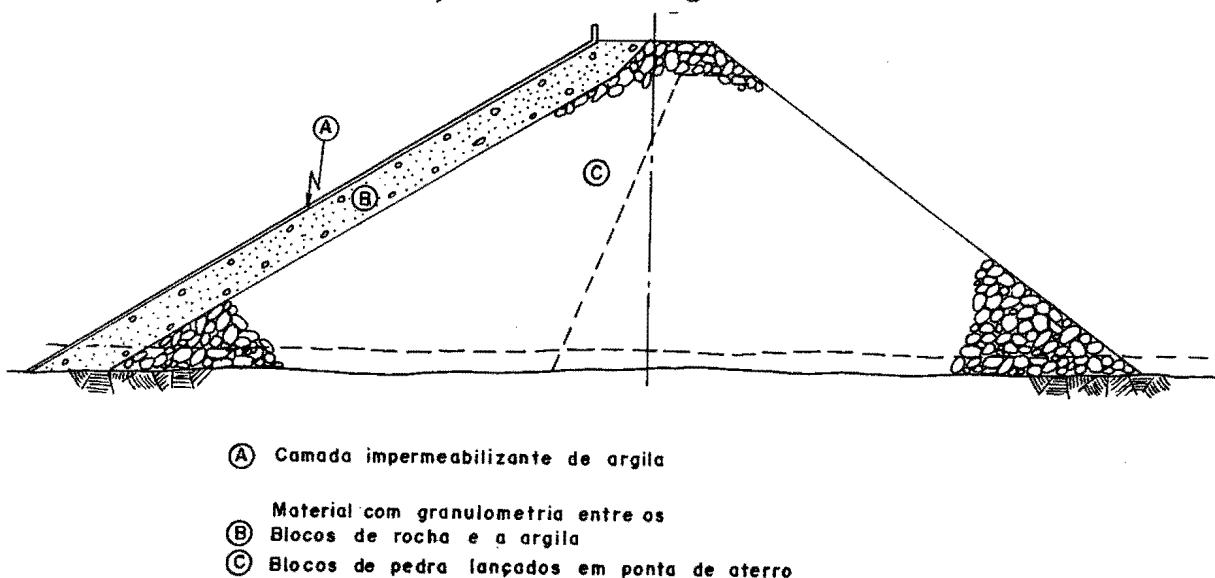


Fig. 3.1.1 - Seção transversal de uma ensecadeira de enrocamento.



Os materiais utilizados na construção são, em geral, os disponíveis no local e não são os mais nobres já que estes estão reservados para a construção da barragem. A primeira etapa se constitui no lançamento de cordões de enrocamento a partir de uma ou ambas as margens. Este lançamento é realizado através da acumulação de material junto ao paramento e, através do auxílio de tratores com lâmina, é empurrado para baixo, forçando o desmoronamento do talude como mostrado na figura 3.1.2. Desta forma consegue-se avançar à frente da ensecadeira para a direção desejada.



Fig. 3.1.2 - Lançamento do material em ponta de aterro (Stephenson/1979).

Antes de iniciar-se o processo de impermeabilização, é necessário que se jogue uma camada de transição com material de diâmetro intermediário entre o enrocamento e a argila. Após isto, a impermeabilização é obtida através do lançamento de argila no talude de montante a qual que irá ocupar os vazios do enrocamento seguindo o fluxo de percolação.

Para a construção de ensecadeiras mistas, o primeiro passo é lançar pré-ensecadeiras de enrocamento a montante e a jusante da ensecadeira principal como pode ser visto na fig. 3.1.3. Após à

colocação de algumas zonas de transição, lança-se o aterro de solo que pode ser compactado.

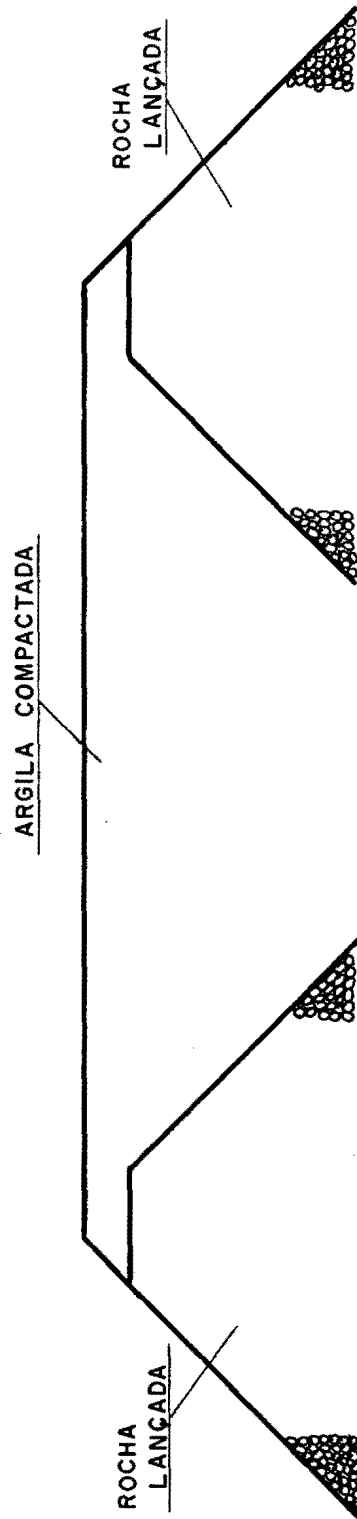


Fig. 3.1.3 - Seção transversal de uma enseadeira mista.

### 3.2.DESCRICÃO DAS ALTERAÇÕES NO ESCOAMENTO NO ENTORNO DE CONTRAÇÕES

Para o estudo das características hidráulicas do escoamento em contrações é de fundamental importância compreender de maneira qualitativa as alterações do escoamento provocadas pela presença da ensecadeira.

O efeito de remanso se manifesta pela elevação do nível da água a montante da contração. Como se está considerando o regime fluvial, pela curva de energia específica, verifica-se, em cada seção um aumento desta energia em relação ao seu nível normal. O início da aceleração da massa de água frontal à brecha é marcada pelo abaixamento do nível da superfície da água a partir de uma certa distância a montante de contração, conforme fig. 3.2.1.

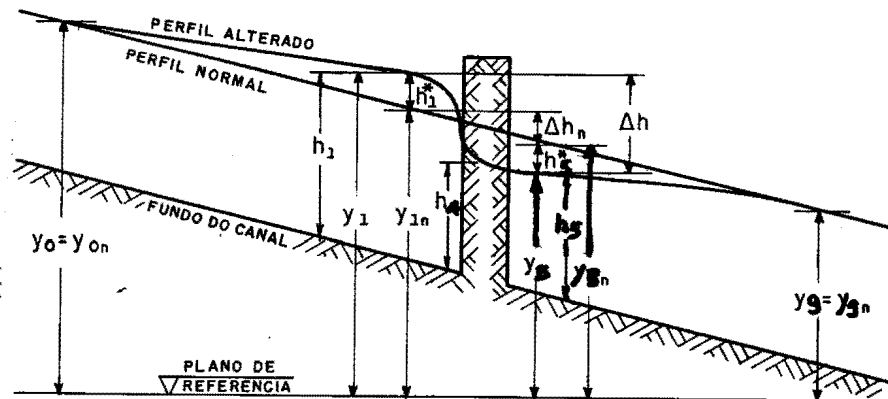


Fig. 3.2.1 - Perfil longitudinal linha de água no entorno da ensecadeira (Tracy/1955).

Da mesma forma que a aceleração longitudinal provoca uma queda no nível da água de uma seção a outra, no sentido de montante para jusante, uma aceleração normal ao fluxo do escoamento no sentido das margens para o centro do canal propicia que haja também uma diminuição do nível da água dentro de uma mesma seção no mesmo sentido da aceleração. A linha da água na seção transversal representando esta aceleração é mostrada na fig. 3.2.2. Na região imediatamente anterior à contração, ocorre

uma súbita aceleração do escoamento tanto normal como paralelamente ao sentido do fluxo, ocasionando rápida queda no perfil do nível de água.

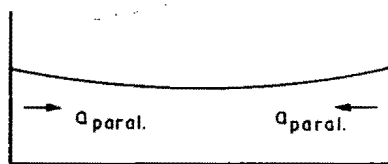


Fig. 3.2.2 - Representação esquemática da aceleração paralela ao eixo da ensecadeira em uma seção transversal a montante da contração.

Ao passar pela contração, o escoamento fica limitado por uma massa de água com acentuada vorticidade, produzindo, por conseqüência, uma veia contraída. Na fig. 3.2.3 pode-se ver que à medida que o escoamento passa pela contração, a jusante dela, inicia-se o processo de expansão da veia contraída até atingir a largura total do canal e o nível da água normal. O comprimento de canal necessário para este processo depende da geometria da contração, da rugosidade do canal e de parâmetros do escoamento. Nesta zona, devido à turbulência no processo de expansão, as perdas de energia são maiores que as normais .

A fig. 3.2.3 mostra que duas zonas de descolamento da camada-limite são distingüidas na região da contração. A primeira ocorre na região delimitada pela margem do canal e o talude da ensecadeira. Como resultado da desaceleração a qual o escoamento é submetido, surge, nesta zona, o refluxo que, por sua vez, dá início à separação. A segunda zona ocorre desde o talude de jusante da ensecadeira até o local onde a veia contraída ocupar toda a largura da seção do canal. A energia cinética da veia contraída é permanentemente convertida em "energia turbulenta" que é dissipada através de cisalhamento viscoso. É medida que ocorre desaceleração na veia contraída, a largura desta aumenta, voltando a ocupar toda a largura da seção.

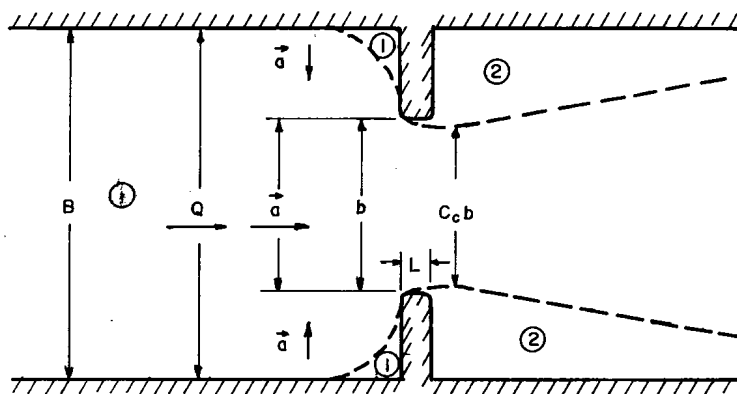


Fig. 3.2.3 - Representação das zonas de descolamento da camada-limite no entorno de contrações (Kindsvater/1955).

### 3.3. CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DO ESCOAMENTO EM CONTRAÇÕES

#### 3.3.1. REMANSO A MONTANTE DA CONTRAÇÃO

A introdução de uma contração em um canal à superfície livre causa modificações locais e, em certos casos, de longo alcance no perfil da linha da água. É conveniente, no estudo deste remanso, comparar o efeito da contração no perfil da linha da água com a condição normal (sem contração) controlada apenas pela rugosidade do canal. A determinação do efeito do remanso é de interesse para a fixação da cota de coroamento de ensecadeiras para que não haja galgamento. Da mesma forma, para se determinar a vazão que passa pela contração, é necessário o conhecimento da elevação do nível de montante.

Existem dois métodos para a determinação da máxima elevação do nível da água a montante da ensecadeira propostos por Tracy e Carter (1954) e Sandover (1970).

Tracy e Carter (1954) foram, de certa forma, pioneiros no estudo das alterações provocadas no escoamento pela presença de contrações. No que se refere ao efeito provocado a montante no perfil da linha da água, os autores sugerem a determinação da elevação do nível de água, através de uma taxa entre o aumento na profundidade do escoamento ( $h_1^*$ ) e o desnível total da linha da água entre montante e jusante da contração ( $\Delta h$ ) conforme fig. 3.3.1. A seção 1 é aquela a partir da qual se inicia a aceleração do escoamento. A diferença entre o nível da água existente com uma dada contração e o nível da água normal fornece a medida da elevação do nível da água adotado e é designado por  $h_1^*$  na fig. 3.3.1.

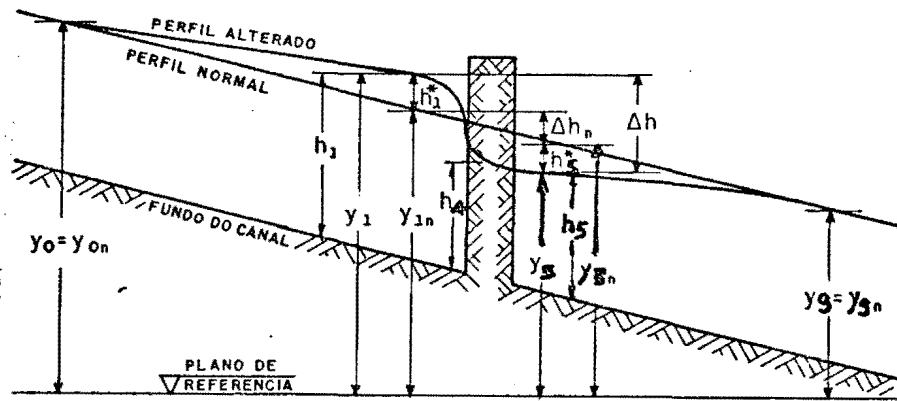


Fig. 3.3.1 - Perfil longitudinal da linha de água no entorno da ensecadeira (Tracy/1955).

A diferença entre as cargas piezométricas na seções 1 e 5 é dada, conforme a fig. 3.3.1, por:

$$\Delta h = h1^* + h5^* + \Delta h_n \quad (3.3.1)$$

onde  $\Delta h_n$  é a perda de energia entre as seções 1 e 5 em um canal desobstruído.

Rearranjando a equação acima de forma a explicitar  $h1^*$  e dividindo todos os termos por  $\Delta h$ , temos uma nova equação na forma adimensional:

$$\frac{h1^*}{\Delta h} = 1 - \frac{h5^*}{\Delta h} - \frac{\Delta h_n}{\Delta h} \quad (3.3.2)$$

O termo  $h1^*/\Delta h$ , segundo as hipóteses de Tracy e Carter, é função da rugosidade do canal, do grau de contração da seção e da geometria da seção do canal. O número de Froude do escoamento (calculado na seção 5 porque nesta o nível de água é praticamente igual ao da seção 2) também foi alvo de estudo, sendo o resultado apresentado na fig. 3.3.2. Podemos notar que o número de Froude tem pequena influência na elevação do nível de montante.

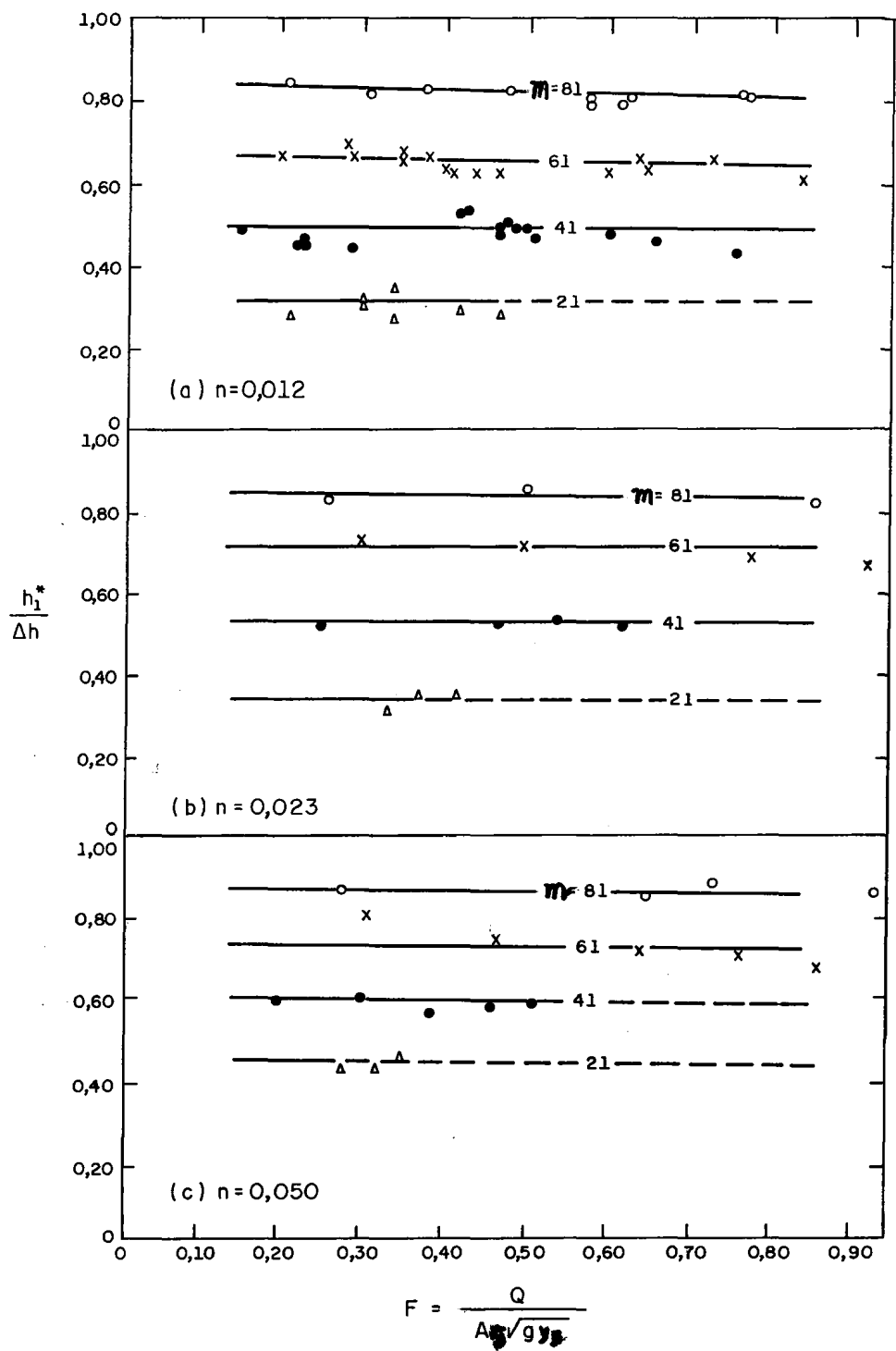


Fig. 3.3.2 - Elevação do nível de montante em função do número de Froude e rugosidade do canal (Tracy/1955).



A rugosidade do canal (neste trabalho é utilizado o coeficiente de Manning ) também parece ter pequena influência na elevação do nível a montante, pois o termo  $\frac{h_1^*}{\Delta h}$  varia muito pouco em função da rugosidade, como pode ser observado na fig. 3.3.3.

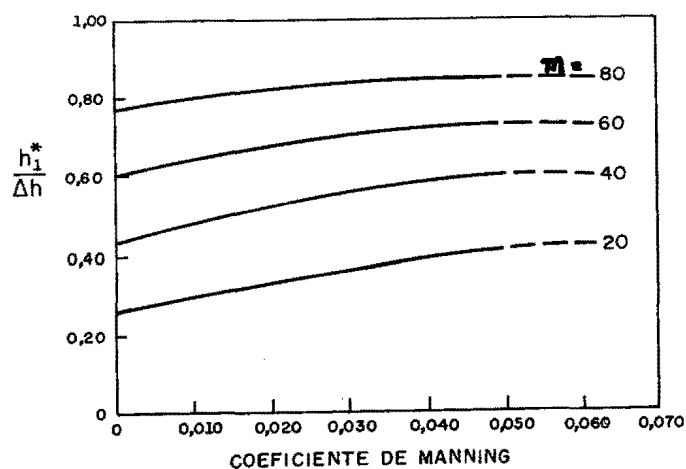


Fig. 3.3.3 - Influência da rugosidade do canal sobre a elevação do nível de água a montante da contração em função do grau de contração (Tracy/1955).

O grau de contração é definido como:

$$m = \frac{B - b}{B} \quad (3.3.3)$$

onde : B = largura do canal;

b = largura da brecha, medida na metade da altura da lâmina de água entre os taludes da ensecadeira.

O grau de contração é o fator que maior influência tem sobre a elevação do nível de montante, ver fig. 3.3.4. Ainda, segundo os autores, ele engloba a influência das diferentes formas de seções transversais de canais.

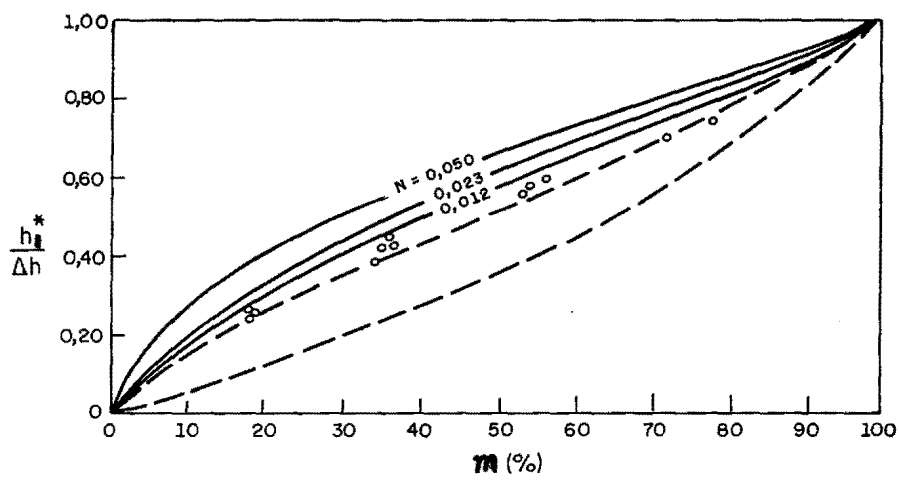


Fig. 3.3.4. - Elevação do nível de montante em função do grau de contração da seção e rugosidade do canal (Tracy/1955).

A taxa de elevação do nível de montante, como determinado na figura anterior, refere-se a um tipo básico de contração (face vertical). Para diferentes geometrias de contração, incluindo faces inclinadas, deve-se corrigir  $h_1^*/\Delta h$  por um coeficiente  $K_c$  em função da relação do coeficiente de vazão da geometria em estudo e do coeficiente de vazão da geometria básica do estudo de Tracy e Carter ( $C/C_{\text{basico}}$ ), conforme fig. 3.3.5. Os coeficientes de vazão para as diferentes geometrias de contração são encontrados, detalhadamente, em Chow (1959).

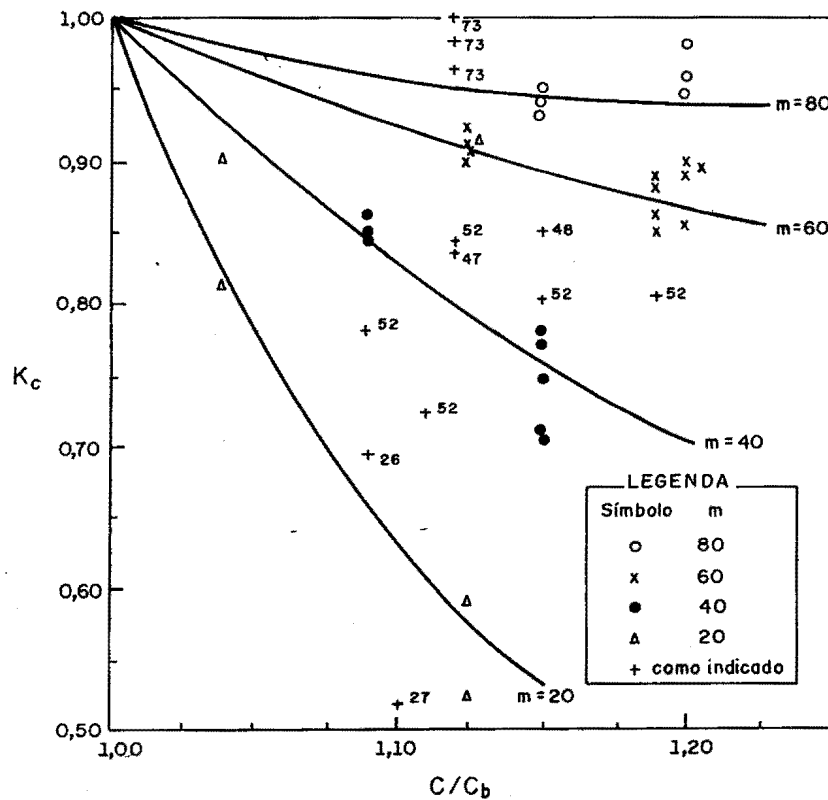


Fig. 3.3.5. - Fator de ajuste da elevação do nível de montante em função da geometria da contração (Tracy/1955).

Valendo-se também do método experimental, Sandover (1970) propõe uma maneira alternativa de se calcular a elevação do nível de montante. Sandover considera que o fenômeno é função dos seguintes parâmetros:

$$h_1^* = f ( h_0 , V_0 , b , B , g , d_{75} , \mu , \rho ) \quad (3.3.4)$$

onde:  $h_0$  = profundidade do escoamento não perturbado;

$V_0$  = velocidade do escoamento não perturbado;

- b = largura da brecha;
- B = largura do canal;
- g = aceleração da gravidade;
- $d_{75}$  = medida linear da rugosidade equivalente ao diâmetro cujo tamanho é maior que 75% dos diâmetros do enrocamento em peso;
- $\rho$  = peso específico do material;
- $\mu$  = viscosidade dinâmica.

Através da aplicação do teorema de Buckingham, formaram-se os agrupamentos adimensionais necessários para se determinar os tipos de ensaio a serem realizados. Na relação abaixo, o número de Reynolds não aparece, pois o escoamento é turbulento, enquanto que os termos  $\frac{b}{h_0}$  e  $\frac{B}{h_0}$ , segundo uma propriedade do teorema estão reunidos no termo  $\frac{B - b}{B}$ .

$$\frac{h_1^*}{h_0} = f_2 \left[ \frac{V_0}{\sqrt{g h_0}}, \frac{B - b}{B}, \frac{b}{d}, \frac{b}{h_0} \right] \quad (3.3.5)$$

Baseado nos resultados dos testes, Sandover lança curvas que relacionam  $\frac{h_1^*}{h_0} \times m$  para diferentes números de Froude, conforme a relação 3.3.5. As curvas são apresentadas nos gráficos da figura 3.3.6 para duas diferentes granulometrias de material ( $d = 5,5$  mm e  $d = 11,0$  mm). Cada curva representando um número de Froude diferente. A granulometria do material parece não ter muita influência, ao menos para os números de Froude maiores.

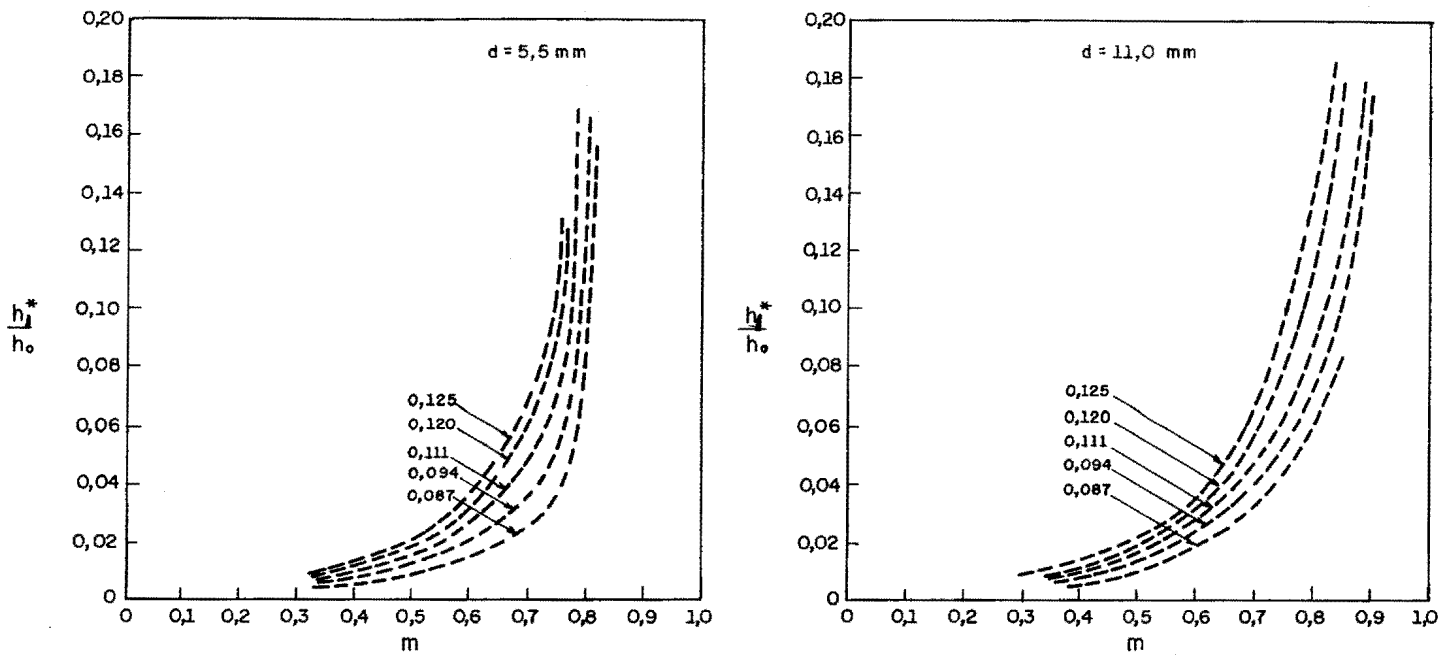


Fig. 3.3.6. - Elevação do nível de montante em função do grau de contração da seção e do número de Froude do escoamento não perturbado (Sandover/1970).

Finalmente, Sandover recomenda a utilização deste gráfico para o cálculo da elevação do nível de montante, devido ao lançamento de ensecadeiras de enrocamento em ponta de aterro para números de Froude variando de 0,025 a 0,25. Para se ampliar a faixa de números de Froude, o autor recomenda ainda que se realizem estudos utilizando um canal mais largo ( $B > 0,60$  m).

Neste trabalho, utiliza-se o método de Sandover pela simplicidade em determinar a relação de alturas  $\frac{h_1^*}{h_0}$ . Além disso, o método de Tracy e Carter é de difícil aplicação uma vez que, conforme eq.3.3.1,  $\Delta h$  deve ser conhecido para determinar  $h_1^*$ , contudo  $h_1^*$  é uma parcela de  $\Delta h$ , assim se  $\Delta h$  não é conhecido não se pode determinar  $h_1^*$  e sem conhecer  $h_1^*$  não se pode determinar  $\Delta h$ .

### 3.3.2 COEFICIENTE DE VAZÃO

A presença de uma contração em um canal provoca uma súbita redução na largura da seção transversal. Como consequência, surgem alterações nas condições de escoamento, inclusive no coeficiente de vazão. O fenômeno é bastante complexo e uma solução analítica para o coeficiente de vazão, em geral, não é possível. Uma alternativa ao cálculo analítico, largamente empregada, é uma investigação experimental sistemática.

Em um trabalho bastante minucioso sobre o efeito da contração no coeficiente de vazão, Kindsvater e Carter (1954) apresentam gráficos obtidos a partir da análise de ensaios realizados.

As variáveis, das quais o coeficiente de vazão é função, podem ser agrupadas como segue.

- Quanto às características do escoamento:
  - vazão ( $Q$ );
  - diferença de cotas piezométricas ( $\Delta y$ );
  - altura da lâmina de água na seção 4 ( $h_4$ );
  - aceleração da gravidade ( $g$ );
  
- Quanto às características geométricas:
  - largura da brecha ( $b$ );
  - comprimento da contração ( $L$ );
  - raio do bordo de montante ( $r$ );
  - inclinação do talude de montante ( $x$ );
  - largura da seção do canal ( $B$ ).

Os termos  $L$ ,  $r$  e  $x$  são definidos nas figuras 3.3.7, 3.3.9 e 3.3.10.

Pelo teorema de Buckingham os grupos adimensionais são:

$$F_2 \left( \frac{Q}{b h^4 \sqrt{g \Delta y}}, \frac{Q}{b h^4 \sqrt{g h^4}}, \frac{b}{B}, \frac{L}{b}, \frac{r}{b}, \frac{x}{b} \right) \quad (3.3.6)$$

Os primeiros dois termos entre parênteses na equação acima referem-se, respectivamente, ao coeficiente de vazão (C) e ao número de Froude (F). O terceiro termo, representando a influência da contração da seção, pode ser re-escrito como  $m = 1 - \frac{b}{B}$ . A relação pode ser apresentada como:

$$C = \frac{C_0}{\sqrt{\alpha^4 + K_1}} = F_3 \left( F, m, \frac{L}{b}, \frac{r}{b}, \frac{x}{b} \right) \quad (3.3.7)$$

O grau de contração revelou-se o fator de maior influência sobre o coeficiente de vazão e pode ser entendido como um parâmetro que representa genericamente a geometria do contorno do escoamento.

O efeito que o comprimento relativo da ensecadeira ( $L/b$ ) produz é a redução da contração da corrente, à medida que ela passa através da brecha, pela redução da largura da zona de vórtices localizada junto aos taludes da frente de lançamento da ensecadeira. Isto propicia que o coeficiente de vazão aumente. O processo de expansão da corrente advindo deste fenômeno, entretanto, aumenta a perda de energia, tendendo a diminuir o coeficiente de vazão. Estas influências conflitantes são indicadas no aumento do espaçamento das curvas na fig. 3.3.7, onde também está exposta a dependência de  $C'$  em função de  $m$ .

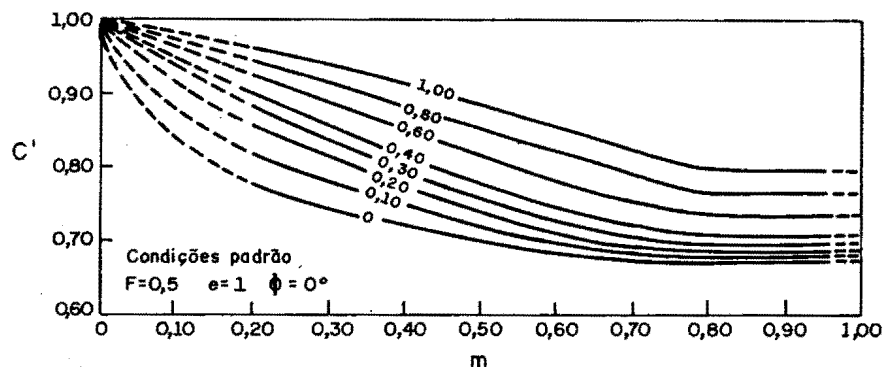


Fig. 3.3.7 - Coeficiente de vazão em função do grau de contração da seção e. de  $L/b$  (Kindsvater/1955).

Para a determinação da influência dos outros fatores, Kindsvater e Carter optaram por introduzir novos coeficientes para corrigir o coeficiente preliminarmente encontrado, assim:

$$C = (k_f \cdot k_x \cdot k_r) \cdot C' \quad (3.3.8)$$

O primeiro coeficiente,  $k_f$ , traduz a influência do número de Froude. A fig. 3.3.8 mostra seu crescente efeito sobre o coeficiente de vazão.

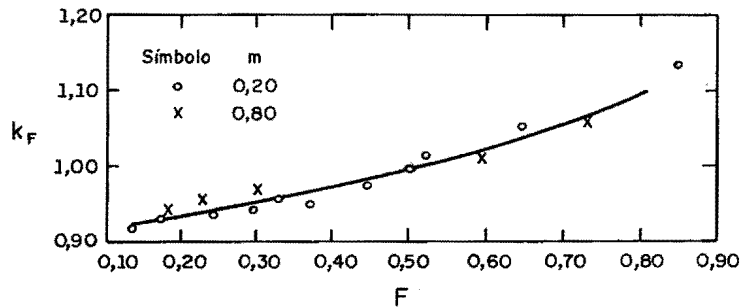


Fig. 3.3.8 - Efeito do número de Froude sobre o coeficiente de vazão (Chow/1959).

O segundo coeficiente ( $x/b$ ) representa a influência do talude lateral da ensecadeira, sendo seu efeito sobre o coeficiente de vazão determinado na fig. 3.3.9.

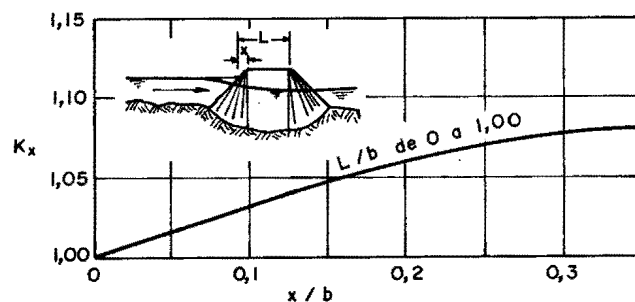


Fig. 3.3.9 - Efeito da inclinação do talude lateral da contração sobre o coeficiente de vazão (Chow/1959).



Finalmente, o arredondamento dos bordos de entrada da contração propicia o aumento do coeficiente de vazão, pelo fato de possibilitar o afastamento do início da zona de separação e, conseqüentemente, impedir que esta zona diminua mais ainda a largura da veia contraída. Este efeito, como se constata pela fig. 3.3.10, tem seu limite por volta de  $r/b = 0,13$ .

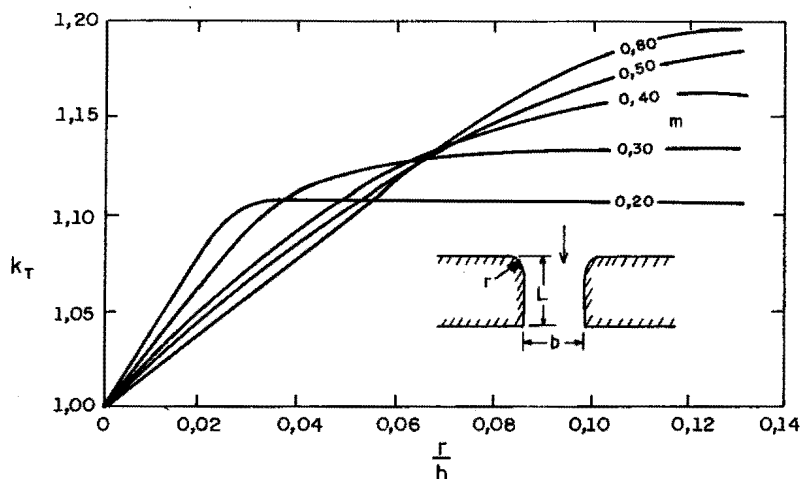


Fig. 3.3.10 - Efeito do arredondamento do bordo de montante no coeficiente de vazão (Kindsvater/1955).

Para possibilitar a definição do coeficiente de vazão Izbash (1971) aplica a equação da energia entre as seções 1 e 9. Essa equação pode ser escrita desta forma:

$$Q = C \times A \sqrt{2 g H_d} \quad (3.3.9)$$

onde  $A$  é a área do escoamento na seção 9 e  $H_d$  é a diferença de carga entre as seções 1 e 9. Como será visto em item próximo,  $H_d$  é dado por:

$$H_d = \left[ \frac{1}{4 a (1 - m)} \log \frac{1}{(1 - m)} + \frac{m^2}{(1 - m)^2} \right] \frac{v^2}{2g} \quad (3.3.10)$$

E considerando a equação da continuidade, o coeficiente de vazão fica:

$$C^* = \left[ \frac{1}{4 a (1 - m)} \log \frac{1}{(1 - m)} + \frac{m^2}{(1 - m)^2} \right]^{-1/2} \quad (3.3.11)$$

O coeficiente de descarga depende da geometria do contorno e do grau de contração do escoamento. Isto é facilmente comprovável pela equação acima, sabendo que o coeficiente  $a$  é função da geometria do contorno do canal ( $\Lambda$ ), incluindo-se neste parâmetro a rugosidade do canal. Os resultados obtidos por Izbash são apresentados na fig. 3.3.11.

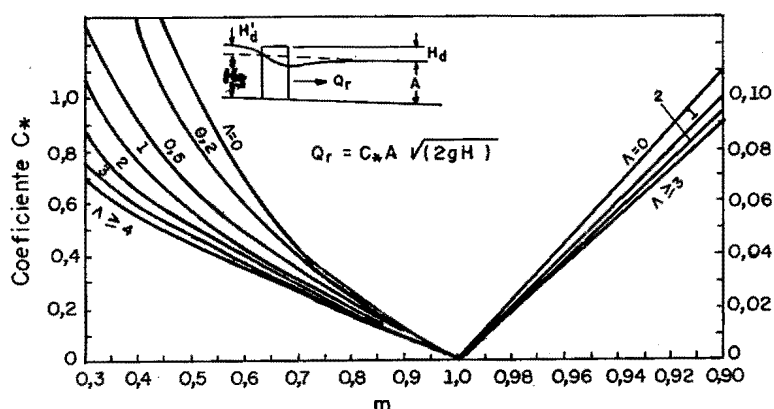


Fig. 3.3.11. - Coeficiente de vazão em função do grau de contração da seção (Izbash/1970).

### 3.3.3. PERDA DE CARGA NAS CONTRAÇÕES

Izbash (1971) tenta uma aproximação analítica do problema da perda de carga em contrações, fazendo uso da análise experimental apenas para a determinação de alguns coeficientes.

A perda de energia do escoamento na passagem pela contração é definida como sendo:

$$h_{pD} = h'_{pr} + h_{psD} \quad (3.3.12)$$

onde :  $h'_{pr}$  = perda de carga causada por atrito entre as seções 1

e 9 (trecho de deformação do escoamento);

$h_{psD}$  = perda de carga devido à expansão do jato a jusante da contração.

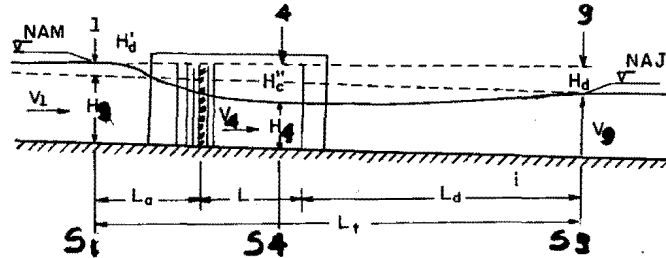


Fig. 3.3.12 - Perfil longitudinal da linha da água no entorno da ensecadeira (Izbash/1970).

Estes termos serão explicitados com a ajuda da fig. 3.3.12. A perda de carga caracterizada por  $h'_{p\alpha}$  pode ser dividida em trechos:

- perda no trecho de aproximação entre a seção 1 e o bordo de montante da contração:

$$(h'_{pf})_a = \bar{i} L_a \quad (3.3.13)$$

onde :  $\bar{i}$  é a declividade média do trecho;

$L_a$  conforme fig. 3.3.12

- perda no trecho contraído de comprimento  $L$  e gradiente de energia  $i\gamma$ :

$$(h'_{pf})_\gamma = i\gamma L \quad (3.3.14)$$

- perda no trecho entre o bordo de jusante e a seção 9:

$$(h'_{pf})_d = \bar{i} L_d \quad (3.3.15)$$

O termo  $h_{p\alpha D}$  pode ser avaliado como:

$$h_{psD} = m^2 \frac{V\gamma^2}{2g} \quad (3.3.16)$$

onde :  $V\gamma$  = velocidade média do escoamento na brecha.

Somando-se os termos tem-se:

$$h_{pD} = \bar{i} L_a + i\gamma L + \bar{i} L_d + m^2 \frac{V\gamma^2}{2g} \quad (3.3.17)$$

Reagrupando os termos obtém-se:

$$h_{pD} = \bar{i} (L_a + L_d) + i\gamma L + m^2 \frac{V\gamma^2}{2g} \quad (3.3.18)$$

Como  $L$  e  $L_a$  são pequenos em relação a  $L_d$  no caso de lançamento de enrocamento em ponta de aterro, a equação 3.3.18 fica reduzida a:

$$h_{pD} = \bar{i} L_d + m^2 \frac{V\gamma^2}{2g} \quad (3.3.19)$$

A partir desta equação, o autor levanta uma série de hipóteses (apresentadas no anexo A) e chega a forma final nos seguintes termos:

$$H_d = \left[ \frac{1}{4 a (1 - m_a)} \log \frac{1}{1 - m_a} + \frac{m_a^2}{(1 + m_a)^2} \right] \frac{V_n^2}{2g} \quad (3.3.20)$$

A utilização desta equação é muito simples e basta conhecer-se o coeficiente de Chézy, para o canal desobstruído, a largura do canal, o raio hidráulico, a velocidade média no (canal não obstruído) e o grau de contração a que ele está submetido o canal.

### 3.4. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO MÍNIMO DE ENROCAMENTO PARA LANÇAMENTO DE ENSECADEIRAS EM PONTA DE ATERRO

A determinação do diâmetro mínimo do bloco de pedra no lançamento em ponta de aterro tem sido estudada sob diversos enfoques que podem ser divididos em :

- método da tensão crítica;
- métodos da velocidade crítica;
- método experimental.

Neste capítulo, cada método é estudado individualmente, analisando-se a sua base teórica e conseqüentemente os parâmetros dos quais o diâmetro do bloco é função. Ao final do capítulo, os métodos são retomados para uma análise conjunta.

#### 3.4.1- MÉTODO DA TENSÃO CRÍTICA

Na primeira parte deste item, apresenta-se uma breve revisão das fórmulas para determinação da tensão de cisalhamento máxima suportada pelo bloco colocado no leito do canal ou no talude lateral. Esta revisão tem o objetivo de fornecer subsídios para a dedução da fórmula de Sandover (1971) que é mostrada na segunda parte do item.

Segundo Lane (1955), historicamente, o primeiro pesquisador a relacionar o início do arraste do material no leito do canal ao esforço de cisalhamento parece ter sido Du Boys (1879). A equação da tensão de cisalhamento crítica, proposta por Du Boys, é:

$$\tau_c = \xi (\gamma - \gamma_w) d \quad (3.4.1)$$

onde  $\xi$  é um coeficiente experimental. Se o coeficiente  $\xi$  for isolado na equação 3.4.1, surge  $\frac{\tau_c}{(\gamma - \gamma_w)D}$ . Este parâmetro é uma relação entre a força de arraste e a força gravitacional. Estas forças também definem o número de Froude do escoamento. Pode-se dizer, portanto que  $\frac{\tau_c}{(\gamma - \gamma_w)D}$  é o número de Froude

associado ao grão, ou ainda chamado de fator de mobilidade.

Para o material manter-se em repouso a tensão de cisalhamento exercida pelo escoamento junto ao fundo ( $\tau_0$ ) não deve exceder a tensão de cisalhamento crítica ( $\tau_c$ ), sendo aquela dada pela fórmula atribuída a Du Boys (1879):

$$\tau_0 = \gamma_w R i \quad (3.4.2)$$

A partir da equação 3.4.1, muitos pesquisadores empreenderam esforços no sentido de determinar o coeficiente  $\xi$  (ver quadro).

Pesquisador	$\xi ( \gamma - \gamma_w ) (N/m^3)$
White (1940)	1884
Kalinske (1947)	628
Schoklistch (1950)	1226
Leliavsky	1628

O coeficiente que talvez seja o mais aceito atualmente é o de Shields (1936) mostrado na fig. 3.4.1 pelo diagrama que leva o seu nome.

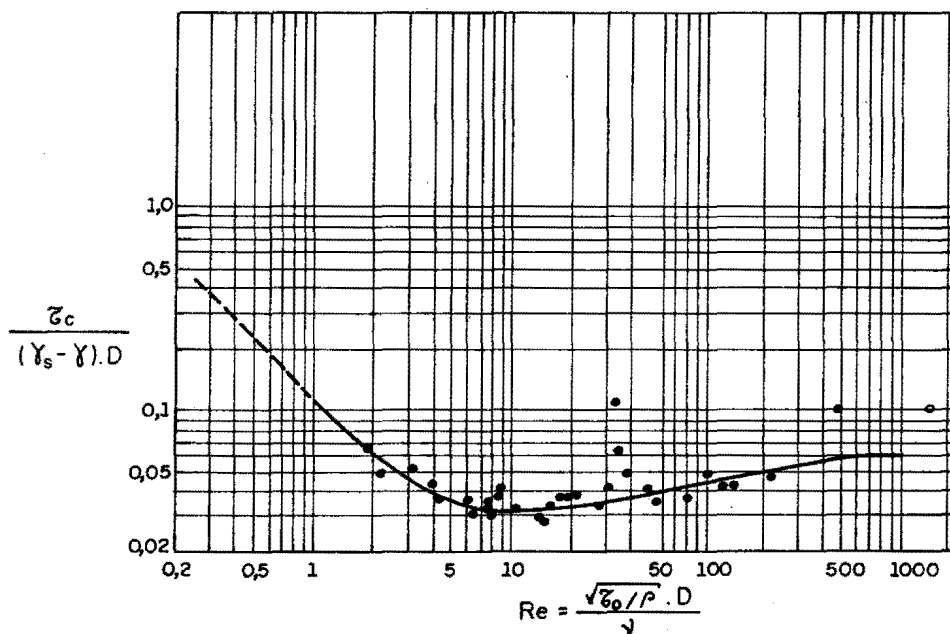


Fig. 3.4.1 - Diagrama de Shields.

Considerando que, para um número de Reynolds do grão (eq. 3.4.3) igual ou maior a 500, o coeficiente  $\xi$  é constante e igual a 0,06.

$$Re = \frac{\sqrt{\tau_0 / \rho} d}{\nu} \quad (3.4.3)$$

Admitindo-se ainda que o material tem peso específico igual a 26.000 N / m<sup>3</sup>, a tensão de cisalhamento crítica de Shields é:

$$\tau_c = 971 D \quad (3.4.4)$$

Posteriormente, Olsen e Florey (1952) dedicaram-se à determinação da tensão de cisalhamento máxima exercida pelo escoamento em canais de seção trapezoidal, retangular e triangular. Do gráfico da fig. 3.4.2, que mostra a tensão de cisalhamento máxima na periferia do canal em função da largura do canal (B) e profundidade do escoamento (h), pode-se tirar que a máxima tensão exercida pelo escoamento sobre o talude do canal é igual a:

$$\tau_{max} = 0,76 \gamma_w R i \quad (3.4.5)$$

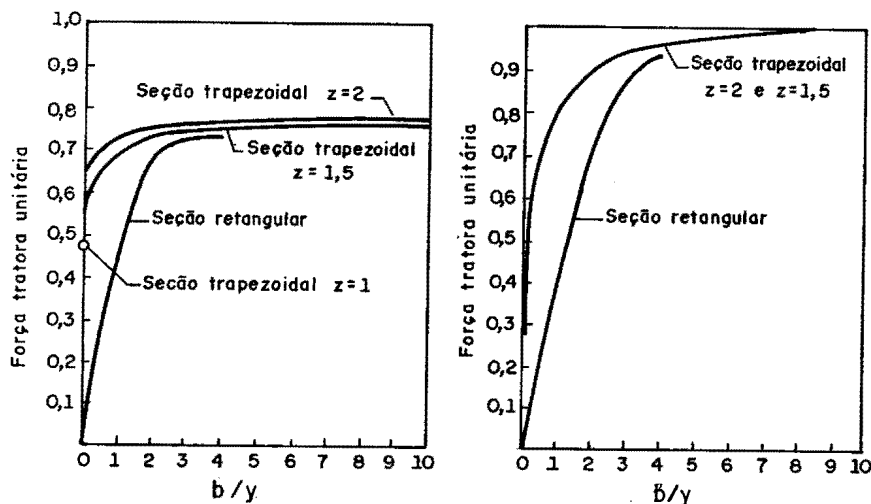


Fig 3.4.2 - Forças unitárias máximas no talude e no fundo do canal (Chow/1959).

Lane (1955) considerou o equilíbrio das forças atuando sobre uma partícula colocada em um talude e sujeita à ação do escoamento, visando determinar a relação entre as máximas tensões de cisalhamento suportadas pelo material no talude e no fundo do canal ( $\frac{\tau_t}{\tau_f}$ ) em função do ângulo de atrito interno do material ( $\phi$ ) e do ângulo de inclinação do talude ( $\theta$ ). Pela fig. 3.4.3, pode-se identificar estas forças

- Força de arraste :  $a \tau_s$  (3.4.6)

- Peso :  $W_s$  (3.4.7)

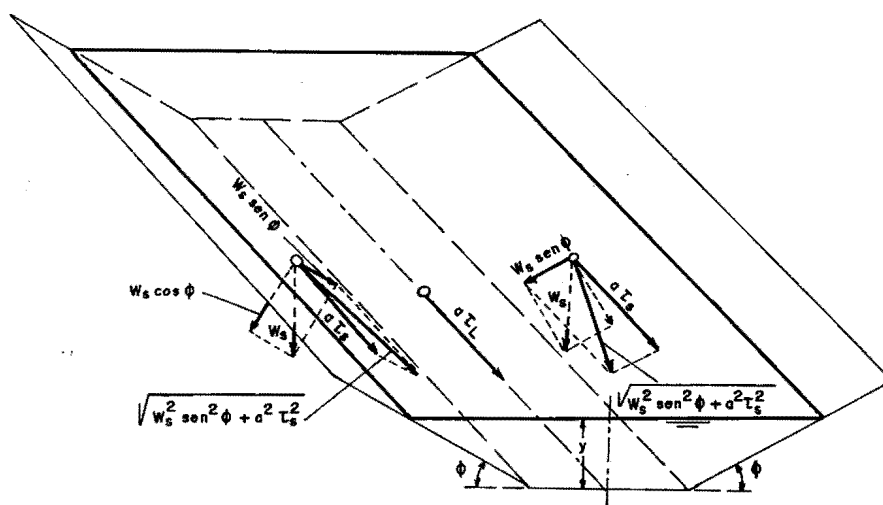


Fig. 3.4.3 - Forças agindo sobre uma partícula no leito do canal (Chow/1959).

Na figura 3.4.3, observa-se que o peso pode ser dividido em duas componentes, uma tendendo a deslocar a partícula ( $W_s \sin \theta$ ) e outra impedindo este deslocamento ( $W_s \tan \phi \cos \theta$ ), sendo  $\theta$  o ângulo de inclinação do talude e  $\phi$  o ângulo de atrito interno do material.

Se considerarmos duas condições de equilíbrio do material, a primeira com o mesmo colocado no talude e a segunda no fundo do canal tem-se respectivamente:



$$\tau_t = \frac{W_s}{a} \cos \theta \tan \phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (3.4.8)$$

$$\tau_f = \frac{W_s}{a} \tan \phi \quad (3.4.9)$$

Dividindo-se as equações 3.4.8 e 3.4.9 tem-se a relação de forças tratoras:

$$\frac{\tau_t}{\tau_f} = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}} \quad (3.4.10)$$

O ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) é função do diâmetro da partícula e da forma do material. Uma vez que as forças de coesão não foram consideradas, deve-se notar que as equações acima referem-se a materiais não coesivos.

O método proposto por Sandover (1971), para a determinação do diâmetro do bloco de pedra a ser lançado, baseia-se na relação da tensão de cisalhamento crítica com a velocidade média do escoamento na brecha. Através da aplicação da lei logarítmica de velocidades de Prandtl - Von Kármán, considerando também o aumento de velocidades devido à contração do escoamento.

A lei logarítmica de velocidades, primeiramente deduzida para escoamentos bi-dimensionais, tem sido utilizada para escoamentos com fortes tendências tri-dimensionais como é o caso do escoamento em curvas de canais (Hussein e Smith (1986) e Ippen e Drinker (1962)), desde que sejam tomados os valores médios de velocidade e tensão de cisalhamento ao longo da seção. Os resultados obtidos com a utilização desta lei constituem uma boa aproximação, sendo mais importante a idéia de relacionar a velocidade média na brecha com a tensão de cisalhamento, uma vez que, apesar desta ser um parâmetro que melhor representa o esforço do escoamento sobre os blocos de pedra, a velocidade é mais facilmente determinada.

A dedução da fórmula de Sandover é apresentada no anexo A, sendo sua forma final dada abaixo:

$$v = C^{2/3} \left[ \frac{Q}{b} \right]^{1/3} = K \log_{10} \left[ C_T \frac{b}{d} \right] \quad (3.4.11)$$

$$\text{onde } K = 4,65 \left[ g d \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} (\cos^2 \theta \tan^2 \phi - \sin^2 \theta)^{1/2} \right]^{1/2} \quad (3.4.12)$$

O autor sugere que o coeficiente de vazão (C) seja determinado pelo gráfico apresentado por Valentine, onde C é função do número de Froude do escoamento não perturbado e do grau de contração do escoamento para ensecadeiras com talude vertical (fig 3.4.4). O coeficiente  $C_T$  foi obtido por Sandover em função do número de Froude do escoamento não perturbado e da relação entre o diâmetro do bloco de pedra e da largura do canal (fig.3.4.5). Desta forma, conhecendo-se a largura do canal (B), a vazão (Q), a profundidade do escoamento não perturbado ( $h_0$ ), os pesos específicos do bloco de pedra e da água, o diâmetro do bloco de pedra (d), o ângulo de atrito interno do material ( $\phi$ ) e o ângulo de inclinação do talude ( $\theta$ ), pode-se determinar iterativamente a largura mínima da brecha (b) que se pode atingir com determinado diâmetro de material.

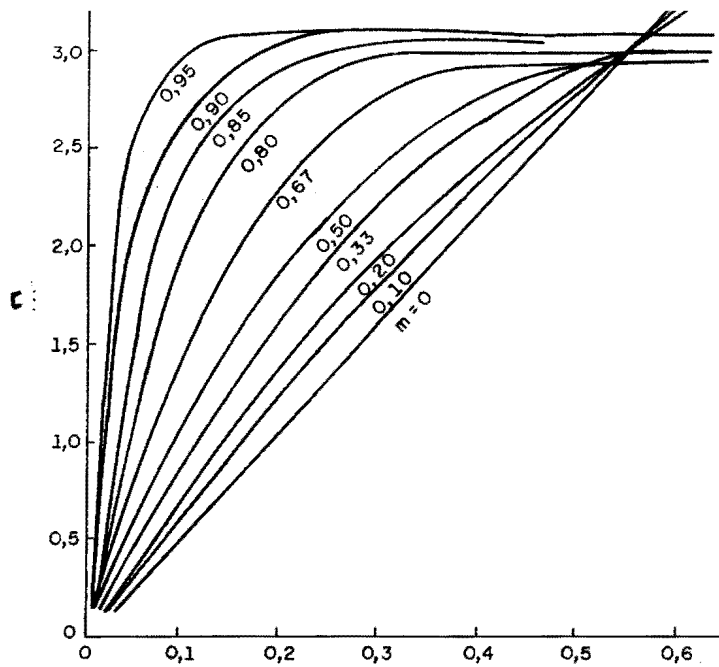


Fig. 3.4.4 - coeficiente de vazão em função do número de Froude (Sandover/1971).

É sugerido que o coeficiente  $C_I$  seja obtido através de fórmulas do tipo:

$$\log_{10} C_I = M F_o + C_1 \quad (3.4.13)$$

Sandover adota para a declividade da reta ( $M$ ) o valor  $-4,5$  e afirma que o valor de  $C_1$  deve ser obtido experimentalmente em função do diâmetro do bloco de pedra e da largura do canal ( $d/B$ ).

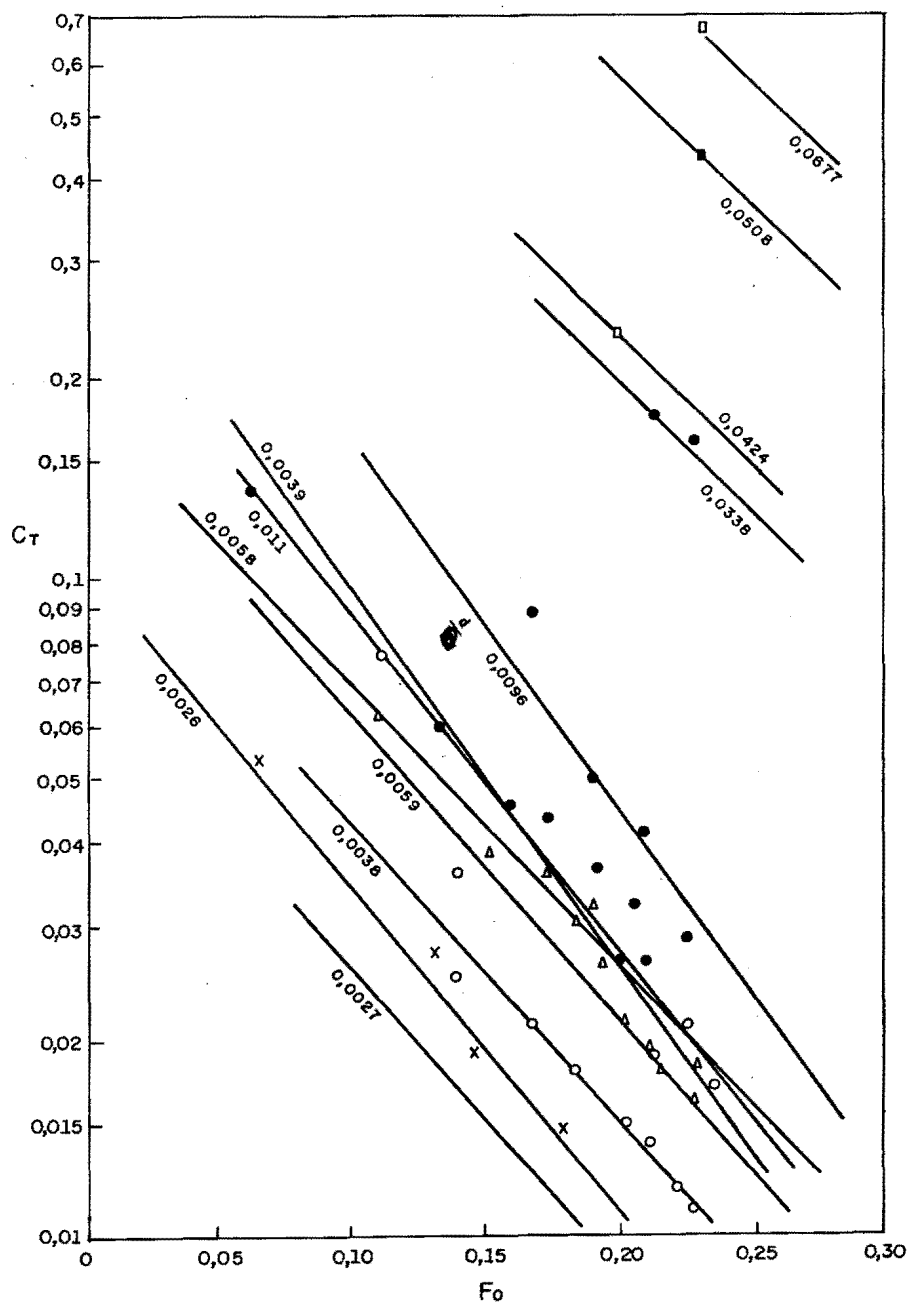


Fig. 3.4.5 - Coeficiente de Sandover em função do número de Froude do escoamento não perturbado (Sandover/1971).

### 3.4.1 MÉTODOS DE VELOCIDADE CRÍTICA

Existem três métodos baseados na velocidade crítica, Izbash (1971), Straub (1953) e Naylor (1976). Cada um dos métodos apresenta diferenças em relação aos outros que serão expostas ao estudar-se cada um deles individualmente. De certa forma, procura-se apresentar os métodos em ordem crescente de complexidade.

Izbash (1971) deduz uma equação para calcular o menor diâmetro do bloco de pedra que se mantenha estável sob a ação do escoamento, baseado no equilíbrio das forças (eq. 3.4.14) e nos momentos das forças que atuam sobre um bloco isolado (eq.3.4.15). No caso de blocos lançados no talude, as forças presentes são a força hidrodinâmica e o peso do material. Este último dividindo-se em duas componentes, uma resistiva ( $\beta_1(\gamma-\gamma_w)d^3 \tan\phi \cos\theta$ ) e a outra tratora ( $\beta_1(\gamma-\gamma_w)d^3 \sin\phi$ ).

A máxima velocidade que o bloco suporta sem ser deslocado do talude é dada por:

$$V_{\max} = Y_1 \sqrt{2 g \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} d} \quad (3.4.14)$$

$$\text{onde } Y_1 = \sqrt{\frac{\beta_1}{C_D \cos(\alpha - \theta)}} \sqrt{\cos \alpha \tan \phi - \sin \alpha}$$

$$V_{\max} = Y_2 \sqrt{2 g \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} d} \quad (3.4.15)$$

$$\text{onde } Y_2 = \sqrt{\frac{\beta_1}{C_D 13}} \sqrt{f' \cos \alpha - \sin \alpha}$$

Segundo o autor, as duas equações acima são da mesma forma e como os coeficientes  $y_1$  e  $y_2$  só podem ser obtidos experimentalmente, a equação pode ser escrita de forma mais simples:

$$V_{\max} = Y_B \sqrt{2 g \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} d} \quad (3.4.16)$$

Para pedras arredondadas, com dados de laboratório e de campo o coeficiente médio, encontrado por Izbash, é igual a 1,20.

Estudando o dimensionamento do diâmetro do bloco de pedra necessário ao avanço da contração da seção do rio, também, quanto ao equilíbrio de forças atuando sobre uma pedra isolada, Naylor (1976) aborda a questão sob um enfoque um pouco diferente do anterior. O autor considera que a pedra está colocada no talude da enseadeira e que o equilíbrio de forças é dado por:

$$F_d = F_w \tan \phi = k_2 d^3 \gamma_w \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} \right] \tan \phi - p / \text{arraste} \quad (3.4.17)$$

$$F_d \frac{d}{2} = k_2 d^3 \gamma_w \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right] \frac{d}{2} - p / \text{rolamento} \quad (3.4.18)$$

O autor levanta a hipótese de que o deslocamento se dará por arraste, uma vez que a  $\tan \phi$  é, em geral, menor do que a unidade, sendo que a pedra é, então, mais vulnerável para ser movimentada por arrastamento do que por rolamento.

Em dois casos que ocorrem freqüentemente, é possível explicitar o diâmetro do material em função da velocidade na brecha. Quando o escoamento se dá ao longo do talude ( $\beta = 0^\circ$ ) e quando o escoamento é na direção do talude ( $\beta = 90^\circ$ ), as equações ficam:

$$d = \frac{C_N V^2}{g E \cos \theta \sqrt{\tan^2 \phi - \tan^2 \theta}} \quad p / \beta = 0^\circ \text{ e} \quad (3.4.19)$$

$$d = \frac{C_N V^2}{g E \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)} \quad p / \beta = 90^\circ \quad (3.4.20)$$

$$\text{onde } C_N = \frac{C_D k_1}{2 k_2} \quad \text{e}$$

$$E = \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma} \right]$$

Segundo Naylor (1976) e Izbash (1975), o coeficiente  $C_D$   $k_1 / 2 k_2$ , é igual a 0,25. Argumentam, ainda, que o coeficiente de arraste  $C_D$  varia de 0,5 para esferas até 1 para blocos,  $k_1$  varia de 1 para cubos a  $\pi / 4$  para esferas e  $k_2$  varia de 1 para cubos a  $\pi / 6$  para esferas. No caso de rochas arbitrando-se 0,5 para  $C_D$ , 0,8 para  $k_1$  e  $k_2$  obtêm-se o valor de 0,25 que coincide com o coeficiente experimental. Contudo, testes de laboratório indicaram que, para as condições das equações 3.4.19 e 3.4.20, o talude era instável com movimento de pedras. A escolha do ângulo de atrito ( $\phi$ ) tem forte influência sobre o resultado, sendo sugestão dos autores tomar o valor do ângulo entre  $30^\circ$  e  $40^\circ$  conforme trabalho de Simons (1961). São feitas observações de que o arraste ocorre a  $45^\circ$  do eixo do maciço no sentido de montante e a 1/3 da profundidade do escoamento. Finalmente o autor comenta que os largos interstícios presentes no maciço devido aos blocos de rocha, permitem a percolação e isto geralmente facilita o fechamento do rio.

Straub (1953) baseou-se nos princípios do arraste de material de fundo e de que a resistência ao escoamento, devido ao enrocamento, pode ser dado pelo coeficiente de Manning. O autor levanta a hipótese de que o material jogado na corrente mantém-se imóvel até que as obstruções crescentes ao, escoamento propiciem o aumento da tensão de cisalhamento (e a velocidade a ela associada) até atingir a tensão crítica para aquele diâmetro de material. Considerando a tensão de cisalhamento crítica dada pelo diagrama de Shields (fig. 3.4.1) igual a:

$$0,06 (\gamma - \gamma_w) d = \gamma_w h i \quad (3.4.21)$$

e a velocidade do escoamento dada pela fórmula de Manning :

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2} \quad (3.4.22)$$

$$\text{sendo } n = \frac{d^{1/6}}{19} \quad (3.4.22.a)$$

Isolando a declividade da linha de energia (i) na equação 3.4.22 e substituindo-a na equação 3.4.21 tem-se:

$$V = \frac{19}{d^{1/6}} (0,06)^{1/2} \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right]^{1/2} \left[ \frac{d}{h} \right]^{1/2} h^{2/3} \quad (3.4.23)$$

Introduzindo o termo  $\sqrt{2g}$  e rearranjando os termos a equação acima fica:

$$V = 1,05 \sqrt{2g} \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right]^{1/2} d \left[ \frac{h}{d} \right]^{1/6} \quad (3.4.24)$$

É notável a semelhança com a equação proposta por Izbash (eq. 3.4.16), agregando ainda a influência do tamanho do material em relação à profundidade do escoamento.

Quando da utilização do material de granulometria não uniforme, o autor alerta para o fenômeno no qual as partículas mais finas são arrastadas ficando o material mais graúdo na superfície (pavimentação). Neste caso, o diâmetro a ser utilizado não é o médio, mas um diâmetro maior e que, nos estudos de Straub, corresponde ao valor  $d_{70}$  (ou seja 70% do material em peso é menor).

Em cima da equação de Straub, Souza Pinto (1977) coloca uma série de observações sobre os coeficientes de Shields e Manning, e também sobre a representatividade do diâmetro  $d_{50}$ . Apresenta valores para o coeficiente de Shields (obtidos por outros autores) entre 0,015 e 0,12. Dentre as causas possíveis para esta considerável variação de valores pode-se destacar a não definição da força tratora crítica de uma maneira única, podendo variar desde o conceito de máxima força instantânea devida a flutuações causadas pela turbulência, proposta por Kalinske, até a definição através das condições médias do leito, com ausência de transporte sólido segundo Shields, além do grau de representatividade do parâmetro  $d_{50}$  devido às diversas composições granulométricas possíveis para o material. Para o caso do coeficiente de Strickler, a variação é menor indo de 19 a 26, devendo-se esta



variação muito mais a configuração das margens, e às irregularidades locais do que a escolha do diâmetro representativo do material. Souza Pinto (1977) sugere a escolha do número 21 ao invés de 19 na equação 3.4.22.a, ficando a equação de Straub modificada para:

$$V = 1,16 \sqrt{2g \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right] d \left[ \frac{h}{d} \right]^{1/6}} \quad (3.4.25)$$

### 3.4.3 MÉTODO EXPERIMENTAL

Bishnu Das (1972) afirma que qualquer tipo de correlação entre as velocidades do escoamento e o diâmetro do enrocamento, que permanece estável no talude da enseadeira, não pode ser considerada única, porque a erosão do material sob a ação do escoamento acelerado e curvilíneo na enseadeira é devida a muitos fatores. De forma a se determinar qual o diâmetro que possa ser efetivamente utilizado, em um canal aluvial com largura B e material do fundo D, Das parte de um escoamento uniforme com velocidade média ( $V_0$ ), profundidade média ( $h_0$ ) e declividade da linha de energia ( $i$ ). Sendo  $\tau_0$  dada pela combinação da fórmula de Manning (eq. 3.4.22) e da equação de cisalhamento sobre o fundo do canal (eq. 3.4.2), através da eliminação da declividade nas duas equações, da seguinte maneira :

$$\tau_0 = K_1 V^2 \left[ \frac{d}{h} \right]^{1/3} \quad (3.4.26)$$

Do trabalho desenvolvido por Awazu (1967) sobre escoamento em seções contraídas, pode-se relacionar a tensão de cisalhamento no talude com a tensão no leito da seguinte maneira:

$$\frac{\tau_{cs}}{\tau_0} = j_1 e^{j_2 m} + j_3 \quad (3.4.27)$$

De uma maneira simplificada, pode-se escrever:

$$\tau_{cs} = J_4 d \quad (3.4.28)$$

Substituindo-se as equações 3.4.26 e 3.4.28 na equação 3.4.27 vem :

$$J_4 d = K_1 V^2 \left[ \frac{D}{h} \right]^{1/3} J_1 e^{j_2 m + j_3} \quad (3.4.29)$$

Adimensionalizando a equação acima e passando o termo  $\left[ \frac{h}{D} \right]^{1/3}$  para o outro membro da equação:

$$\frac{d}{h} \left[ \frac{h}{D} \right]^{1/3} = \frac{K_1}{J_4} g F^2 J_1 e^{j_2 m + j_3} \quad (3.4.30)$$

Das simplifica a equação acima, considerando  $j_1$ ,  $j_2$  e  $j_3$  como função de  $F$  e o termo  $K_1 / J_4$  como tendo variação pequena. Desta forma, a relação seria dada simplesmente por:

$$\frac{d}{h} \left[ \frac{h}{D} \right]^{1/3} = f(F, m) \quad (3.4.31)$$

Com esta relação têm-se fixadas as condições iniciais para a análise experimental. Das ainda propõe estudar a eficiência do material ( $\eta$ ). O conceito da eficiência do material é a razão do volume do material que se mantém estável nos limites da ensecadeira ( $V_u$ ) sobre o volume total lançado ( $V_t$ ) (conforme fig. 3.4.6).

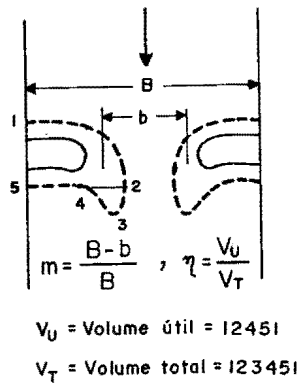


Fig. 3.4.6 - Diagrama de volumes total e útil do material lançado na ensecadeira (Das/1972).

Expandindo a relação funcional acima, introduzindo o conceito de eficiência do material e um parâmetro que exprima a forma da seção, tem-se uma equação adimensional da forma:

$$\eta = f_1 \left[ m = \frac{B-b}{B}, \frac{V}{\sqrt{g h}}, \frac{d}{h}, \frac{D}{h}, \frac{B}{h} \right] \quad (3.4.32)$$

Os principais grupos adimensionais, considerados pelo autor, são a eficiência do material, o número de Froude, a relação entre o diâmetro do material e a altura da lâmina de água. Segundo os resultados de Das, o efeito do parâmetro  $\frac{B}{h}$  não tem grande influência na estabilidade do material. A relação diâmetro do material de fundo e a altura da lâmina de água exerce influência relativamente pequena na determinação do diâmetro necessário ao efetivo avanço na frente de lançamento, conforme se observa nos gráficos comparativos de Das plotados na forma  $\frac{d}{h} \left[ \frac{h}{D} \right]^{1/3}$  e  $\left[ \frac{d}{h} \right]$  versus  $m$  (fig 3.4.7), onde a estabilidade é pouco modificada ao se utilizar a simplificação  $\left[ \frac{d}{h} \right]$ .

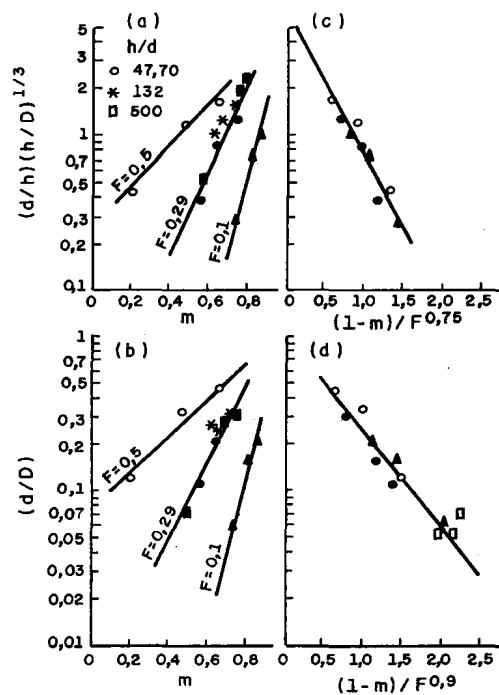


Fig. 3.4.7 - Influência do diâmetro do material de fundo na estabilidade do material lançado na enseadeira (fundo móvel)- (Das/1972).

A síntese do trabalho realizado por Das é mostrada nos gráficos (fig.3.4.8) nos quais a eficiência do material é função das alterações localizadas ocorridas na seção de fechamento e, conseqüentemente, no escoamento representadas pelo grau de contração da seção, pelas condições iniciais do escoamento representadas pelo número de Froude do escoamento não perturbado e pela forma da seção representada pela relação  $d/h$ .

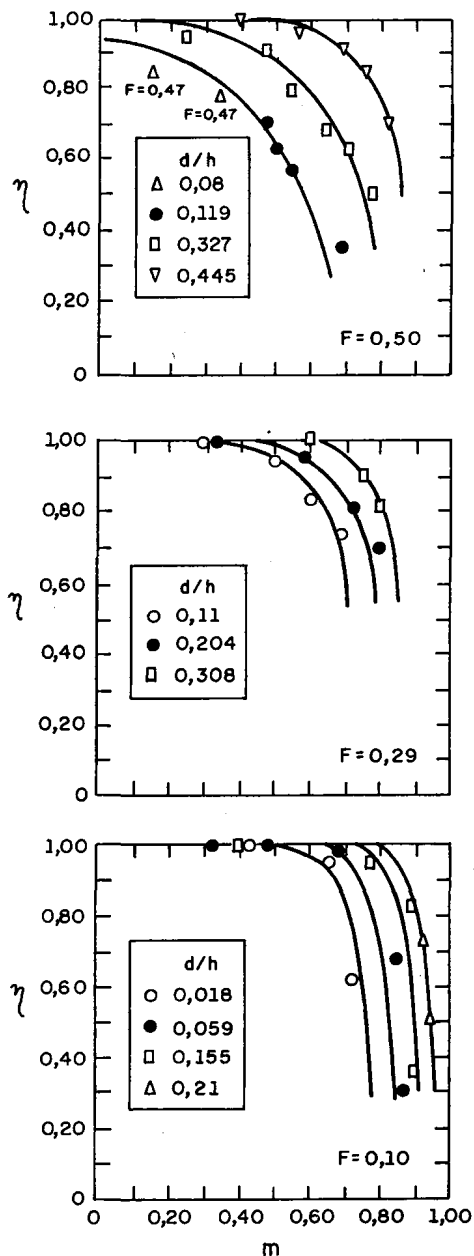


Fig. 3.4.8 - Eficiência do material lançado em função do grau de contração da seção (Das/1972).

Finalmente, através da interpolação dos gráficos utilizando-se técnicas numéricas da figura anterior, Das determina dois novos gráficos (fig. 3.4.9) segundo a eficiência de 80% e 90%, colocando a relação  $d/h$  em função do grau de contração da seção e do número de Froude. Desta maneira, conhecendo-se  $Q$ ,  $B$ ,  $h$  e  $d$  pode-se obter facilmente o grau de contração da seção para o qual o material empregado apresenta determinada eficiência no avanço da frente de lançamento.

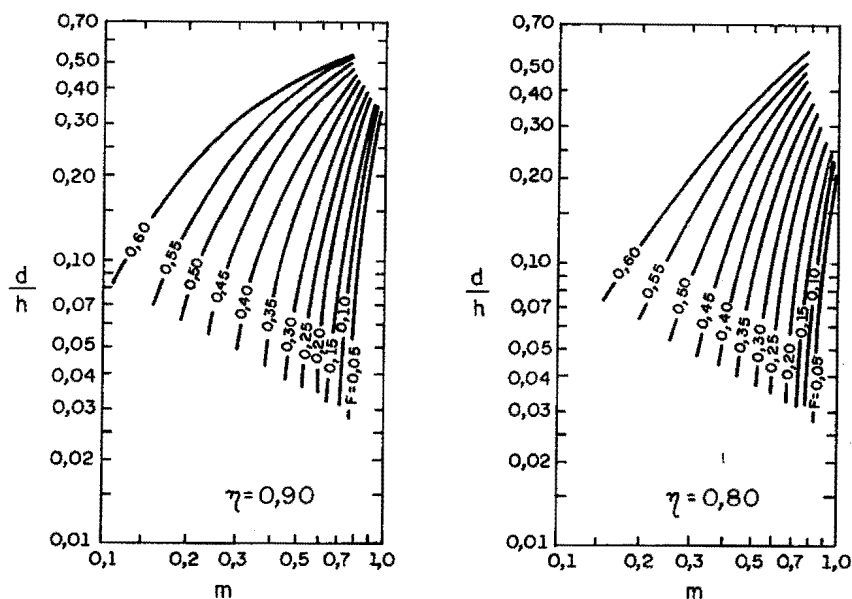


Fig. 3.4.9 - Diâmetro relativo do material em função do grau de contração da seção (Das/1972).

#### 3.4.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DO BLOCO DE PEDRA NO LANÇAMENTO DE ENSECADREIRAS EM PONTA DE ATERRO

No encerramento deste capítulo, cabe fazer uma análise global dos métodos de determinação do diâmetro do bloco de pedra para lançamento em ponta de aterro. Em todos os métodos o peso específico ( $\gamma$ ) é considerado como fator importante na estabilidade do material, porém a influência do coeficiente de segurança do material definido como o quociente entre a tangente do ângulo de inclinação do talude de frente de lançamento de ensecadeira ( $\phi$ ) e da tangente do ângulo de repouso do material ( $\phi$ ) só é levada em conta nas fórmulas de Naylor e Sandover. Outro fator relevante na estabilidade do material é a forma da seção, representada pela sua largura ( $B$ ) na fórmula de Sandover e pelo raio hidráulico nas fórmulas de Straub e Das e ausente nas fórmulas de Izbash e Naylor. A forma da seção é melhor

representada pelo raio hidráulico, uma vez que este traduz mais apropriadamente o campo de velocidades e tensões de cisalhamento em cada forma de seção.

O parâmetro do escoamento, responsável pelo arraste do material, utilizado em todas as fórmulas é a velocidade; embora seja aconselhável relacioná-la à tensão de cisalhamento que é o termo mais apropriado para representar a ação do escoamento sobre os blocos, como faz Sandover.

A condição inicial do escoamento, representada pelo número de Froude, é um fator relevante, contudo apenas Das e Sandover consideram-na. Finalmente, nas fórmulas de Izbash, Straub e Naylor existe coeficientes com valores fixos, porém estes coeficientes devem ser determinados experimentalmente em função da forma de seção e do coeficiente de segurança do material ( $\tan\phi/\tan\theta$ ). Estas observações são retomadas no capítulo quatro, quando da definição dos parâmetros que serão estudados neste trabalho e no capítulo cinco quando da análise dos dados podendo-se, assim, tirar conclusões sobre os diversos métodos.

## 4. METODOLOGIA

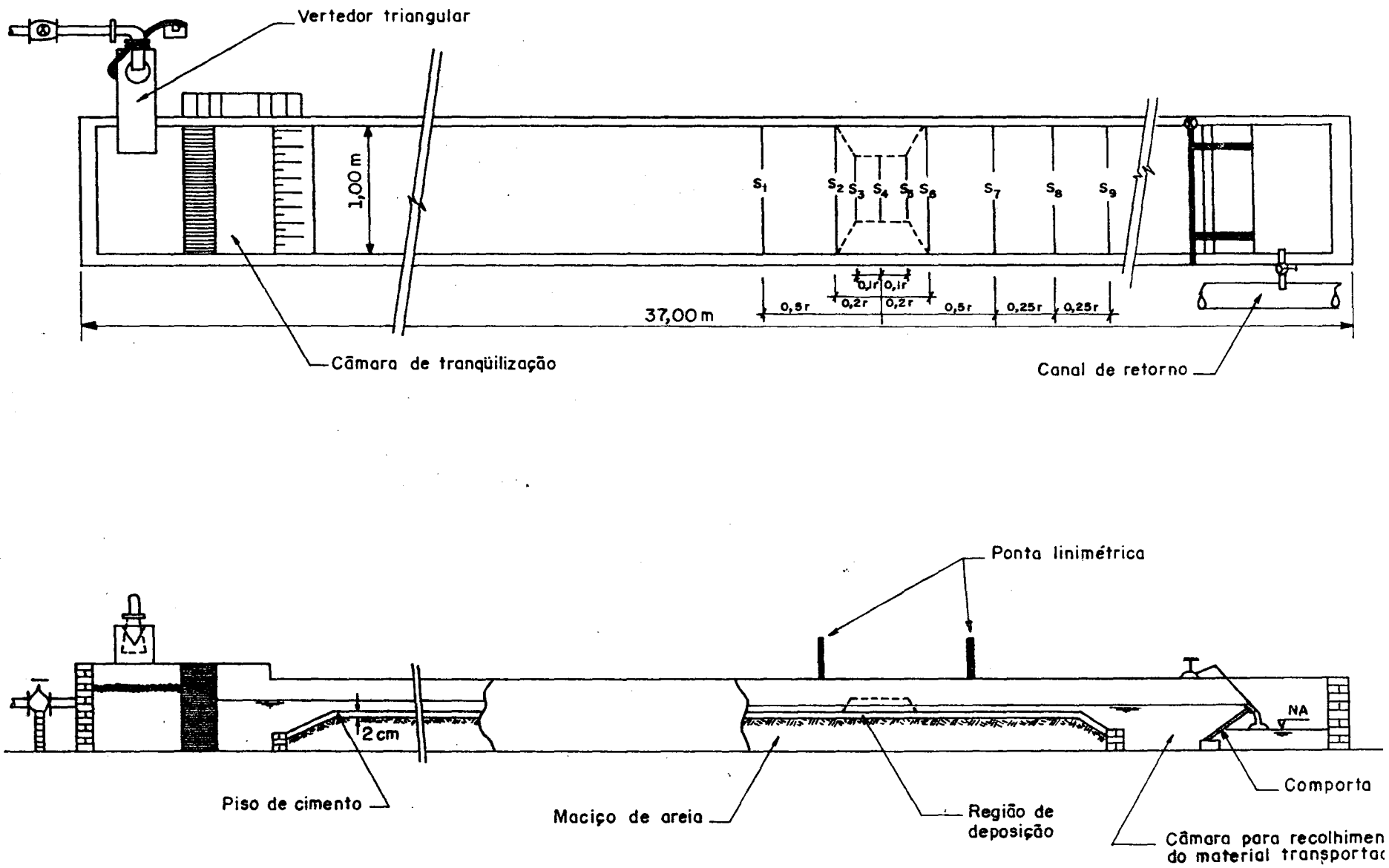
### 4.1 DESCRIÇÃO DAS INSTALAÇÕES

A instalação utilizada para o desenvolvimento experimental encontra-se no pavilhão fluvial do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Fazem parte da infra-estrutura, colocada à disposição para este trabalho, um canal retilíneo de seção retangular construído em alvenaria de tijolos, sendo alimentado por um conjunto motobomba com capacidade de vazão igual a 35 l/s, sendo a vazão determinada por um vertedor triangular. Os níveis de água podem ser controlados por uma comporta colocada no final do canal (fig. 4.1).

O canal tem dimensões de 37,00 m de comprimento total, 26,00m de comprimento útil, 1,00 m de largura e 0,60m de altura, com declividade 0,008 m/m, sendo o fundo fixo revestido com areia de diâmetro igual a 1,98 mm. A fixação da areia no fundo do canal foi feita através de uma técnica desenvolvida no IPH por Silvestrini (1991). Primeiramente se faz a aplicação de uma camada de tinta no leito do canal. A seguir, a areia é distribuída uniformemente ao longo do trecho. Após a secagem, nova camada de tinta é aplicada sobre a camada de areia para melhorar a fixação desta. Esta técnica apresentou resultados bastante satisfatórios, possibilitando um fundo rugoso e resistente ao choque da brita lançada. A opção por fundo rugoso em detrimento do fundo liso, deveu-se ao fato de que em ensaios preliminares com o fundo liso, constatou-se que, apesar da brita permanecer estável no talude, algumas pedras que atingiam o fundo tendiam a ser arrastadas tornando inviável a determinação do início do arraste.



Fig. 4.1 - Vista em planta e perfil longitudinal do canal.



## 4.2 ANÁLISE DIMENSIONAL

Dentre os objetivos deste trabalho está o de definir uma metodologia básica na qual a linha de pesquisa Fechamento de Rios possa se guiar. Assim o estudo foi realizado com as principais variáveis que influenciam o fenômeno, usualmente empregadas na bibliografia mais o conceito de eficiência do material, resultando em 52 ensaios. Obtendo-se a relação funcional da seguinte forma:

$$F ( V_0 , g , h_0 , \rho_w , \mu , B , b , d , \rho , \eta , \theta ) = 0 \quad (4.2.1)$$

Variáveis que definem o fenômeno.

- Quanto ao escoamento

$V_0$  = velocidade do escoamento na seção da enseadeira sem obstrução;

$g$  = aceleração da gravidade;

$h_0$  = profundidade do escoamento na seção da enseadeira sem obstrução;

- Quanto ao fluido:

$\rho_w$  = massa específica da água;

$\mu$  = viscosidade dinâmica da água;

- Quanto à geometria da seção :

$B$  = largura do canal;

$b$  = largura da brecha medida na metade da profundidade da seção contraída;

$\theta$  = ângulo de inclinação do talude na frente de lançamento.

- Quanto ao material:

$d$  = diâmetro do bloco de pedra;

$\rho$  = massa específica do material (2650 kg/m<sup>3</sup>)

$\eta$  = eficiência do material.

Com a aplicação do teorema de Buckingham aos parâmetros, obtém-se os seguintes agrupamentos adimensionais:

$$\frac{V_0}{\sqrt{gh_0}}, \frac{b}{h_0}, \frac{B}{h_0}, \frac{d}{h_0}, \frac{V_0 h_0}{\nu}, \frac{\rho}{\rho_w}, \theta, \eta$$

(4.2.2)

Por uma propriedade do teorema citado acima as variáveis  $\frac{b}{h_0}$  e  $\frac{B}{h_0}$  podem ser combinadas entre si, originando outro agrupamento adimensional  $\frac{B-b}{B}$ . Assim chega-se a relação na qual o estudo vai se fundamentar:

$$F_1 \left[ \frac{V_0}{\sqrt{g h_0}}, \frac{B-b}{B}, \frac{d}{h_0}, \frac{V_0 h_0}{\nu}, \eta, \frac{\tan \theta}{\tan \phi} \right] = 0 \quad (4.2.3)$$

Onde:  $\frac{V_0}{\sqrt{g h_0}}$  = número de Froude do escoamento não perturbado;

$\frac{B-b}{B}$  = grau de contração da seção;

$\frac{d}{h_0}$  = diâmetro do material relativo à profundidade do escoamento não perturbado;

$\frac{V h_0}{\nu}$  = número de Reynolds do escoamento não perturbado;

$\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$  = inverso do coeficiente de segurança do material colocado no talude;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do material;

$\eta$  = eficiência do material.

Ao final do capítulo três, tem-se uma análise dos métodos relativamente à inclusão dos agrupamentos adimensionais acima. Nessa análise constata-se que os métodos não consideram um ou mais agrupamentos e que os métodos de Izbash, Straub e Naylor sugerem coeficientes fixos. A idéia é colocar estes coeficientes em função dos agrupamentos ausentes nas fórmulas. Enquanto que na fórmula de Sandover introduz-se a eficiência do material, único fator da relação 4.2.3 ausente, no coeficiente que deve ser determinado experimentalmente.

#### 4.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A REALIZAÇÃO DE ENSAIOS

Como foi citado no item anterior, a intenção deste trabalho é a de servir de base para o desenvolvimento da linha de pesquisa mantendo um número limitado de ensaios. Desta forma, a escolha da realização de ensaios a fundo fixo se ajusta bem aos propósitos do estudo, uma vez que a maioria dos métodos são baseados nesta condição de leito de canal e propicia que se possa fazer comparações entre os métodos descritos no capítulo anterior, com os experimentos deste trabalho. Outro fator favorável é o de não incluir uma nova variável na relação funcional que seria a erodibilidade do fundo do canal, representado pelo diâmetro do material do leito.

O estudo da ensecadeira pode ser feito de duas maneiras. Uma forma é a construção do maciço até uma certa contração sem escoamento através da brecha e, atingido o grau de contração desejado, fazer passar uma vazão crescente até que haja o arraste de material. Este método é de difícil aplicabilidade, uma vez que o controle da variação de vazão não pode ser feito com a rapidez necessária à determinação da vazão exata que passa pela brecha no momento do arraste. Além de não refletir a situação real, uma vez que o material estaria em repouso no talude contando com a proteção do imbricamento entre as pedras, o que não acontece em situações reais, onde o material é lançado; estando, portanto, em movimento. Assim, visando manter o máximo de semelhança possível com situações que ocorrem na prática, optou-se pela segunda

maneira, ou seja, construir a ensecadeira através do lançamento das pedras na presença de escoamento.

Este lançamento foi feito utilizando-se dois tamanhos de caixas, a primeira com dimensões de 50 mm X 30 mm X 30 mm para os diâmetros menores e a segunda com dimensões 45 mm X 45 mm X 45 mm para os diâmetros maiores. Cada caixa representava o volume do material empurrado pelo trator de lâminas na construção de ensecadeiras. O tamanho das caixas foi adotado de forma que o volume de uma caixa não fosse suficiente para provocar uma contração maior que 1% da largura do canal (B).

Com a vazão escolhida e o nível de água ajustado para determinado ensaio, iniciava-se o lançamento do material de uma altura o mais próximo possível da superfície da água. F medida que a brita era lançada, conseguia-se aumentar o volume da ensecadeira, ou seja, conseguia-se contrair a seção do canal e, simultaneamente, o alteamento da mesma até o momento em que a cota desta se tornava maior que a da superfície da água. Neste momento, o objetivo era o de atingir uma altura padrão da ensecadeira que variava de 0,08 a 0,115 m. A partir daí, as caixas com as pedras eram viradas do topo da ensecadeira e caíam ao longo do talude. Seguindo a indicação de Naylor na qual a erosão começa a  $45^{\circ}$  do eixo da ensecadeira para montante, os lançamentos eram feitos tentando-se reproduzir este ângulo, portanto sob a situação mais crítica do ponto de vista da posição do início do arraste do material. Frequentemente, as pedras realizavam um movimento para jusante e para baixo, mantendo-se dentro dos limites da ensecadeira; não configurando, desta forma, uma situação de perda de eficiência do material.

A brita era lançada a partir das duas margens do canal, alternadamente em série de cinco caixas. Uma nova carga era lançada somente após o momento em que todas as britas da caixa anterior houvessem atingido uma situação de repouso. Esta providência foi adotada, para não se ter a influência da produção horária de lançamento. A situação ensaiada pode ser considerada como de produção mínima, abrindo caminho para que, em trabalhos

posteriores, possa ser estudado este assunto.

Visando atingir um dos objetivos do trabalho foi necessário definir a situação de início de perda de eficiência do material. A partir de um certo grau de contração do canal, ocorria uma deformação do talude para jusante, devido ao movimento de pedras (ver fig. 4.2). Este fato, porém, não era suficiente para considerar-se que o material havia perdido eficiência, pois se atingisse uma situação de repouso atrás de uma linha formada pelo prolongamento do pé do talude de jusante da ensecadeira ainda provocava uma contração na seção do canal. Somente após a formação de uma " língua " que cruzava esta linha para jusante é que se configurava que a eficiência do material não era mais de 100%.

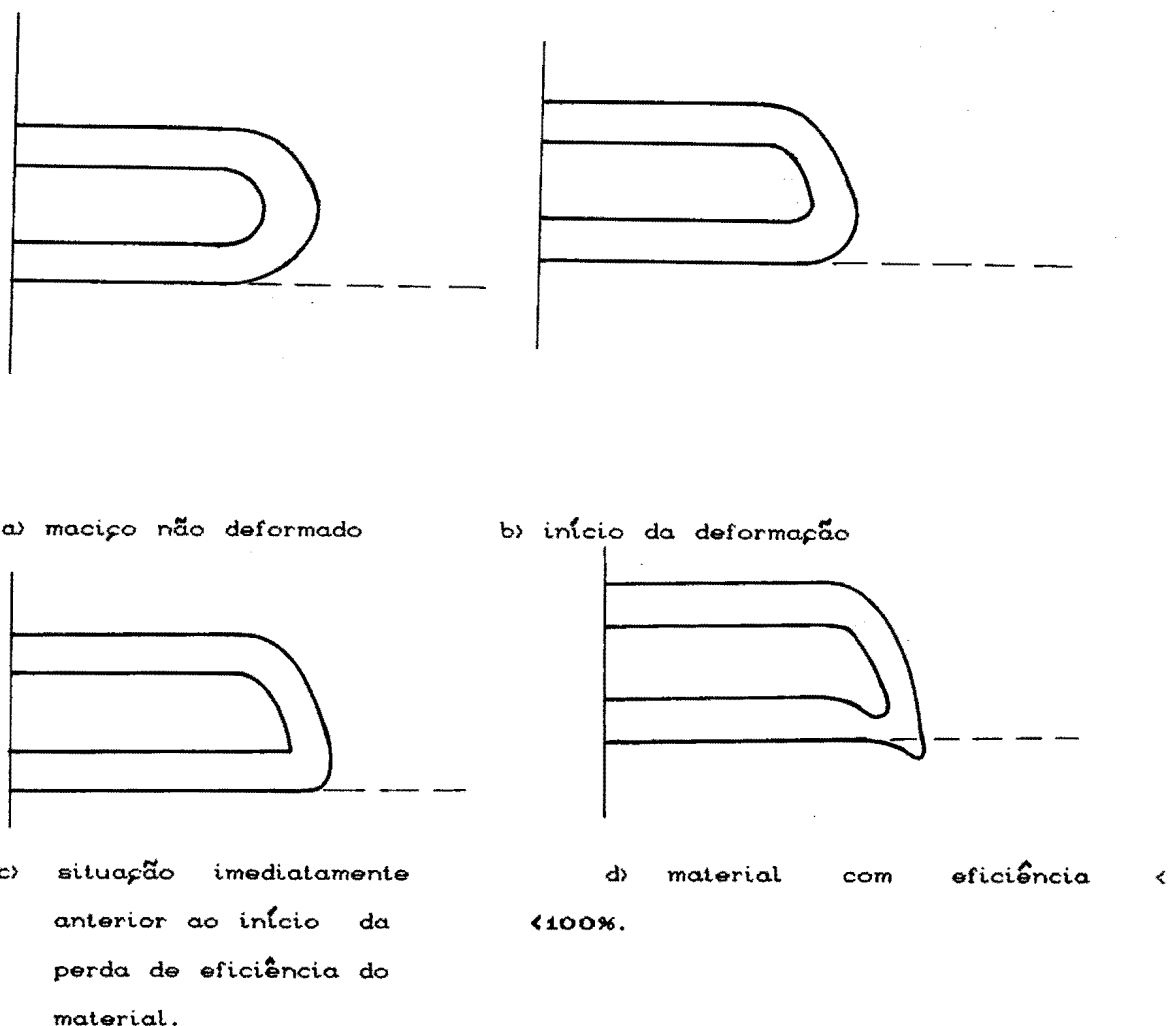


Fig. 4.2 - Evolução da deformação do talude da frente de lançamento da ensecadeira.

Para a determinação da real eficiência do material, comparou-se o volume total lançado com o volume útil, ou seja, o volume de material depositado na região delimitada pelo pés dos taludes de montante e jusante da ensecadeira. A maneira prática de efetuar esta comparação de volume é contar o número de caixas lançadas necessárias para obter-se um certo grau de contração da seção sem escoamento no canal, e dividir pelo número de caixas lançadas durante a realização do ensaio. De forma a manter o talude submerso, uma lâmina de água é colocada no canal, impedindo-se o escoamento pela elevação da comporta de jusante. O procedimento foi repetido para todos os diâmetros de material utilizados.

Na escolha dos parâmetros do escoamento, procurou-se um equilíbrio entre a máxima vazão propiciada pelo conjunto motobomba e os diâmetros de brita disponíveis para a realização de ensaios. Este procedimento foi adotado no sentido de ampliar a faixa de números de Froude encontrada na bibliografia para este tipo de estudo compatibilizando-a com uma gama de graus de contração que possam ser atingidos pelo material. Como alguns métodos são baseados na tensão tratora crítica de Shields, o número de Reynolds do grão, definido como  $(\sqrt{gh}i d) / \nu$  e cujo limite é aceito como sendo  $\geq 70$ , também foi uma condição imposta para a escolha da vazão e da altura da lâmina de água. Na tabela 4.1, são apresentados os parâmetros de escoamento na condição não obstruída para cada série de ensaios.

Q ( m <sup>3</sup> /s )	h ( m )	V ( m/s )	Re ( X10 <sup>4</sup> )	Fr
0,010	0,0467	0,2141	1,0	0,32
0,015	0,0509	0,2947	1,5	0,42
0,020	0,0556	0,3597	2,0	0,49
0,025	0,0592	0,4223	2,5	0,55

tabela 4.1-Parâmetros do escoamento para as condições iniciais de lançamento.

Na tabela 4.2, são apresentados os números de Reynolds do grão para cada vazão e diâmetro da brita utilizada.

A única condição na qual o número de Reynolds associado ao grão é menor que 70 refere-se ao ensaio um, contudo a contração do canal provoca o aumento da tensão de cisalhamento e, conseqüentemente, do número de Reynolds do grão, o suficiente para atingir-se a condição limite.

Q ( m <sup>3</sup> /s )	h ( m )	I ( X10 <sup>-4</sup> )	d ( m )	Re <sub>g</sub>
0,010	0,0467	5,11	4 X 10 <sup>-3</sup>	61
			6 X 10 <sup>-3</sup>	92
			8 X 10 <sup>-3</sup>	122
			11 X 10 <sup>-3</sup>	168
0,015	0,0509	8,60	4 X 10 <sup>-3</sup>	83
			6 X 10 <sup>-3</sup>	124
			8 X 10 <sup>-3</sup>	166
			11 X 10 <sup>-3</sup>	228
			17 X 10 <sup>-3</sup>	352
0,020	0,0556	11,40	6 X 10 <sup>-3</sup>	150
			8 X 10 <sup>-3</sup>	200
			11 X 10 <sup>-3</sup>	274
			17 X 10 <sup>-3</sup>	424
			20 X 10 <sup>-3</sup>	500
0,025	0,0592	34,30	8 X 10 <sup>-3</sup>	357
			11 X 10 <sup>-3</sup>	491
			17 X 10 <sup>-3</sup>	759
			20 X 10 <sup>-3</sup>	893

tabela 4.2. Vazão , altura da lâmina de água , declividade da linha de energia, diâmetro da brita e número de Reynolds associado ao grão para as condições iniciais de ensaio.

Obs. :-  $I = \frac{V^2}{K R^{2,4/3}}$



#### 4.4. INSTRUMENTAÇÃO E MEDIÇÕES

Neste trabalho foram medidos níveis de água e velocidades a montante, a jusante e na própria seção contraída. Para a medição dos níveis de água, foi utilizada uma ponta linimétrica disposta em um apoio móvel para possibilitar o seu deslocamento ao longo do canal. Na parte superior da ponta, foi colocada uma lâmpada neon ligada a uma fase da rede elétrica, fechando o circuito quando a ponta encosta na superfície da água, ligando, assim, a lâmpada. As velocidades médias foram medidas com a utilização de uma Sonda Prandtl de  $\phi_{int} = 3 \text{ mm}$  e  $\phi_{ext} = 10 \text{ mm}$ , ligada a um tubo manométrico com o líquido Tetracloreto de Carbono ( $\text{CCl}_4$ ) cuja densidade é igual a 1,545.

As medições foram efetuadas em seções fixas na zona do entorno da contração. Tomando-se a seção do eixo da ensecadeira como referencial ( $S_4 = 0,00 \text{ m}$ ), as seções de medição a montante foram denominadas de  $S_1 = - 0,50 \text{ m}$ ,  $S_2 = - 0,20 \text{ m}$ , e  $S_3 = - 0,10 \text{ m}$ , e as seções de jusante de  $S_5 = 0,10 \text{ m}$ ,  $S_6 = 0,20 \text{ m}$ ,  $S_7 = 0,50 \text{ m}$ ,  $S_8 = 0,75 \text{ m}$  e  $S_9 = 1,00 \text{ m}$ . Em cada uma das seções, os níveis de água foram medidos nas verticais  $V_1 = 0,10 \text{ m}$ ,  $V_2 = 0,20 \text{ m}$ ,  $V_3 = 0,30 \text{ m}$ ,  $V_4 = 0,50 \text{ m}$ ,  $V_5 = 0,70 \text{ m}$ ,  $V_6 = 0,80 \text{ m}$  tomando-se como referencial a margem esquerda. Para se medir a velocidade do escoamento, adotou-se o mesmo procedimento anterior.

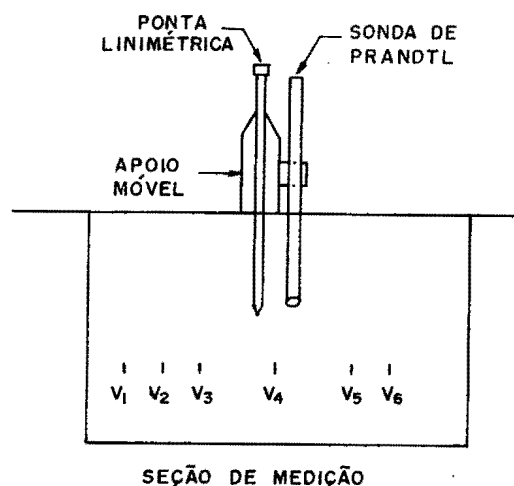


Fig. 4.3 - Seção transversal do canal mostrando o apoio móvel, o equipamento de medição e as verticais onde foram realizadas as medições.

As análises teóricas foram realizadas em um computador PC/XT com o auxílio de aplicativos. Para os ajustes de curva utilizou-se o aplicativo Minitab versão 6.1.1 que possibilita a determinação de parâmetros estatísticos, os gráficos foram desenhados com o Chart versão 3.0 e realizaram-se algumas análises intermediárias com o aplicativo Lotus 123 versão 2.0.

## 5. ANÁLISE DOS DADOS EXPERIMENTAIS

Na primeira parte deste capítulo, analisam-se os resultados obtidos para os parâmetros hidráulicos, nos diversos ensaios realizados, tais como: elevação do nível de montante, coeficiente de vazão, perda de carga e velocidade média na brecha, comparando-os com os métodos apresentados na bibliografia pesquisada. O estudo destes parâmetros visa fornecer condições para o cálculo de velocidade média na brecha. A segunda parte trata da análise dos métodos para determinação do diâmetro dos blocos de pedra com base nos dados obtidos na série de ensaios e na análise dimensional proposta no capítulo anterior.

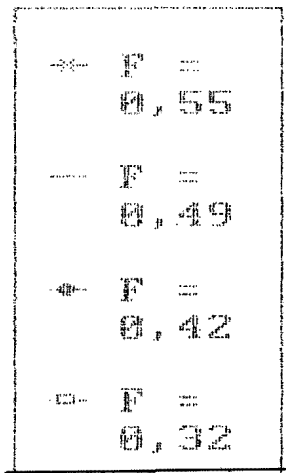
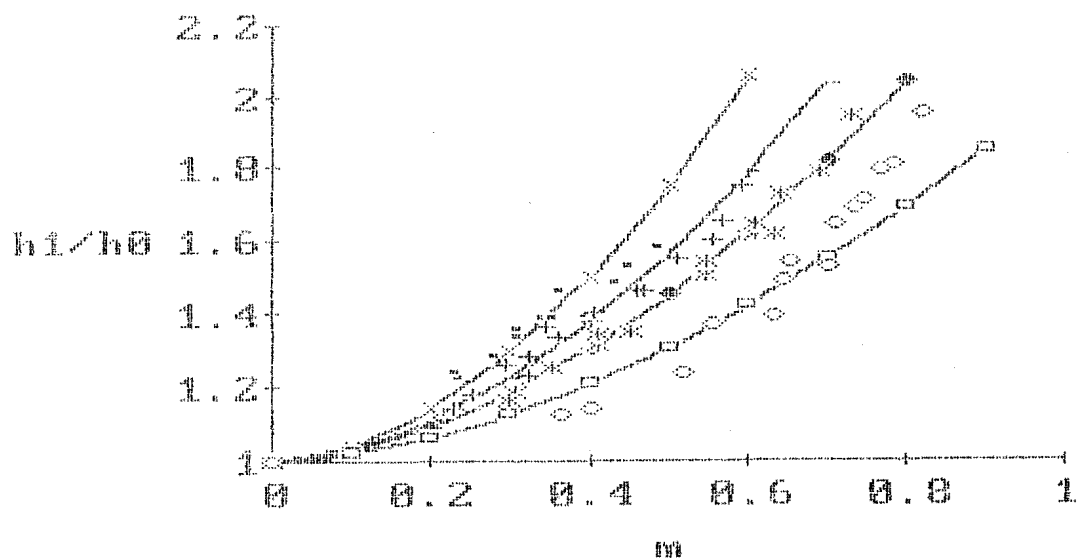
### 5.1. ELEVÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA A MONTANTE

Um dos efeitos que uma contração da largura do canal provoca no escoamento é a elevação no nível de montante que se prolonga por um trecho mais ou menos longo do canal. No projeto de ensecadeiras, para a definição da cota de coroamento e a determinação do coeficiente de vazão é necessário conhecer o nível de água máximo a montante. A quantificação da elevação, visando encontrar a seção onde a elevação é máxima, é feita de forma experimental utilizando-se a relação adimensional de Sandover (1970) pela qual:

$$\frac{h_1^*}{h_0} = f(m, F) \quad (5.1.1)$$

Pelos gráficos da figura 5.1, onde estão plotados os valores da elevação do nível de montante em função do grau de contração da seção e do número de Froude do escoamento em cada seção de medição a montante da contração, observa-se que a relação pode ser ajustada por uma curva de forma potencial ( $\frac{h_1^*}{h_0} = a m^b$ ).

S1



S2

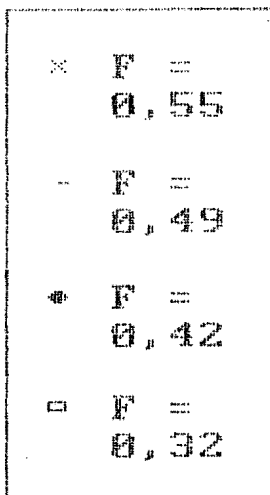
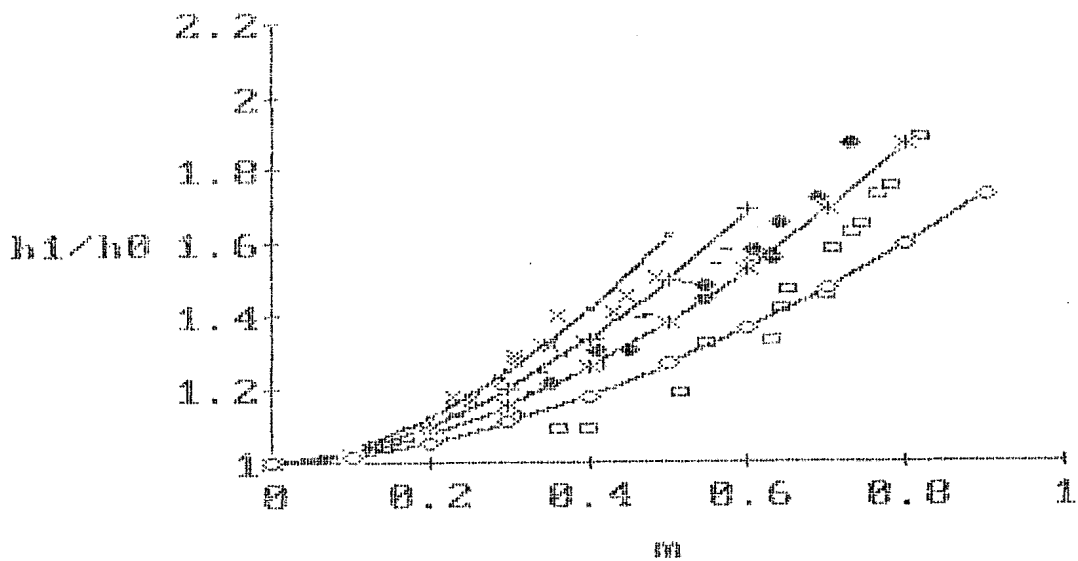


Fig. 5.1.a, b. - Profundidade do escoamento a montante em relação ao nível de água sem a presença da enseadeira.

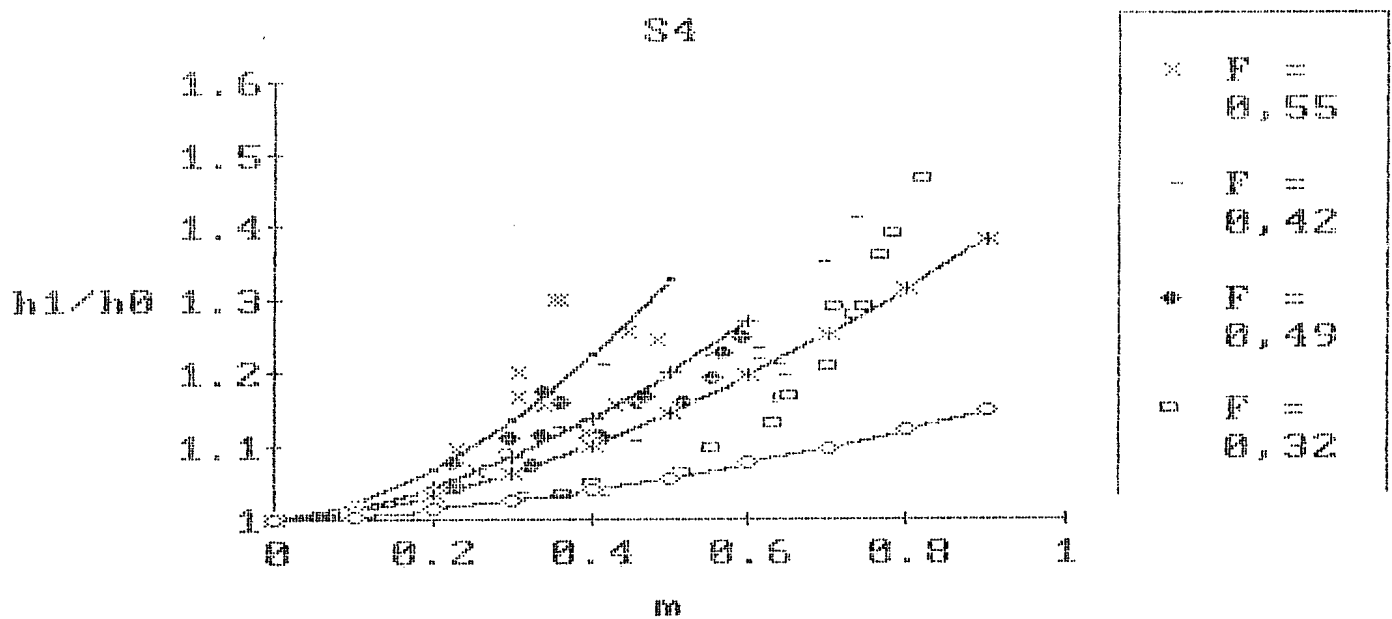
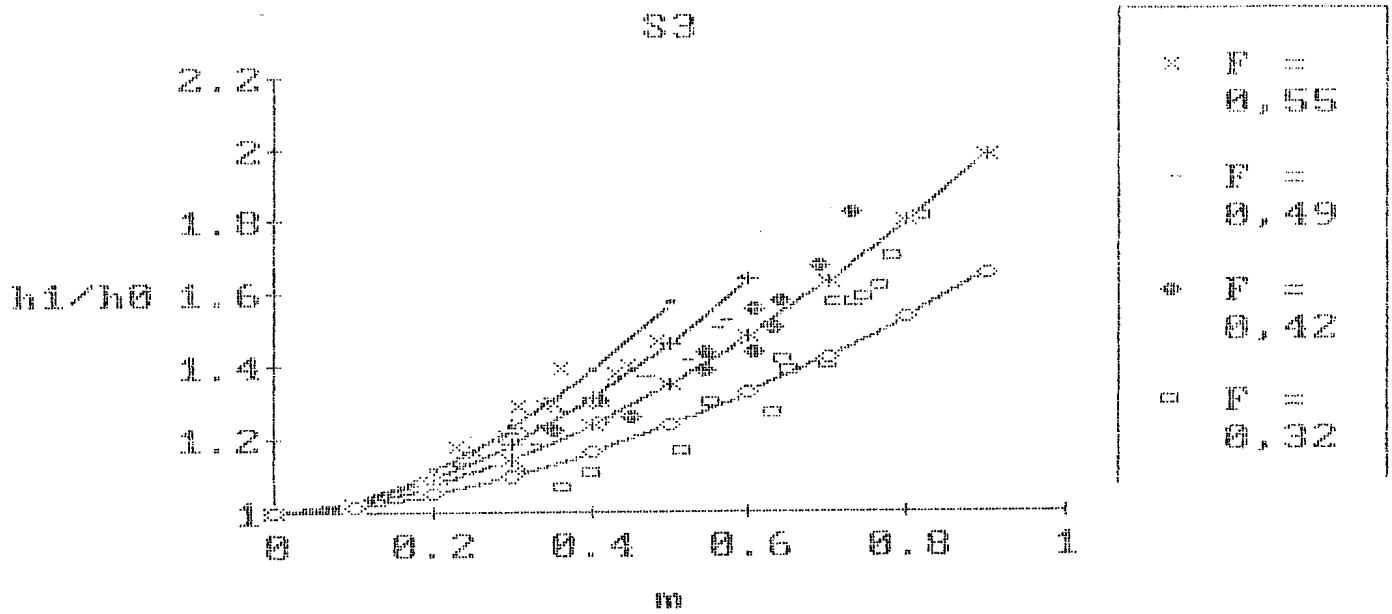


Fig. 5.1.c, d. - Profundidade do escoamento a montante em relação ao nível de água sem a presença da ensecadeira.

Os coeficientes a e b da equação acima são função do número de Froude do escoamento não perturbado. Assim, ajustando curvas da forma potencial para estes coeficientes, pode-se determinar uma família de curvas para cada seção de medição a montante e no eixo da ensecadeira, como mostrado na tabela 5.1.

	Equação	Parâmetro	Parâmetro
S1	$\frac{h_1^*}{h_0} = a_1 m^{b_1}$	$a_1 = 7,1159 F^{1,725}$	$b_1 = 1,9252 F^{0,090}$
S2	$\frac{h_1^*}{h_0} = a_2 m^{b_2}$	$a_2 = 5,7094 F^{1,666}$	$b_2 = 1,8997 F^{0,084}$
S3	$\frac{h_1^*}{h_0} = a_3 m^{b_3}$	$a_3 = 5,4228 F^{1,711}$	$b_3 = 1,8897 F^{0,084}$
S4	$\frac{h_1^*}{h_0} = a_4 m^{b_4}$	$a_4 = 7,4089 F^{3,281}$	$b_4 = 1,8351 F^{0,110}$

Tab. 5.1 - Elevação relativa da lâmina da água em função do nível de água do canal desobstruído.

Devido ao bom ajuste entre  $\frac{h_1^*}{h_0}$ , m e F, as curvas ajustadas são empregadas para determinar a seção a montante que apresenta a maior relação de alturas de lâmina de água ( $h_1/h_0$ ). Nos gráficos da figura 5.2, observa-se que a seção procurada é a S1 entre todas as seções de medição. Assim, é possível concluir que a seção com maior elevação não se encontra a um comprimento igual a largura da brecha (b), como proposto na bibliografia. Convém salientar, ainda, que as seções a montante de S1 tendem a retomar o nível do escoamento não perturbado e, conseqüentemente, apresentar uma elevação relativa menor que a ocorrida na S1. Assim, S1 é uma das seções onde deve-se aplicar a equação de Bernoulli para determinar o coeficiente de vazão.

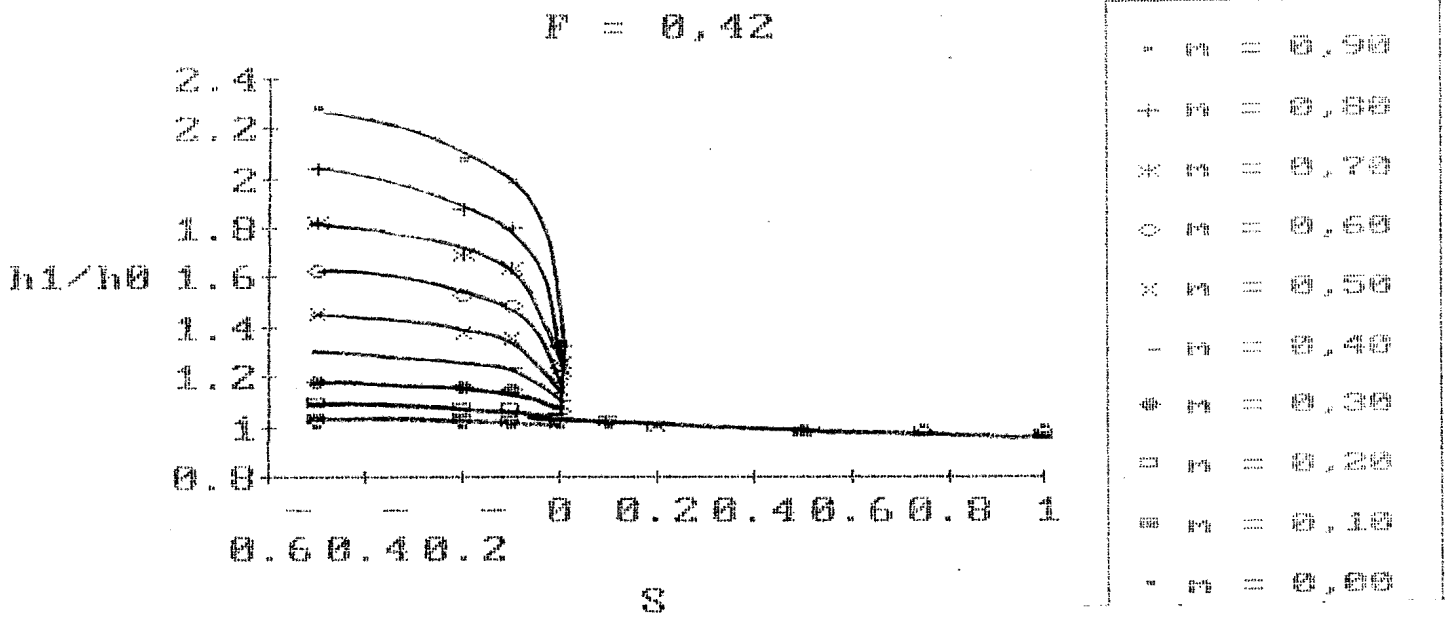
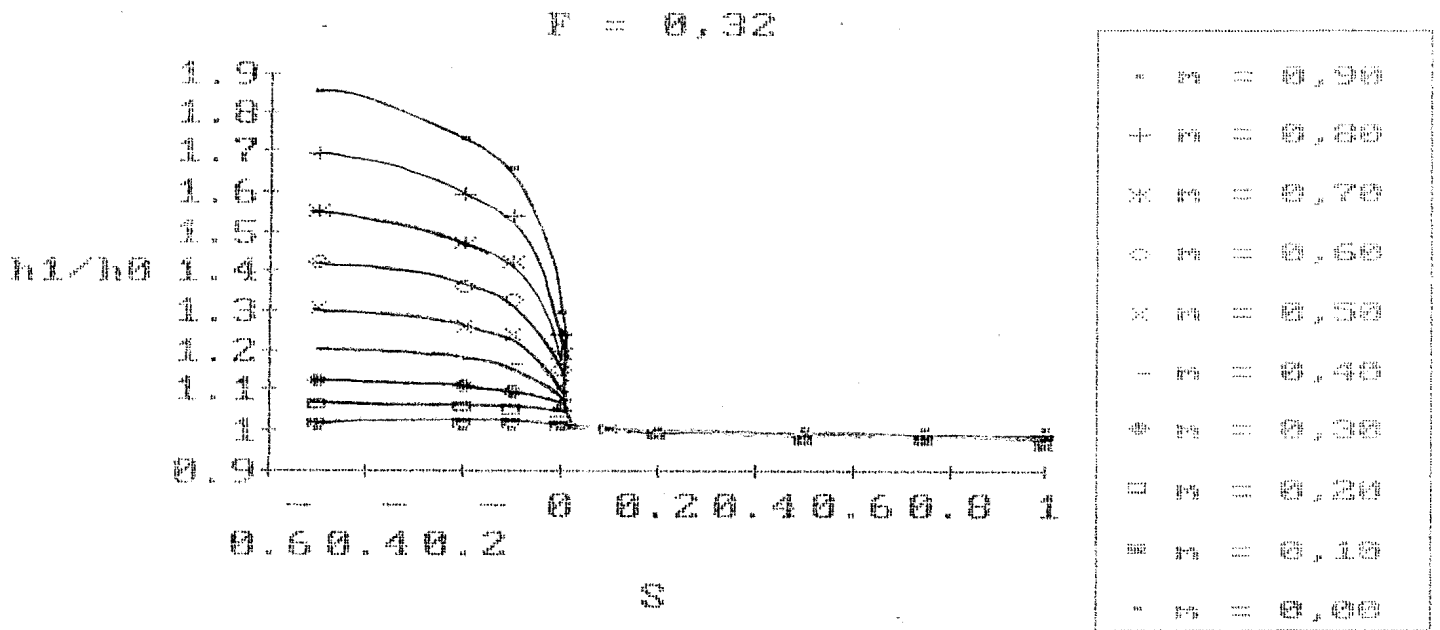
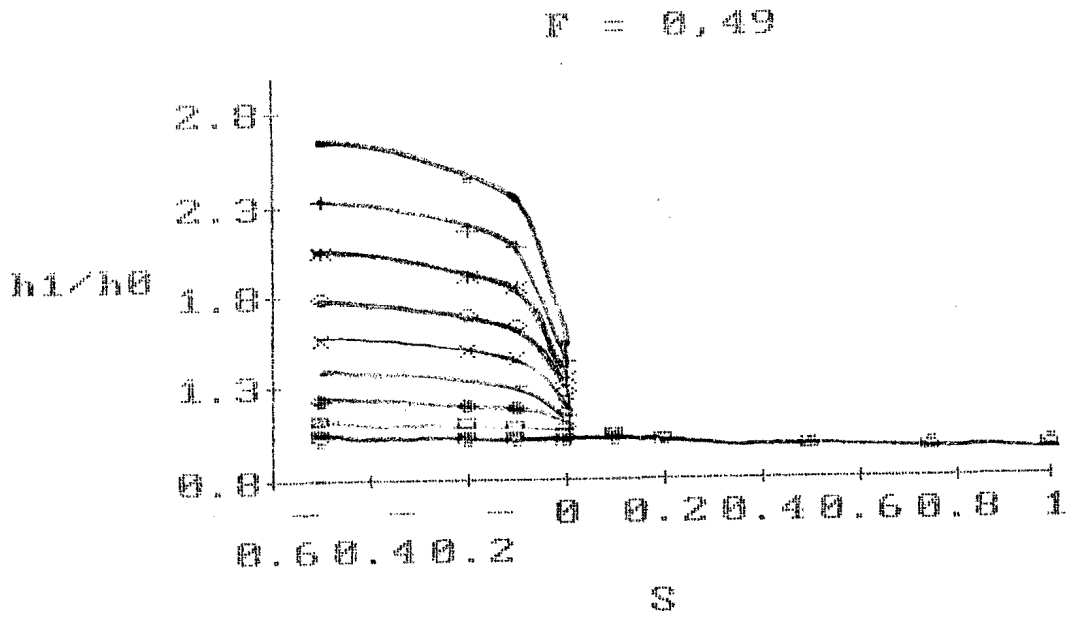
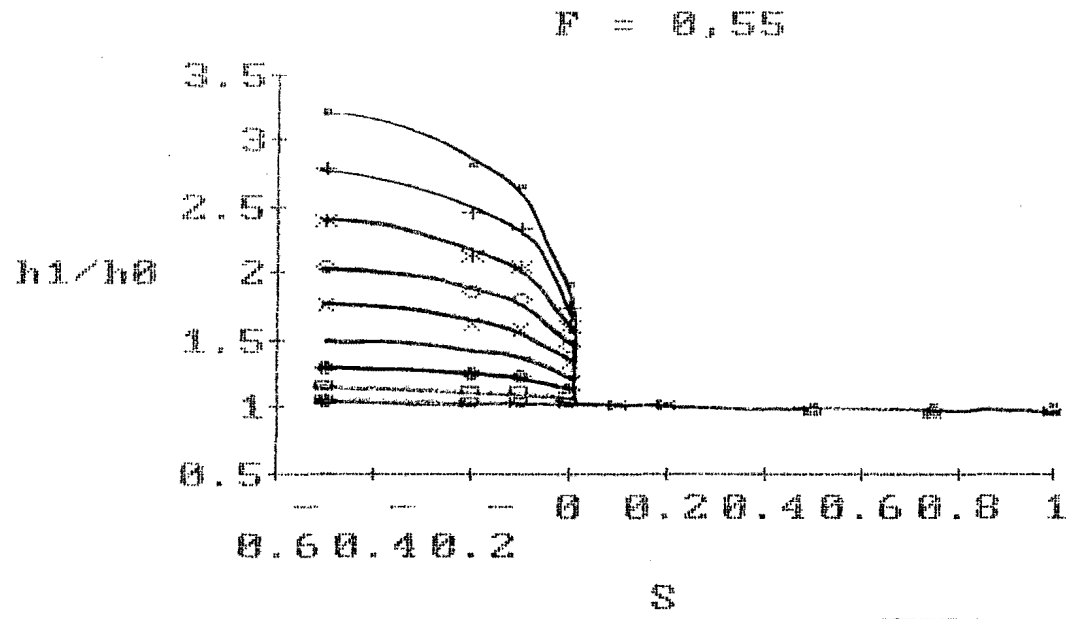


Fig 5.2.a, b - Profundidade do escoamento em relação ao nível de montante sem contração em função da contração em cada seção de medição.



•	$n = 0,90$
+	$n = 0,80$
×	$n = 0,70$
◊	$n = 0,60$
×	$n = 0,50$
-	$n = 0,40$
+	$n = 0,30$
□	$n = 0,20$
■	$n = 0,10$
•	$n = 0,00$



•	$n = 0,90$
+	$n = 0,80$
×	$n = 0,70$
◊	$n = 0,60$
×	$n = 0,50$
-	$n = 0,40$
+	$n = 0,30$
□	$n = 0,20$
■	$n = 0,10$
•	$n = 0,00$

Fig 5.2.c, d - Profundidade do escoamento em relação ao nível de montante sem contração em função da contração em cada seção de medição.



No intuito de relacionar os dois trabalhos, estendendo a faixa de números de Froude para a qual o método pode ser aplicado, plota-se, no gráfico da figura 5.3, as curvas obtidas por Sandover (para números de Froude entre 0,087 e 0,125) e, neste trabalho (para números de Froude entre 0,32 e 0,55). Apesar da pequena faixa estudada por Sandover, observa-se uma mesma tendência da variação de  $h_1/h_0$  em função do grau de contração da seção (m) nos dois trabalhos

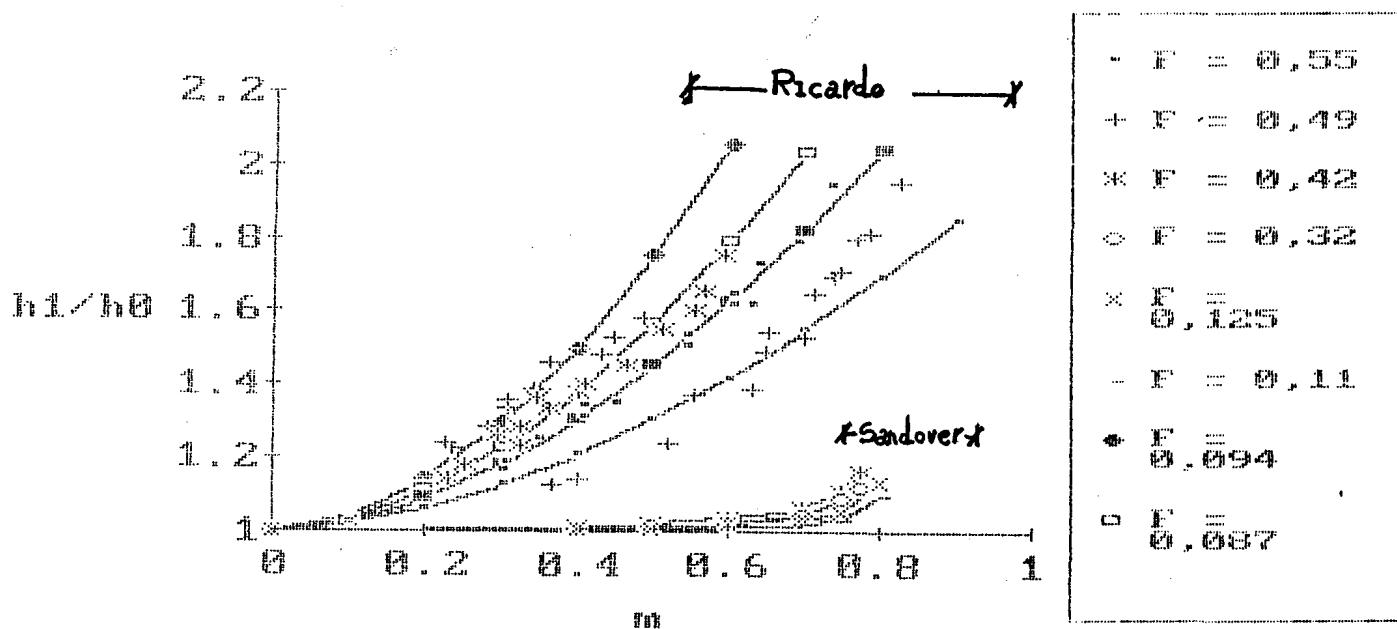


Fig. 5.3 - Profundidade máxima do escoamento em relação ao nível de montante em função do grau de contração da seção.

Através da fixação de três graus de contração ( $m = 0,50$  ;  $0,70$  e  $0,75$ ), determinando-se a elevação do nível para a faixa de números de Froude deste trabalho e do de Sandover, conforme gráfico da figura 5.4, tem-se outra maneira de relacionar os dois trabalhos. Pode-se concluir que a elevação do nível de montante também varia de forma potencial em relação ao número de Froude.

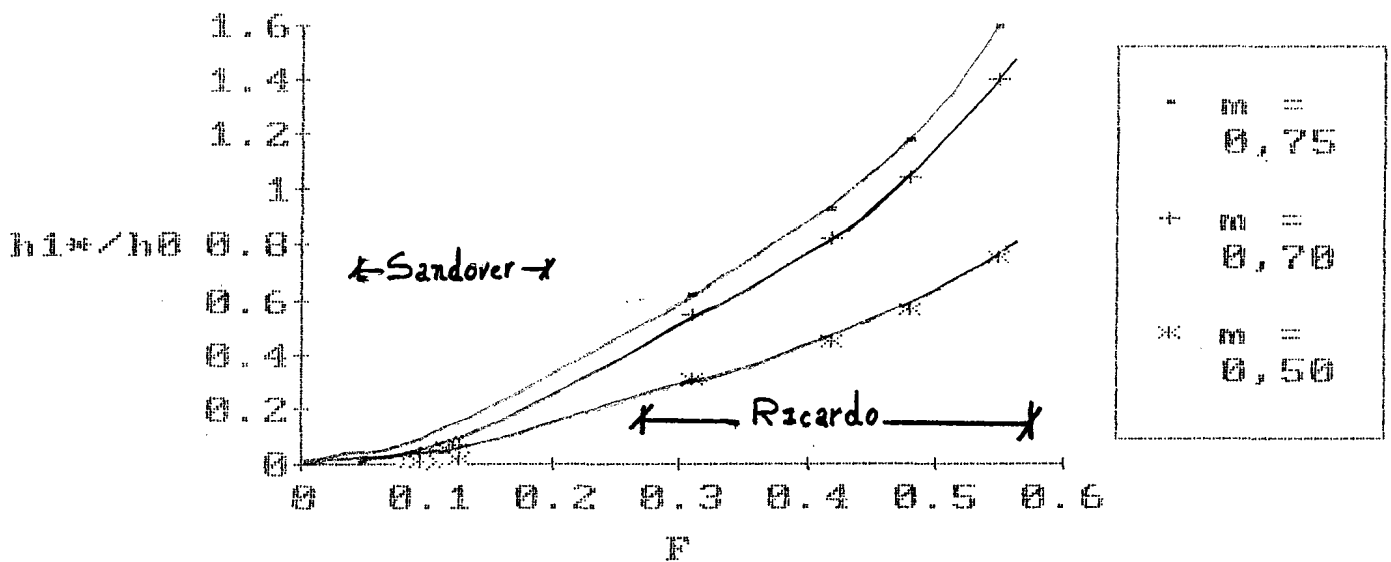


fig. 5.4 - Elevação relativa máxima do nível de montante em função do número de Froude.

## 5.2. COEFICIENTE DE VAZÃO

A finalidade da determinação do coeficiente de vazão é a de poder-se obter a velocidade média do escoamento na brecha para o cálculo do diâmetro do bloco de pedra a ser lançado. Para o cálculo do coeficiente de vazão, aplica-se as equações de Bernoulli e da continuidade entre as seções S1 e S4 da fig. 4.1. Considerando que as perdas de carga devido à presença da contração foram incorporadas ao coeficiente de vazão, tem-se:

$$C = \frac{Q}{B h s_4 \sqrt{\Delta y_{s1-s4} - h_{ps1-s4} + \frac{V_{s1}^2}{2g}}} \quad (5.2.1)$$

onde  $y = h + z$

A figura 5.5 mostra o gráfico da função  $C \times m$  para cada número de Froude pesquisado. Na mesma figura, está plotada a curva obtida pelo método de Kindsvater e Carter (1954). O coeficiente de vazão é dado em função do grau de contração ( $m$ ), do comprimento da ensecadeira relativa à largura da brecha ( $L/b$ ), da relação ( $x/b$ ) (definida na fig. 3.3.9) e do raio de curvatura dos bordos de montante da ensecadeira ( $r/b$ ).

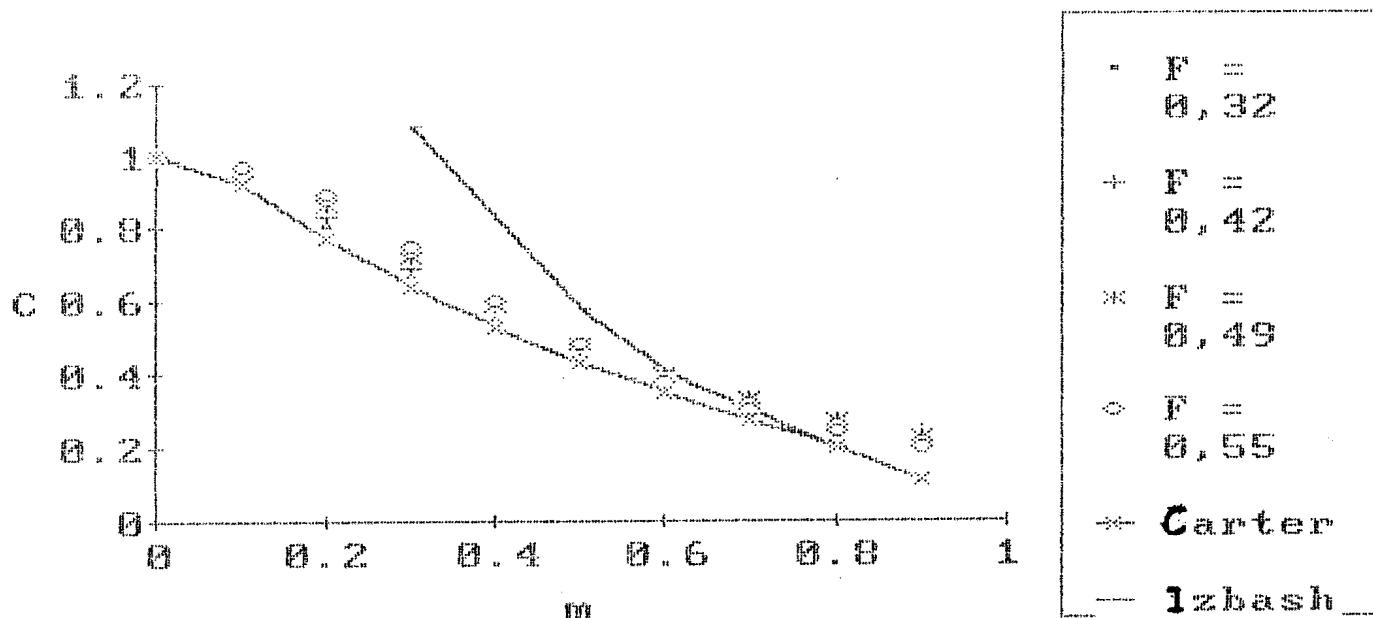


Fig. 5.5 - Coeficiente de vazão em função do grau de contração.

Na figura 5.7 também está colocada a curva calculada pela fórmula 3.3.9, proposta por Izbash (1970) para o coeficiente de vazão em função do grau de contração do escoamento para  $\Lambda = 1,0$  ( $\Lambda = \frac{8g}{C_n^2 R_n}$ ).

Os resultados encontrados neste trabalho indicam que o método de Kindsvater e Carter é o mais apropriado para a determinação do coeficiente de vazão.

### 5.3. INCREMENTO DA VELOCIDADE NA SEÇÃO CONTRAÍDA

A segunda alteração local provocada pela contração gradual da seção de fechamento do rio é o aumento da velocidade média a medida que a largura da brecha diminui. O objetivo deste item é apresentar uma maneira de calcular a velocidade média. Esta velocidade pode ser determinada aplicando a equação da continuidade na seção de fechamento ( $\frac{Q}{CBh^{3/4}}$ ), sendo o coeficiente de vazão obtido pelo método de Kindsvater e Carter (pág. 22).

Na fig. 5.6 cada ponto representa uma velocidade média medida com a sonda de Prandtl, enquanto que as curvas representam as velocidades dadas pela equação da continuidade. Nota-se que há uma boa concordância entre as velocidades calculadas pelos dois métodos.

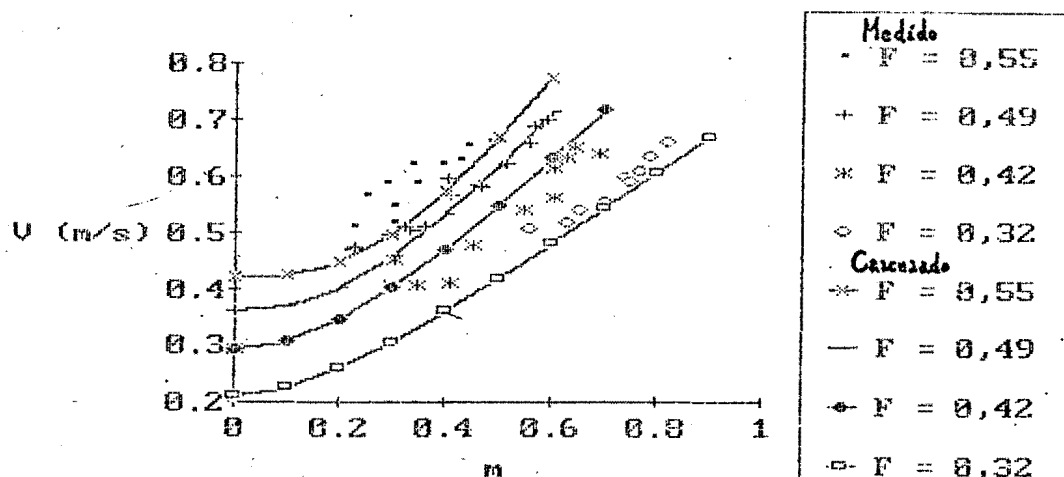


Fig. 5.6 - Variação da velocidade média em função do grau de contração da seção.

Estudando-se a variação da velocidade junto ao talude, observou-se que as velocidades, neste local, são superiores à velocidade média. Contudo, não há relação entre o quociente da velocidade junto ao talude pela velocidade média e o grau de contração da seção. Este fato pode ser observado na figura 5.7, de onde pode-se tirar apenas um valor médio do acréscimo de velocidade da ordem de 5% a 10%.

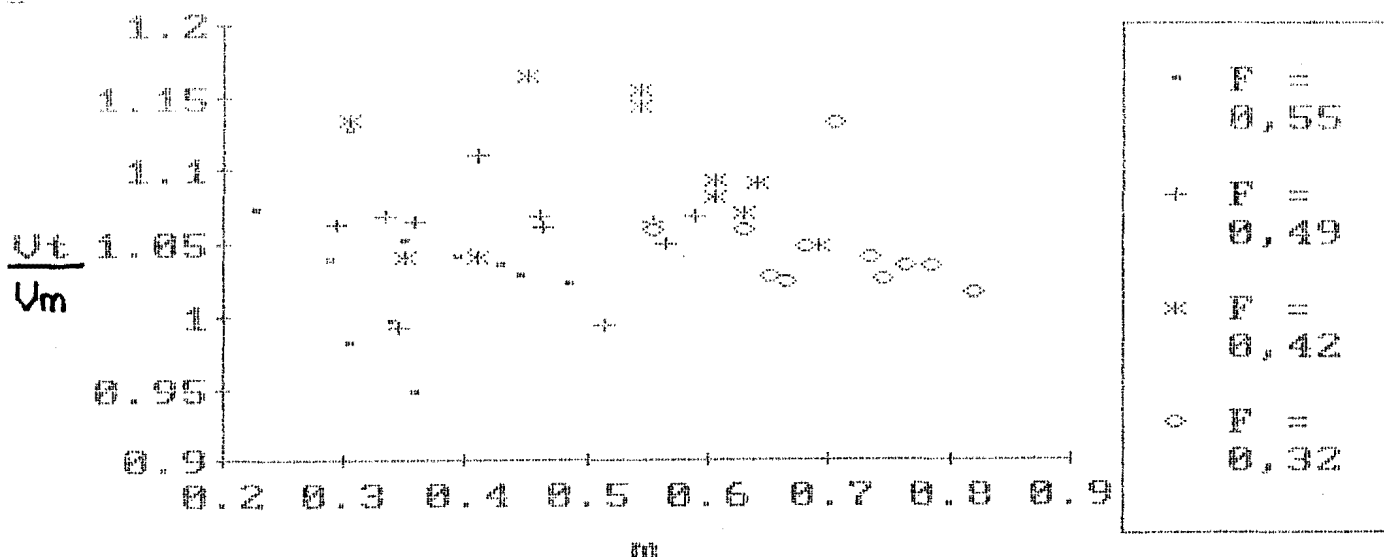


Fig. 5.7 - Relação entre a velocidade junto ao talude e velocidade média da seção contraída.

#### 5.4. PERDA DE CARGA NAS CONTRAÇÕES

A terceira alteração no escoamento provocada pela contração da seção é o aumento da perda de carga, como pode ser constatado pela acentuada declividade da linha de energia entre as seções a montante e a jusante de contração. Esta perda de energia pode ser tratada como perda localizada.

A energia total em cada seção de medição foi determinada com o auxílio das curvas de elevação do nível de montante do item 5.1. Nos gráficos da fig. 5.8 foram plotadas as energias totais

em cada seção em função de determinado grau de contração, e dos números de Froude estudados.

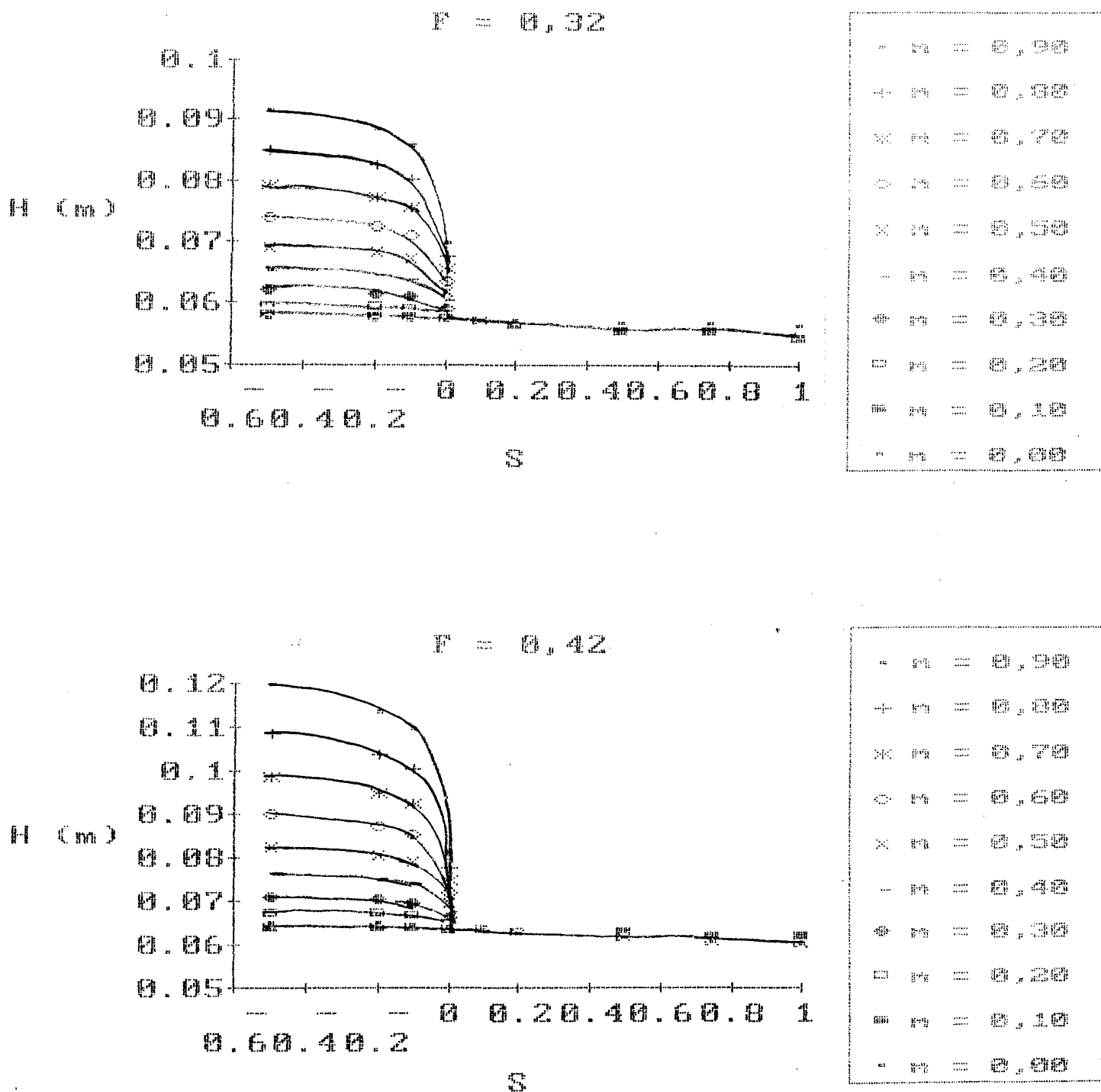
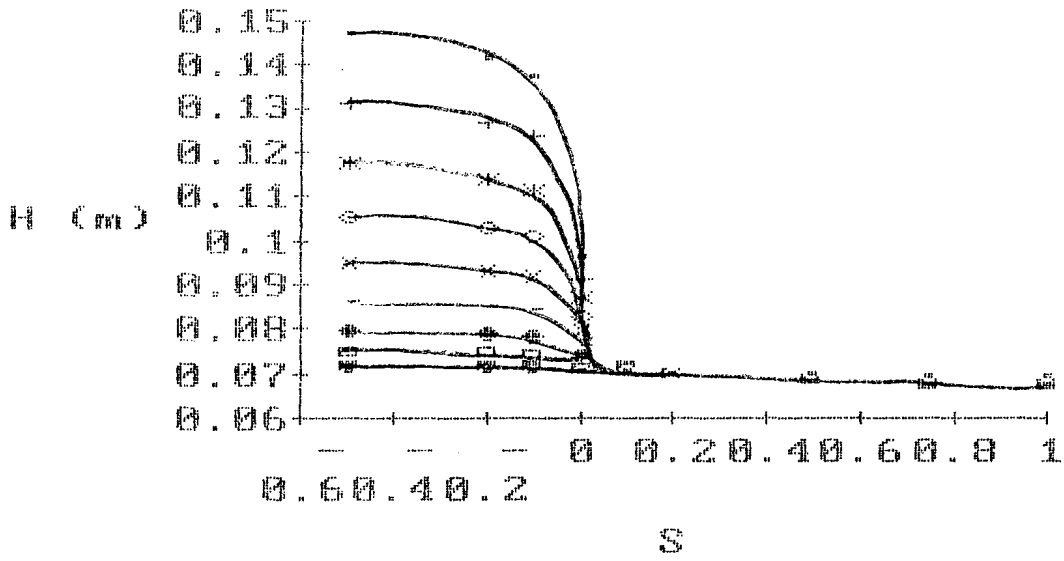


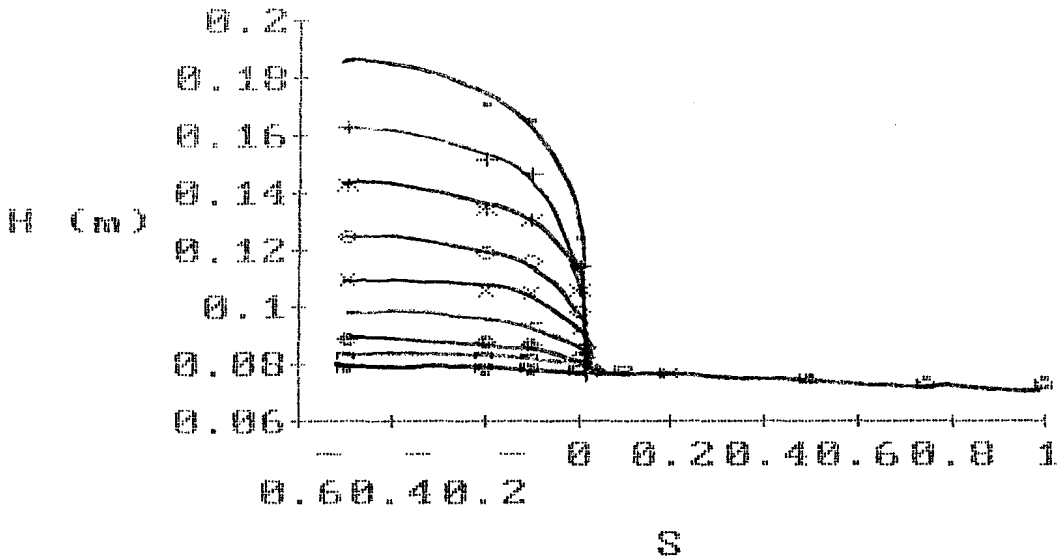
Fig. 5.8 - Energia mecânica total em cada seção em função do grau de contração e do número de Froude.

$F = 0,49$



•	$n = 0,90$
+	$n = 0,85$
x	$n = 0,75$
o	$n = 0,60$
x	$n = 0,55$
.	$n = 0,45$
+	$n = 0,35$
o	$n = 0,25$
•	$n = 0,20$
•	$n = 0,15$
•	$n = 0,10$

$F = 0,55$



•	$n = 0,90$
+	$n = 0,80$
x	$n = 0,75$
o	$n = 0,60$
x	$n = 0,55$
.	$n = 0,45$
•	$n = 0,35$
o	$n = 0,25$
•	$n = 0,15$
•	$n = 0,10$

Fig. 5.8 - Energia mecânica total em cada seção em função do grau de contração e do número de Froude.

A perda de energia é calculada tomando-se as diferenças de energia entre as seções S1 e S9. Aplicando a equação de Bernoulli entre as seções S1 e S9, tem-se:

$$z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_9 + h_9 + \frac{V_9^2}{2g} + h_{pn} + h_{pc} \quad (5.3.1)$$

onde  $h_{pn}$  = perda de energia no canal não obstruído;

$h_{pc}$  = perda de energia na contração local;

Admitindo-se que a perda de carga singular seja:

$$h_{pc} = k \frac{V_9^2}{2g} \quad (5.3.2)$$

onde  $k$  = coeficiente adimensional determinado experimentalmente

De forma a se calcular o coeficiente  $k$ , é necessário subtrair da perda de energia total, a perda de energia no canal sem a presença da ensecadeira ( $m = 0$ ); obtendo-se, assim, a parcela de energia devida, unicamente, à obstrução imposta ao canal. Finalmente, deve-se dividir esta parcela pela taquicarga na seção de jusante S9 e chega-se assim ao coeficiente  $k$ . Na figura 5.9 apresentam-se os coeficientes de perda de carga devido à presença da contração em função do número de Froude e do grau de contração da seção.

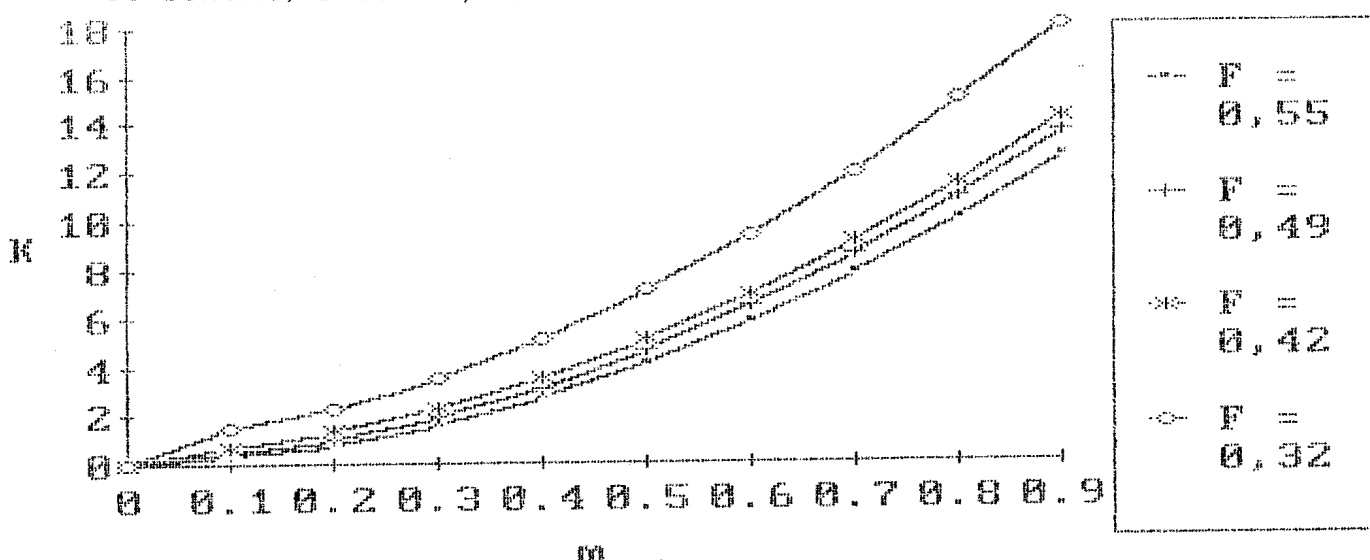


Fig. 5.9 - Coeficiente de perda de energia em função do grau de contração da seção.



Com base nestes dados, ajustam-se curvas do tipo  $h_{pc} = a m^b$  que são mostradas na tabela 5.2. Os parâmetros a e b são função do número de Froude do escoamento não perturbado, permitindo ajustar-se uma família de curvas aos dados na forma da última equação da tabela 5.3.

Froude	Equação
0,320	$k = 24,799 m^{1,62}$
0,420	$k = 16,777 m^{1,59}$
0,490	$k = 14,880 m^{1,59}$
0,550	$k = 12,807 m^{1,57}$
	$k = (6,207 F^{-1,199}) m^{1,524} F^{-0,059}$

Tab. 5.3 - Coeficiente de perda de carga em contrações em função do grau de contração e do número de Froude do escoamento.

## 5.5. ANÁLISE DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DO DIÂMETRO DO ENROCAMENTO PARA LANÇAMENTO DE ENSECADREIRAS EM PONTA DE ATERRO

Neste ítem, cada método é estudado individualmente em função da análise dimensional feita no capítulo quatro. Para tornar mais clara esta comparação, utilizam-se os coeficientes de cada fórmula (em geral apresentados como constantes), de forma a permitir que eles sejam colocados em função dos agrupamentos adimensionais ausentes. A relação adimensional proposta é mostrada novamente para facilitar a análise dos métodos, excluindo-se o número de Reynolds já que o escoamento é turbulento em todos os ensaios.

$$F \left[ \frac{d_{75}}{h_0}, F_0, m = \frac{B-b}{B}, \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w}, \frac{\tan \theta}{\tan \phi}, \eta \right] = 0 \quad (4.2.3)$$

### 5.5.1. MÉTODO DE IZBASH

O método de Izbash (1971) foi originalmente proposto para o erguimento de ensecadeiras através do lançamento transversal uniforme. Portanto, apresenta limitações na consideração da concentração do escoamento na seção contraída. Além disso, vários parâmetros adimensionais da relação 4.2.3 foram incorporados ao coeficiente da fórmula de Izbash:

$$V_{\max} = 1,20 \sqrt{2g \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} d} \quad (3.4.16)$$

Na fig 5.10 mostra-se que o coeficiente  $Y_B$  não pode ser considerado como constante, pois a dispersão dos pontos é muito grande (variando de 0,72 a 1,33). Desta maneira, o coeficiente de Izbash deve ser colocado em função de uma variável que explique mais adequadamente sua variação, o que é feito com o auxílio da relação adimensional 4.2.3.

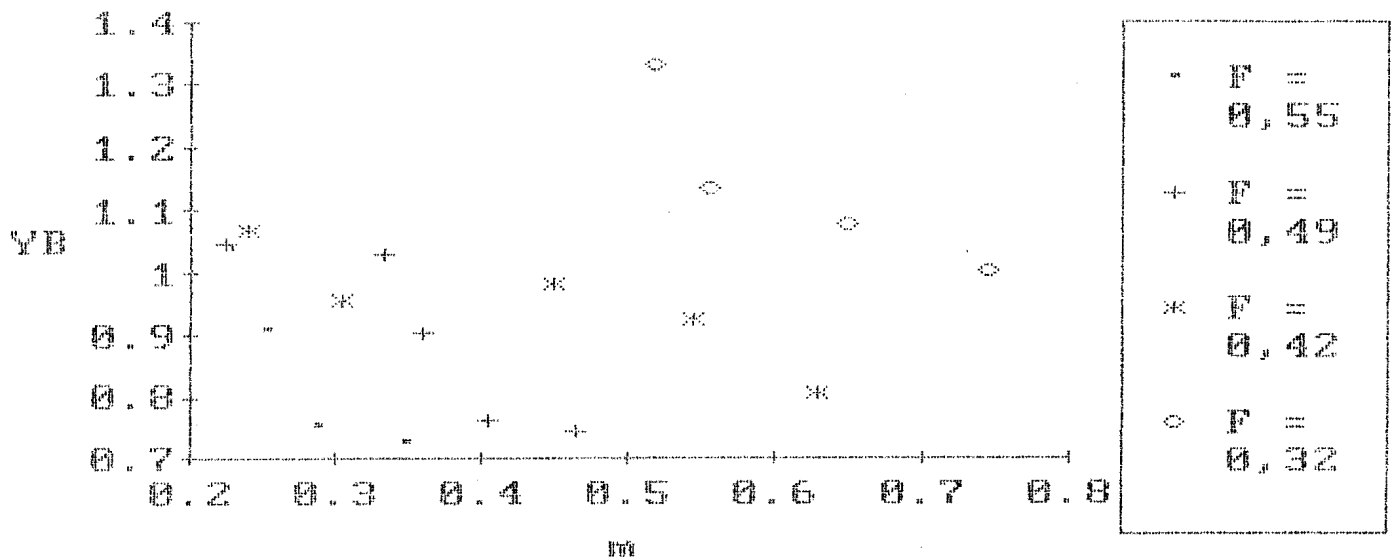


Fig. 5.10 - Coeficiente de Izbash em função do grau de contração da seção.

Re-escrevendo a equação 3.4.16 para isolar o coeficiente e denominando-o de YB tem-se:

$$YB = \frac{V_{max}}{\sqrt{2g \left( \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right) d}} \quad (5.5.1)$$

Nestas condições, pode-se comparar esta equação com a relação adimensional 4.2.3. A densidade relativa submersa do material é o parâmetro adimensional mais evidente considerado na fórmula de Izbash. No item 5.3 foi mostrado que a velocidade na brecha é função do grau de contração da seção, portanto o agrupamento  $\frac{B - b}{B}$  também está presente na equação. Contudo, este método falha em não incluir os agrupamentos  $\frac{d_{75}}{h_0}$ ,  $F_0$  e  $\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$ . Fazendo-se um gráfico da forma YB x  $(\tan \theta / \tan \phi)$  mostrado na fig 5.11 nota-se a dependência do coeficiente de Izbash em relação ao coeficiente de segurança do material colocado no talude. Deste gráfico observa-se que quanto mais próximo do ângulo de atrito interno do material ficar o talude da frente de lançamento menor será o coeficiente, obrigando a utilização de um diâmetro maior para a mesma condição de escoamento.

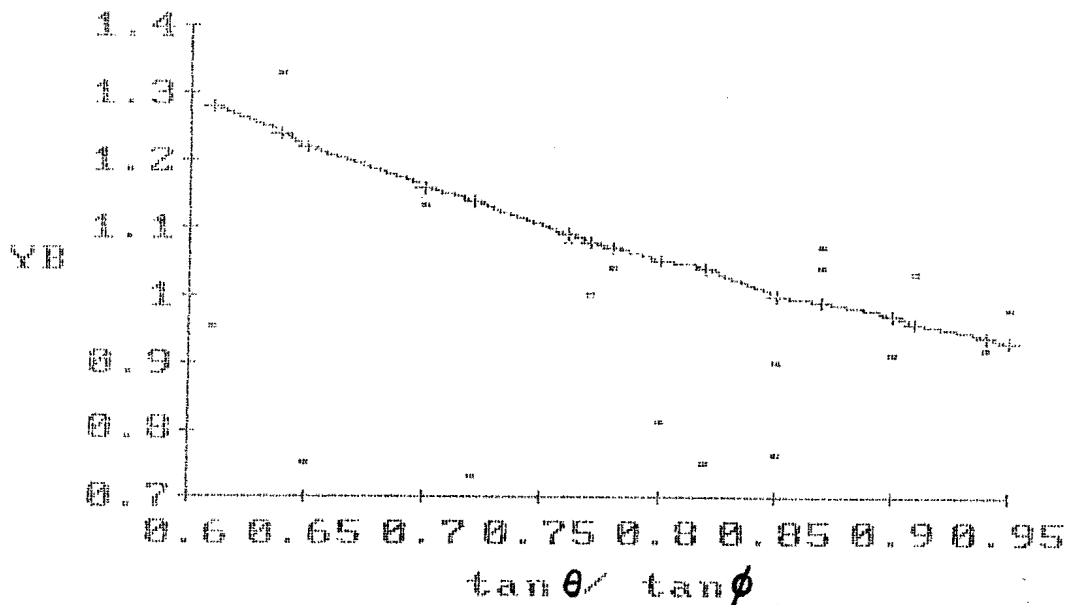


Fig. 5.11 - Coeficiente de Izbash em função do coeficiente de segurança do material colocado no talude.

Excluindo os fatores citados acima, o valor médio do coeficiente de Izbash, obtido na série de ensaios, é igual a 0,96, sendo inferior em cerca de 20% ao valor original. Esta diferença em parte é explicada por se tratar de lançamento em ponta de aterro ao invés de lançamento transversal uniforme para o qual o método foi inicialmente apresentado.

Desta maneira, o método de Izbash deve ser utilizado apenas para determinar a ordem de grandeza do diâmetro do bloco de pedra a ser lançado em ponta de aterro.

#### 5.5.2 MÉTODO DE STRAUB

A fórmula de Straub é semelhante a de Izbash, inclusive na limitação de não considerar a concentração do escoamento junto ao talude da frente de lançamento. Isolando o coeficiente de Straub, constata-se que a densidade relativa submersa e o grau de contração da seção (lembrando que  $V = f(m)$ ) são os agrupamentos da relação 4.2.3 presentes na fórmula. A diferença fundamental é

a inclusão do agrupamento  $\frac{h_0}{d_{75}}$  que representa o tamanho do bloco de pedra em relação a profundidade do escoamento não perturbado.

$$C_s = \frac{V}{\sqrt{2g \left( \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right) d_{75} \left( \frac{h_0}{d_{75}} \right)^{1/6}}} \quad (5.5.2)$$

A exemplo do coeficiente de Izbash, o coeficiente proposto por Straub, também não é constante, mesmo com a inclusão do termo  $\left( \frac{h}{d_{75}} \right)^{1/6}$  como mostra o gráfico da fig 5.12.

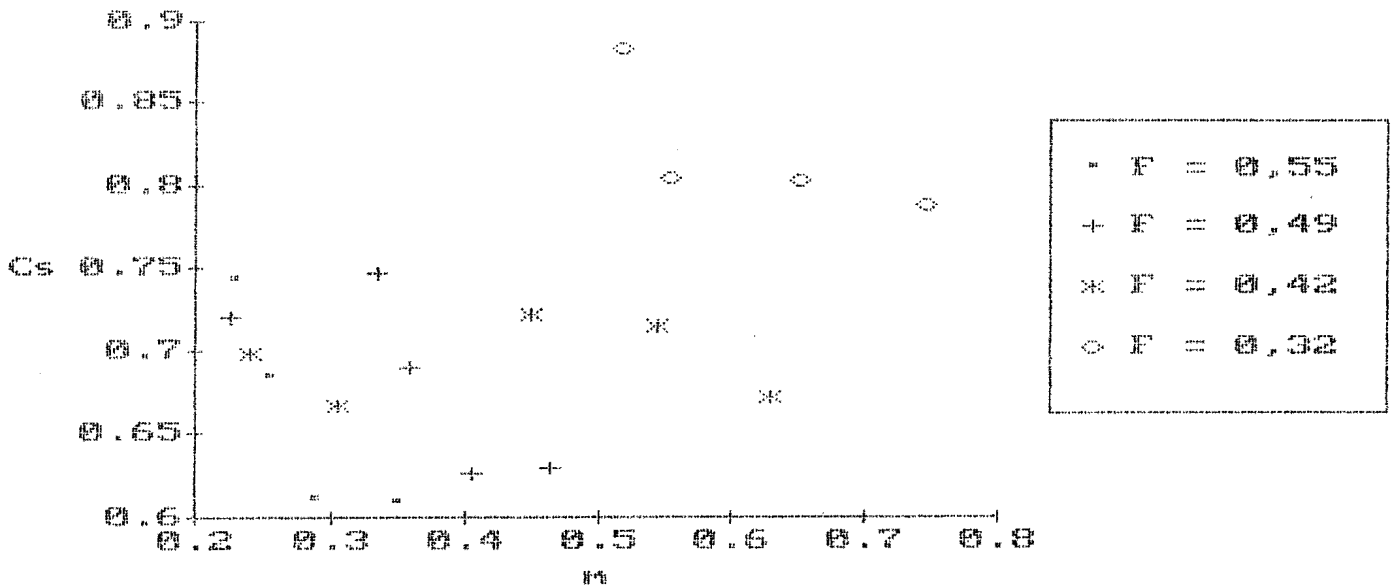


Fig. 5.12 - Coeficiente de Straub em função do grau de contração da seção.

Para verificar a influência do agrupamento  $\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$ , plota-se o gráfico da fig 5.13 onde o coeficiente de Straub é colocado em função deste parâmetro. Novamente observa-se um melhor resultado na determinação do coeficiente  $C_s$  quando se introduz o termo  $\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$ .

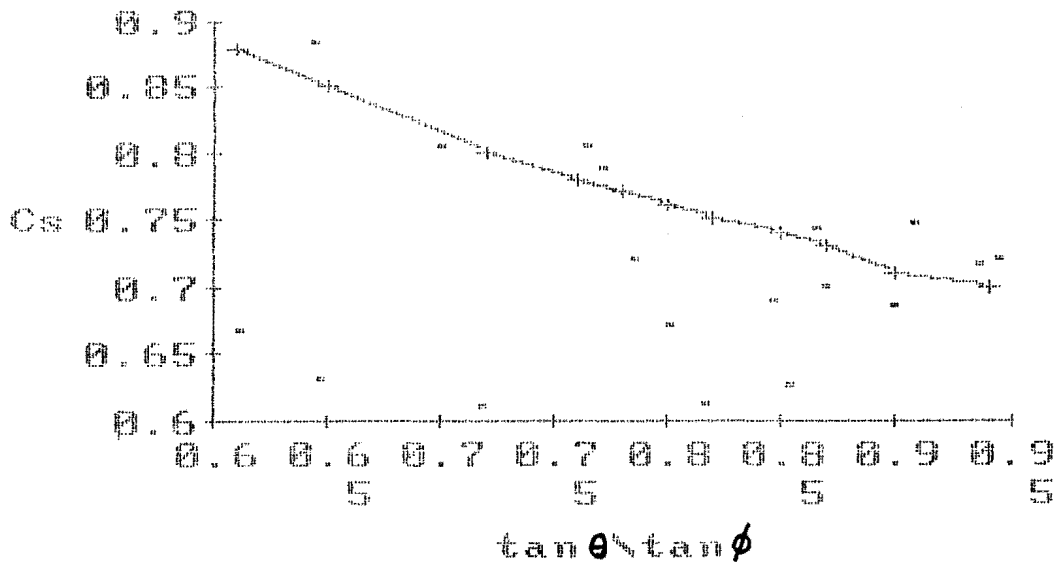


Fig. 5.13 - Coeficiente de Straub em função do coeficiente de segurança do material colocado no talude.

Calculando o valor médio do coeficiente de Straub para a série estudada obtém-se 0,71. Este valor é 32% inferior ao proposto por Straub. A explicação encontrada é que Straub levanta a hipótese que a tensão de cisalhamento crítica suportada pelo material é igual a  $0,06 (\gamma - \gamma_w) d$ , contudo este valor é válido para a pedra colocada no fundo do canal, sendo menor para a pedra colocada em um talude, segundo Lane. Assim a fórmula de Straub tende a sugerir um diâmetro de material inferior ao necessário para o fechamento.

No método de Straub, a influência do termo  $\frac{h_0}{d_{75}}$  não fica bem evidenciada porque ele está elevado a potência  $1/6$ . Neste trabalho, o maior e o menor quociente  $\frac{h_0}{d_{75}}$  são, respectivamente, 11,80 e 2,80. Ao elevar estes valores à potência  $1/6$ , obtém-se 1,50 e 1,18 respectivamente, ou seja, valores muito próximos. O reflexo deste fato é mostrado no gráfico da fig 5.14, onde está plotado o coeficiente de Straub x coeficiente de Izbash podendo-se ajustar uma reta da forma  $C_s = a Y_B + b$ . Sabendo-se que  $C_s = Y_B \times \left(\frac{h}{d_{75}}\right)^{1/6}$  tem-se que  $a = \left(\frac{h_0}{d_{75}}\right)^{1/6}$  ou seja um valor praticamente constante

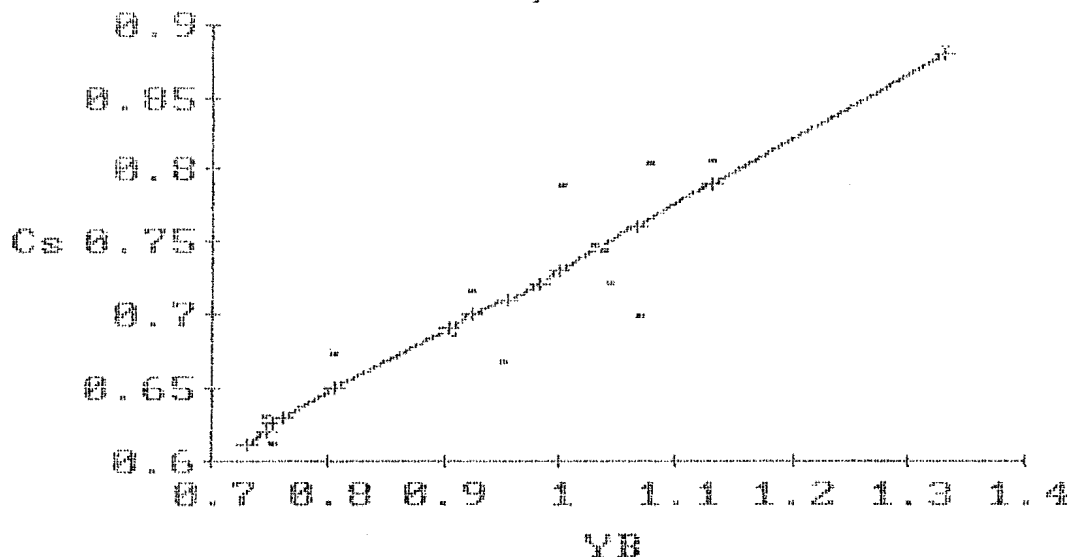


Fig. 5.14 - Coeficiente de Straub x Coeficiente de Izbash.

Devido à deficiência do método exposto acima (admissão de uma tensão de cisalhamento crítica superior à suportada pelo material no talude), recomenda-se o emprego da fórmula de Straub apenas como indicativo do diâmetro do bloco de pedra a ser lançado.

### 5.5.3 MÉTODO DE NAYLOR

Através da análise teórica, Naylor encontra duas situações que ocorrem no lançamento de enrocamento para construção de ensecadeiras como abordado no item 3.4.2. A situação que é do interesse no presente trabalho refere-se ao escoamento ao longo do talude ( $\beta = 0^\circ$  na equação 3.4.17) e a equação fica:

$$d = \frac{C_n V^2}{g E \cos \theta \sqrt{\tan^2 \phi - \tan^2 \theta}} \quad (3.4.19)$$

onde  $C_n = \frac{C_D k_1}{2 k_2}$  e

$$E = \left[ \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right]$$

Alterando-se a equação acima de forma a colocá-la semelhantemente às analisadas anteriormente tem-se:

$$V = \frac{1}{C_n} \sqrt{2 g \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} d^{75} \cos \theta ( \tan^2 \phi - \tan^2 \theta )^{1/2}} \quad (5.5.3)$$

Uma vez que a densidade relativa submersa do material e o grau de contração da seção são considerados no método de Naylor, a diferença fundamental entre esta fórmula e as estudadas anteriormente é a inclusão da tangente do ângulo de inclinação do talude ( $\tan \theta$ ) e da tangente do ângulo de atrito interno do material ( $\tan \phi$ ), fatores que tem influência na determinação do diâmetro do bloco a ser lançado como mostrado nas análises anteriores.

A fórmula de Naylor não considera a importância da forma da seção representada pelo raio hidráulico. Este parâmetro pode ser incluído se o coeficiente  $C_n$  for colocado em função de  $h_0/d^{75}$  como mostrado na fig 5.15, obtendo-se uma curva bem ajustada aos dados confirmando que este é um parâmetro que deve estar presente em qualquer método para a determinação do bloco a ser lançado em ponta de aterro.

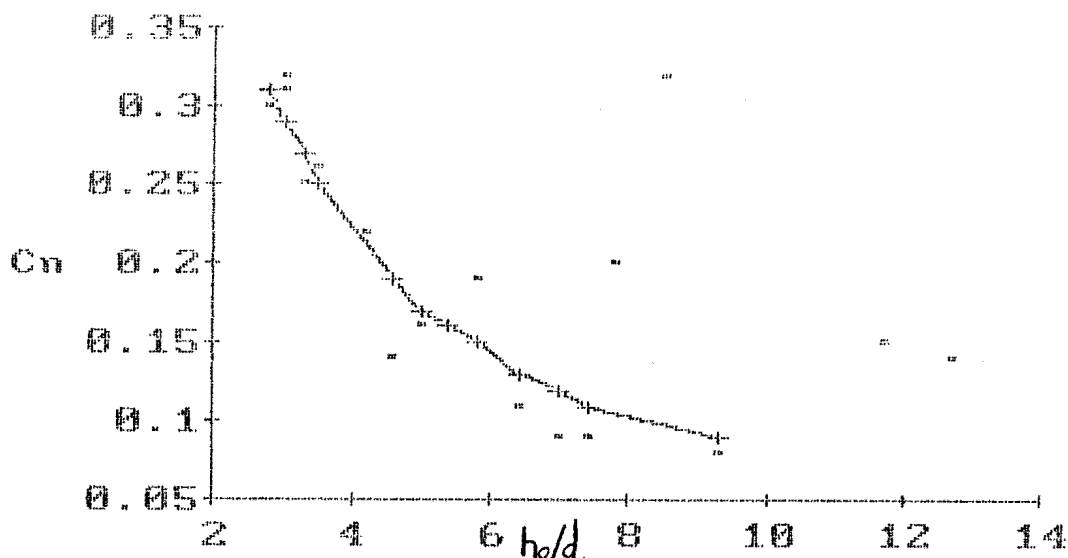


Fig. 5.15 - Coeficiente de Naylor em função do diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento.



#### 5.5.4.MÉTODO DE DAS

No presente trabalho, estendeu-se o método de Das (1972) para canais a fundo fixo. Os agrupamentos adimensionais adotados foram os mesmos que Das considerou como os mais relevantes, ou seja:

$$\eta = f \left( m, F_0, \frac{d_{75}}{h_0} \right) \quad (5.5.3)$$

Comparando os agrupamentos adimensionais com a relação 4.2.3, observa-se que neste método, nem a influência do peso específico submerso do material  $\left(\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w}\right)$ , nem o inverso do coeficiente de segurança do material  $(\tan \theta / \tan \phi)$ , são considerados.

A eficiência do material no que se refere ao avanço da face de lançamento, foi calculada conforme a metodologia proposta no item 4.3.

Os gráficos oriundos dos resultados dos ensaios são mostrados na figura 5.16, colocando-se a eficiência em função do grau de contração da seção, da relação  $\frac{d_{75}}{h_0}$  e do número de Froude. Este método é bastante útil no caso de haver dificuldades na obtenção de blocos de pedra de grandes dimensões, pois aceitando uma certa perda de material, ainda é possível reduzir a brecha com o mesmo diâmetro do bloco de pedra. A medida que aumenta a relação  $\frac{d_{75}}{h_0}$ , aumenta a capacidade do material de contrair a seção, como é esperado, porém a taxa de perda de eficiência dos diferentes diâmetros do material mantém-se praticamente constante, sendo independente da relação  $\frac{d_{75}}{h_0}$ . Este fato é constatado, observando-se que a declividade das várias retas ajustadas aos dados tem a mesma declividade.

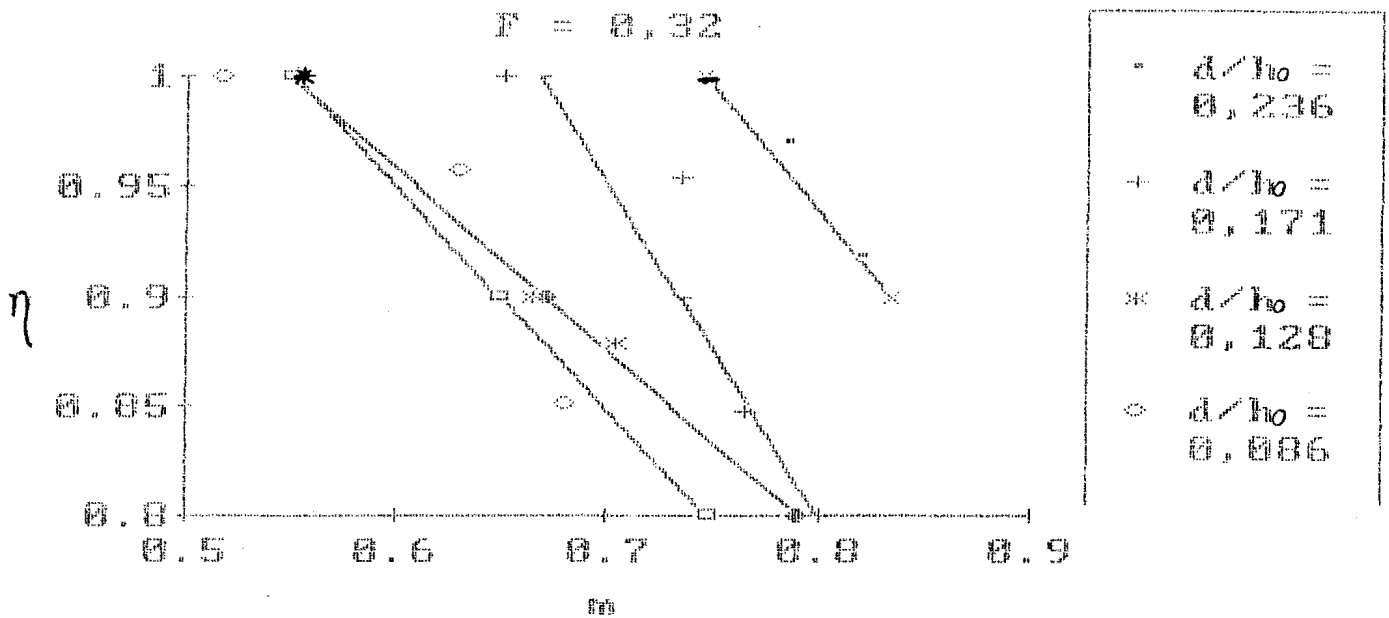


fig. 5.16.a - Eficiência do material em função do grau de contração da seção.

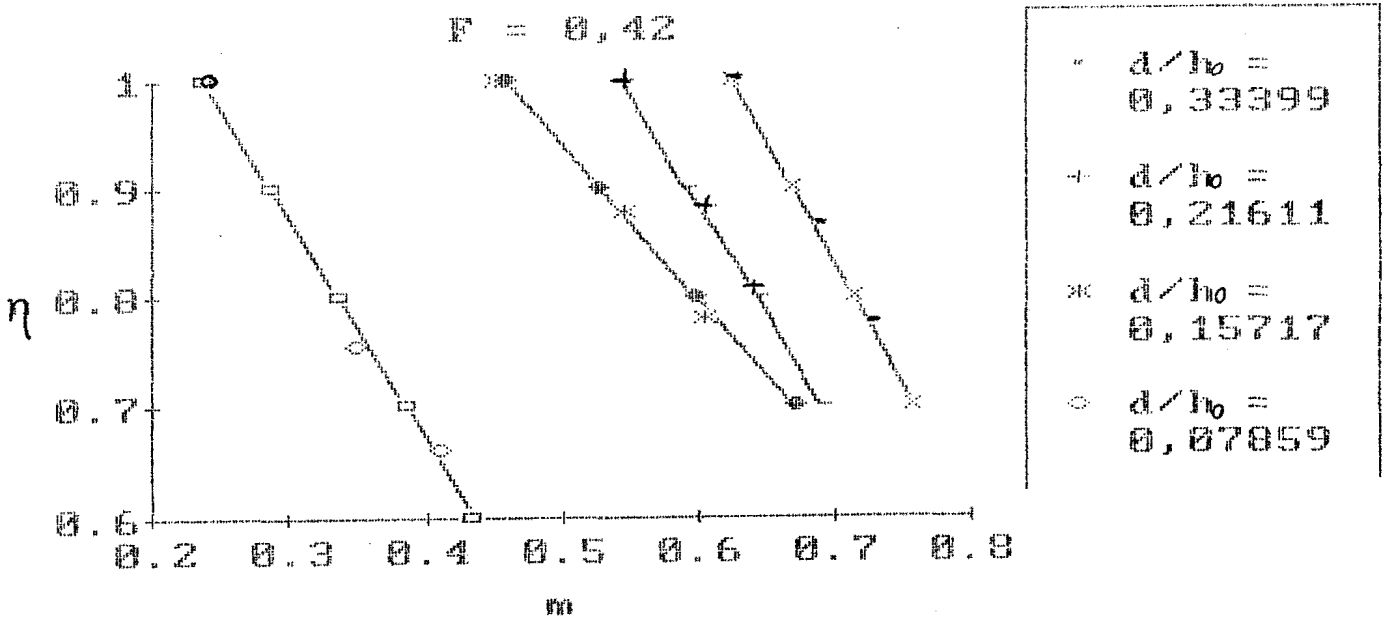


fig. 5.16.b - Eficiência do material em função do grau de contração da seção.

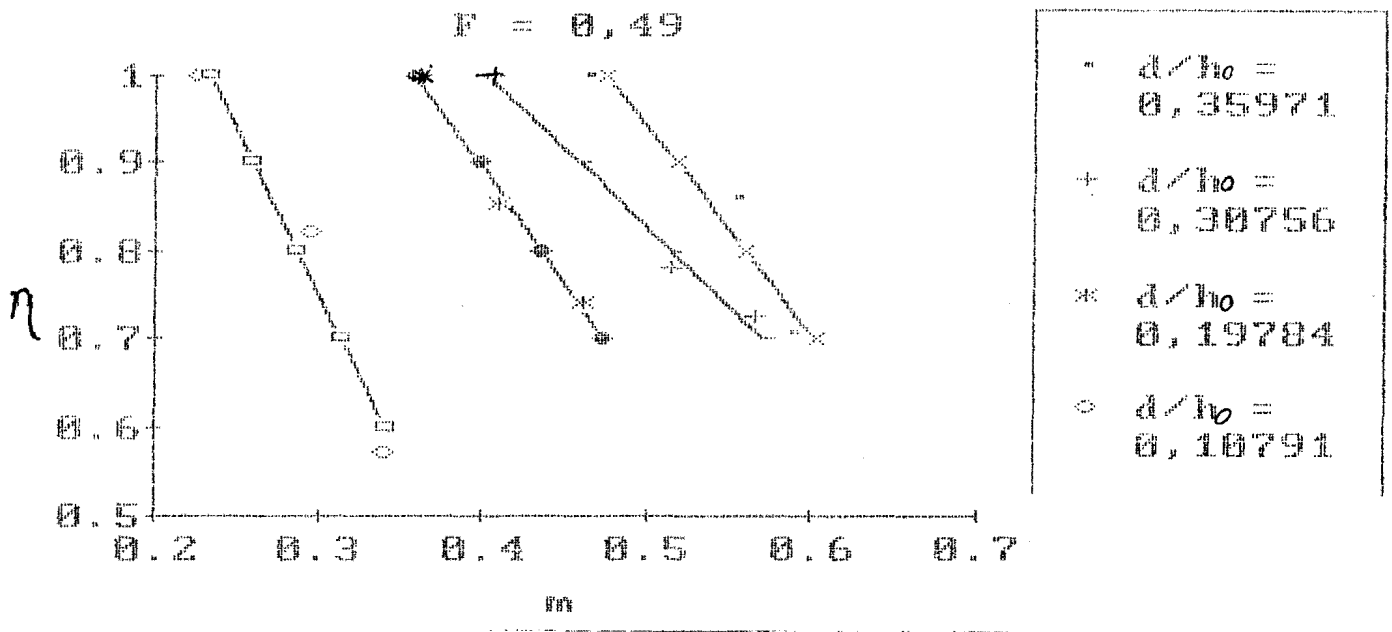


fig. 5.16.c - Eficiência do material em função do grau de contração da seção.

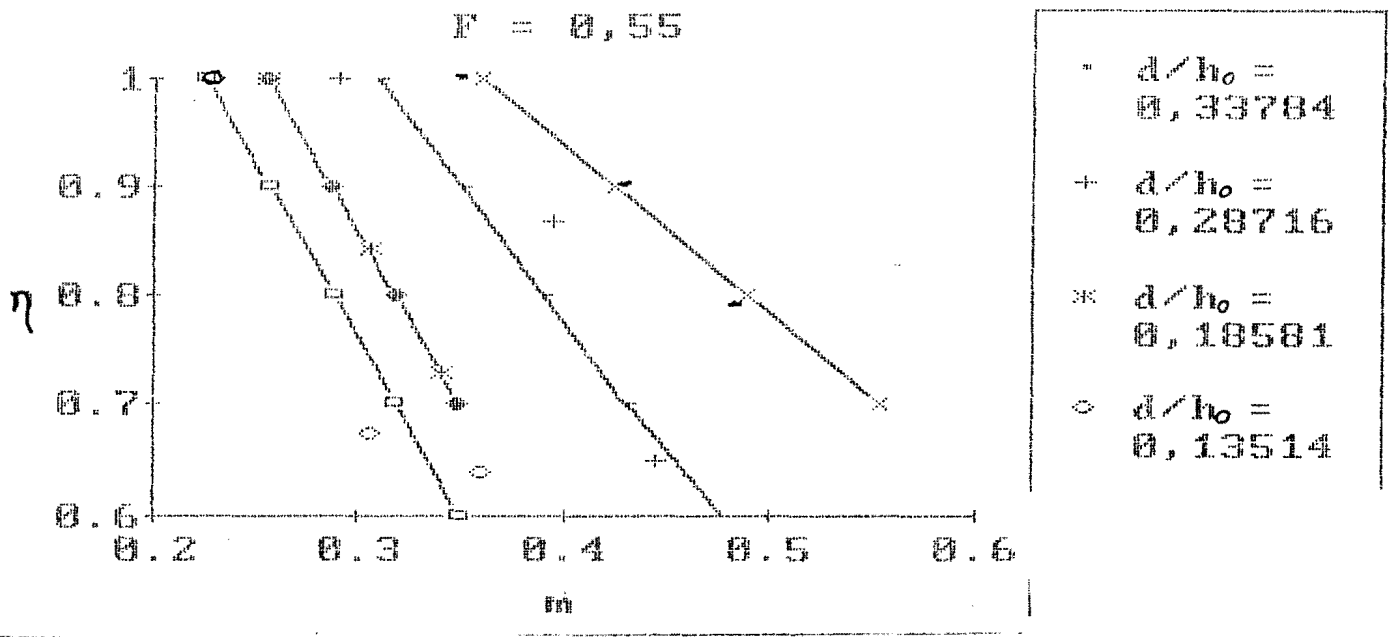


fig. 5.16.d - Eficiência do material em função do grau de contração da seção.

De forma a tornar mais prática a utilização deste método, utiliza-se a técnica de regressão linear para mudar a disposição das variáveis nos gráficos. O objetivo é colocar o adimensional  $\frac{d_{75}}{h_0}$  em função do grau de contração da seção, sendo que cada curva refere-se a um número de Froude e cada gráfico a uma determinada eficiência do material. Através da utilização das retas ajustadas aos dados da fig.5.16, fixando graus de eficiência iguais a 1,0 ; 0,9 ; 0,8 e 0,7, consegue-se colocar  $\frac{d_{75}}{h_0}$  em função de  $m$ , como mostrado na fig. 5.17.

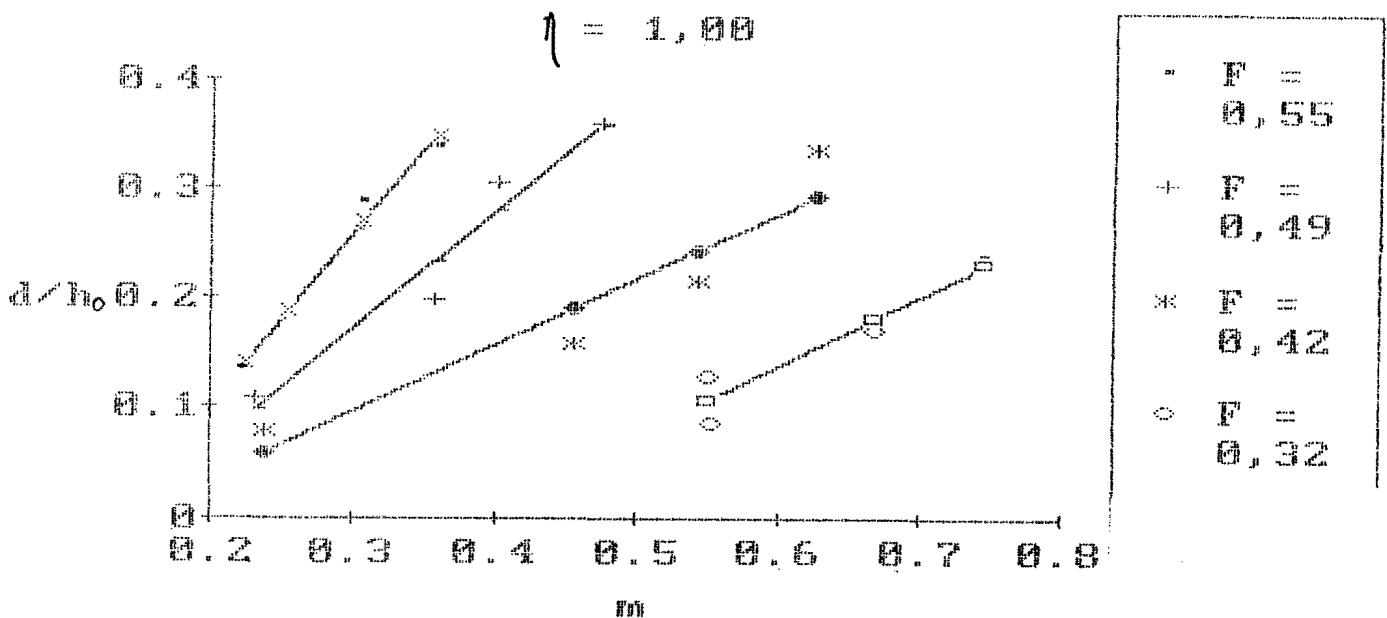


Fig. 5.17.a - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para eficiência = 1,00.

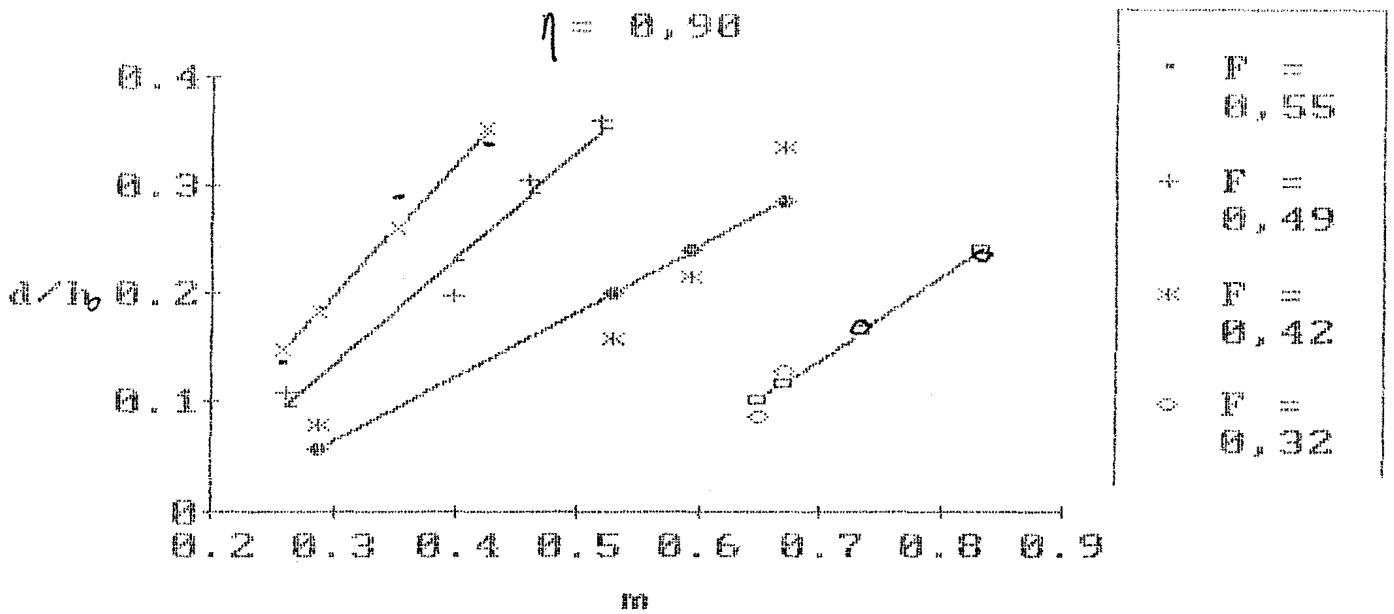


Fig. 5.17.b - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para eficiência = 0,90.

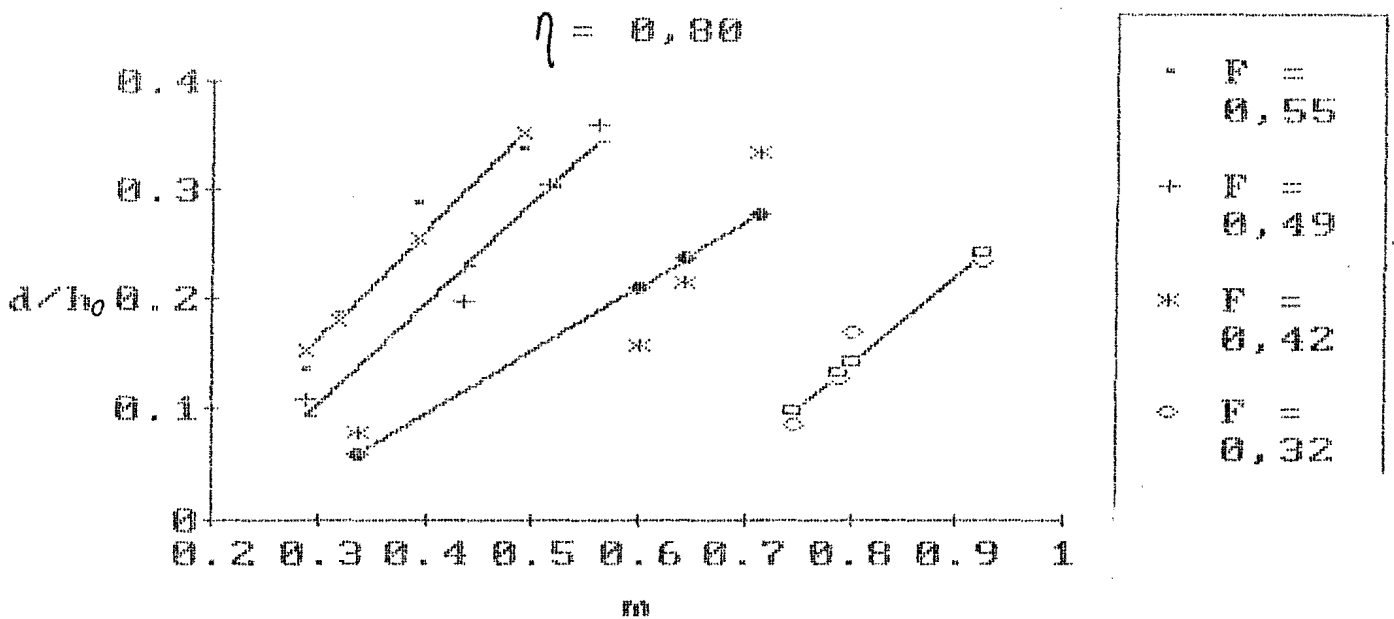


Fig. 5.17.c - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para determinada eficiência = 0,80.

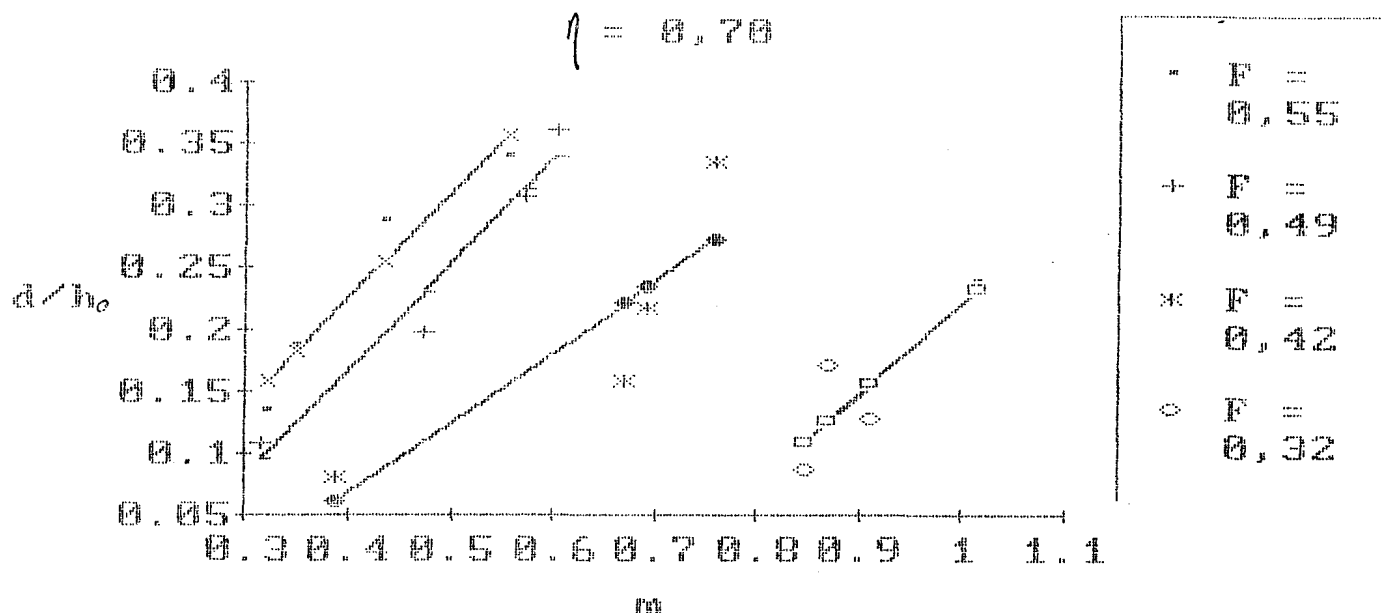


Fig. 5.17.d - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para determinada eficiência.

Na tabela 5.4 são mostrados os coeficientes de correlação ( $r^2$ ) das regressões realizadas com os dados da fig. 5.17.

F0	$\eta$	$r^2$
0,32	1,00	0,866
0,32	0,90	0,946
0,32	0,80	0,875
0,32	0,70	0,594
0,42	1,00	0,827
0,42	0,90	0,770
0,42	0,80	0,701
0,42	0,70	0,622

tab. 5.4 - Coeficientes de correlação das retas ajustadas aos dados da fig. 5.17.

F <sub>0</sub>	η	r <sup>2</sup>
0,49	1,00	0,921
0,49	0,90	0,940
0,49	0,80	0,942
0,49	0,70	0,935
0,55	1,00	0,973
0,55	0,90	0,942
0,55	0,80	0,913
0,55	0,70	0,890

tab. 5.4 - Coeficientes de correlação das retas ajustadas aos dados da fig. 5.17.

Conhecendo os parâmetros do escoamento como velocidade média e altura da lâmina de água e a largura da seção a ser contraída, através deste método pode-se obter facilmente dos gráficos o diâmetro do bloco de pedra necessário para alcançar-se determinado grau de contração da seção com determinada eficiência. A utilização deste método restringe-se a contrações da seção máximas de 60% para números de Froude 0,49 e 0,55 e 80% para números de Froude de 0,32 e 0,42 e eficiência mínima de 70% que são os valores limites deste trabalho.

#### 5.5.5.MÉTODO DE SANDOVER

Sob o enfoque da relação 4.2.3, os métodos analisados até aqui apresentam deficiências na sua dedução, ora por desconsiderar a relação diâmetro representativo do material em relação a profundidade do escoamento ( $\frac{d}{h_0}$ ), ora por não considerar o ângulo de inclinação do talude ( $\theta$ ) e o ângulo de atrito interno do material ( $\phi$ ). Estes dois fatores influem nos coeficientes propostos pelos autores como foi abordado quando da análise dos métodos de Izbash, Straub e Naylor.

Sandover em seu método introduz a importância do coeficiente de segurança do talude ( $\frac{\tan \phi}{\tan \theta}$ ), assim como o peso específico submerso do material ( $\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma}$ ) no termo K da sua fórmula. A influência do grau de contração (m) é incorporada ao coeficiente de vazão C, uma vez que este é função daquele. O coeficiente C, segundo Sandover, é dado pela fig. 3.4.4. Assim, o diâmetro do bloco de pedra pode ser calculado através das equações 3.4.11 e 3.4.12:

$$C^{2/3} \left[ \frac{Q}{b} \right]^{1/3} = K \log_{10} \left[ CT \frac{b}{d} \right] \quad (3.4.11)$$

$$\text{onde } K = 4,65 \left[ g d \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} (\cos^2 \alpha \tan^2 \phi - \sin^2 \alpha)^{1/2} \right]^{1/2} \quad (3.4.12)$$

Antes de se estudar os parâmetros que definem o coeficiente CT é necessário fazer uma análise dimensional da equação 3.4.11 e 3.4.12 para se comprovar que o coeficiente C, da forma que é apresentado por Sandover, não é adimensional.

$$(L^{1/2} T^{-1})^{2/3} (L^3 T^{-1})^{1/3} = (L T^{-1}) (L^0 T^0) \quad (5.5.4)$$

A presença de um coeficiente dimensional, no caso com dimensões ( $L^{1/3} T^{-2/3}$ ), traz problemas de utilização da fórmula se não for empregado o sistema de unidades para o qual ela foi deduzida. Assim, neste trabalho, sugere-se a alteração do método de Sandover. A modificação proposta é a substituição do lado esquerdo da equação 3.4.25 simplesmente pela velocidade média na brecha que tem a mesma dimensão do lado direito e é calculada pela equação 5.2.1. Assim pode-se calcular o coeficiente CT como mostra a tabela 5.5.

$$V = K \log_{10} \left( CT \frac{b}{d} \right) \quad (5.5.5)$$



m	V <sub>m</sub>	d <sub>75</sub>	θ	φ	C <sub>T</sub>
0,518	0,4789	0,004	26,56	37,80	0,02980
0,630	0,5380	0,004	30,58	37,80	0,05310
0,680	0,5643	0,004	32,89	37,80	0,07798
0,555	0,4986	0,006	30,96	39,00	0,04302
0,665	0,5564	0,006	31,43	39,00	0,06659
0,705	0,5775	0,006	32,79	39,00	0,08489
0,650	0,5485	0,008	31,90	39,20	0,07066
0,735	0,5932	0,008	36,50	39,20	0,14290
0,765	0,6090	0,008	37,51	39,20	0,20416
0,745	0,5985	0,011	32,70	39,80	0,12335
0,785	0,6195	0,011	36,58	39,80	0,19113
0,820	0,6379	0,011	36,68	39,80	0,24005

Tabela 5.5.a - Coeficiente de Sandover calculado com dados obtidos na série de ensaios de F = 0,32.

m	Vm	d75	$\theta$	$\phi$	Cr
0,240	0,3843	0,004	34,00	37,80	0,01984
0,350	0,4445	0,004	33,52	37,80	0,02734
0,410	0,4774	0,004	30,93	37,80	0,02831
0,305	0,4199	0,006	26,34	39,00	0,02082
0,410	0,4774	0,006	34,94	39,00	0,03765
0,450	0,4993	0,008	37,62	39,20	0,06487
0,545	0,5513	0,008	36,50	39,20	0,07457
0,605	0,5842	0,008	34,22	39,20	0,07566
0,545	0,5513	0,011	37,95	39,80	0,09292
0,605	0,5842	0,011	37,80	39,80	0,11276
0,640	0,6034	0,011	37,66	39,80	0,12653
0,630	0,5979	0,017	34,19	40,30	0,10977
0,690	0,6307	0,017	33,00	40,30	0,13226
0,730	0,6527	0,017	35,07	40,30	0,16898

Tabela 5.5.b - Coeficiente de Sandover calculado com dados obtidos na série de ensaios de  $F = 0,42$ .

m	V <sub>m</sub>	d <sub>75</sub>	θ	φ	C <sub>r</sub>
0,225	0,4602	0,006	32,44	39,00	0,02382
0,295	0,5011	0,006	29,60	39,00	0,02619
0,340	0,5274	0,006	27,31	39,00	0,02802
0,335	0,5244	0,008	36,50	39,20	0,04756
0,360	0,5391	0,008	36,44	39,20	0,05094
0,360	0,5391	0,011	35,20	39,80	0,04917
0,410	0,5683	0,011	28,00	39,80	0,04523
0,460	0,5975	0,011	30,08	39,80	0,05396
0,405	0,5654	0,017	35,92	40,30	0,06978
0,515	0,6296	0,017	34,83	40,30	0,08991
0,565	0,6589	0,017	28,02	40,30	0,08825
0,465	0,6004	0,020	27,96	40,80	0,07334
0,555	0,6530	0,020	30,78	40,80	0,09762
0,590	0,6735	0,020	29,29	40,80	0,10586

Tabela 5.5.c - Coeficiente de Sandover calculado com dados obtidos na série de ensaios de  $F = 0,49$ .

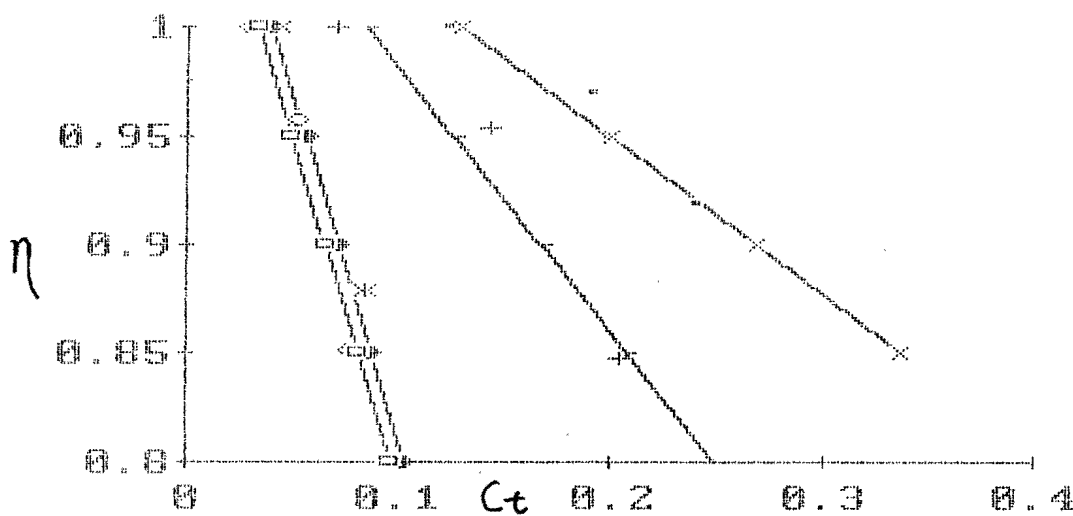
m	V <sub>m</sub>	d <sub>75</sub>	θ	φ	CT
0,228	0,5278	0,008	36,06	39,20	0,03927
0,305	0,5653	0,008	35,00	39,20	0,04348
0,360	0,5920	0,008	31,59	39,20	0,04175
0,255	0,5411	0,011	36,85	39,80	0,04786
0,305	0,5653	0,011	36,09	39,80	0,05058
0,340	0,5823	0,011	31,88	39,80	0,04512
0,290	0,5580	0,017	34,72	40,30	0,05496
0,395	0,6089	0,017	35,09	40,30	0,07064
0,445	0,6332	0,017	33,30	40,30	0,07480
0,350	0,5871	0,020	31,77	40,80	0,06288
0,430	0,6258	0,020	33,97	40,80	0,07921
0,485	0,6579	0,020	29,02	40,80	0,08195

Tabela 5.5.d - Coeficiente de Sandover calculado com dados obtidos na série de ensaios de  $F = 0,55$ .

Para o cálculo do diâmetro do bloco de pedra, através da fórmula de Sandover, só resta determinar o coeficiente CT. Sob o enfoque da análise dimensional do item 4.3, o coeficiente CT deve ser função de  $\frac{d}{h_0}$ ,  $F_0$  e  $\eta$  para se ter uma fórmula completa. Sandover propõe que a influência da forma da seção seja representada pela sua largura (B). Contudo, para representar a forma da seção, o raio hidráulico se mostra mais adequado (inclusive para representar o desenvolvimento das tensões de cisalhamento na seção do canal). Desta maneira, outra substituição é proposta no método de Sandover, ou seja determinar o coeficiente CT em função de  $\frac{d}{h_0}$  ao invés de  $\frac{d}{B}$ , considerando equivalentes o raio hidráulico e a profundidade do escoamento ( $h_0$ ). A influência das condições iniciais do escoamento é representada pelo número de Froude do escoamento não perturbado.

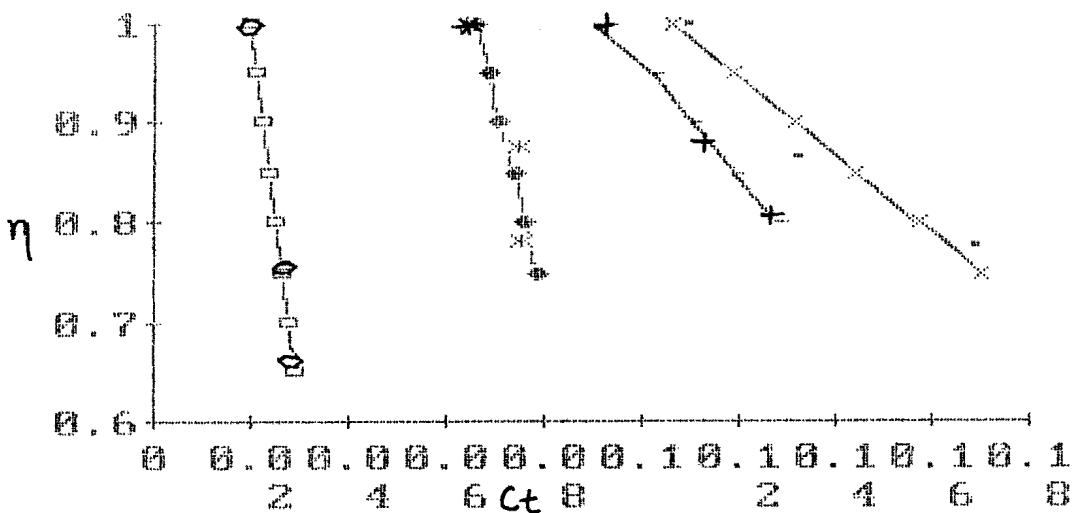
Os bons resultados obtidos neste trabalho ao aplicar-se o método de Das, estimulam o estudo do efeito da eficiência do material na determinação do coeficiente de Sandover (Ct). Na figura 5.18 são apresentados gráficos relacionando o coeficiente de Sandover modificado em função de  $\frac{d}{h_0}$ , F0 e  $\eta$ . Analisando a equação 5.5.5 e os gráficos acima é facilmente demonstrável que para uma mesma situação de escoamento representada pelo lado esquerdo da fórmula, admitindo-se perdas de material, ou seja blocos de pedra arrastados além dos limites do talude de jusante da ensecadeira, é possível contrair a seção sem aumentar o diâmetro do bloco, porque uma eficiência menor implica em um coeficiente de Sandover maior e para manter a igualdade da equação, a largura da brecha (b) deve diminuir.

$$F = 0,32$$



- $d/h = 0,236$
- +  $d/h = 0,171$
- \*  $d/h = 0,128$
- $d/h = 0,086$

$$F = 0,42$$



- $d/h_0 = 0,334$
- +  $d/h_0 = 0,216$
- \*  $d/h_0 = 0,157$
- $d/h_0 = 0,079$

Fig. 5.18.a e b - Eficiência do material em função do coeficiente de Sandover adotado.

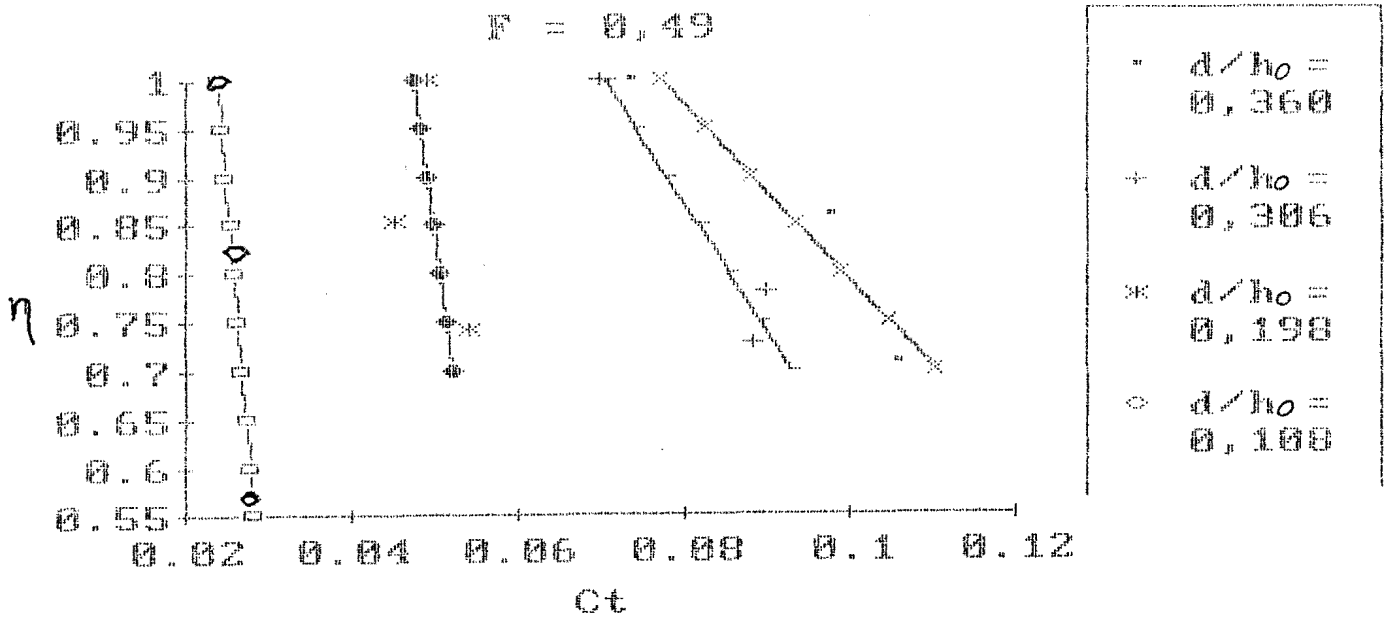


Fig. 5.18.c - Eficiência do material em função do coeficiente de Sandover adotado.

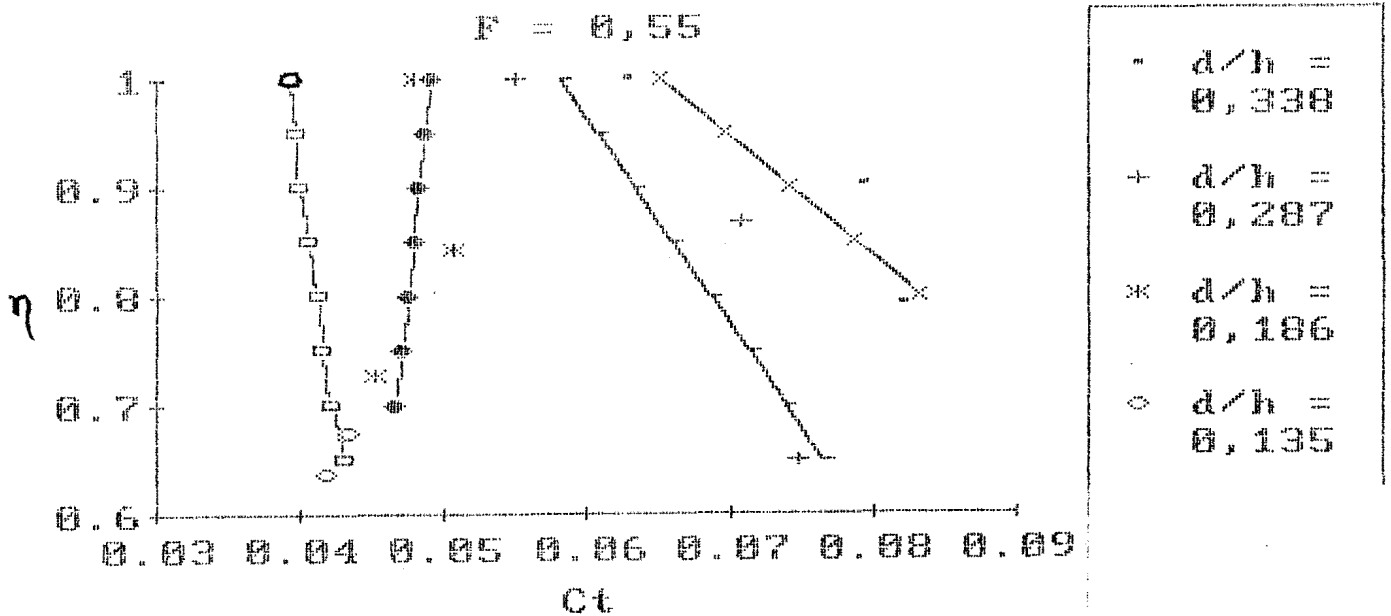


Fig. 5.18.d - Eficiência do material em função do coeficiente de Sandover adotado.

Através do ajuste de retas  $CT = a + b \eta$  é possível gerar novos dados fixando-se  $\eta = 1,00; 0,90; 0,80; 0,70$ . A partir daí, novo ajuste do tipo  $CT = f\left(\frac{d}{h_0}\right)$  é processado, possibilitando plotar-se nos gráficos da figura 5.19, com eficiências iguais às citadas acima, curvas de  $\frac{d}{h_0}$  fixo da forma  $CT = f(F)$ .

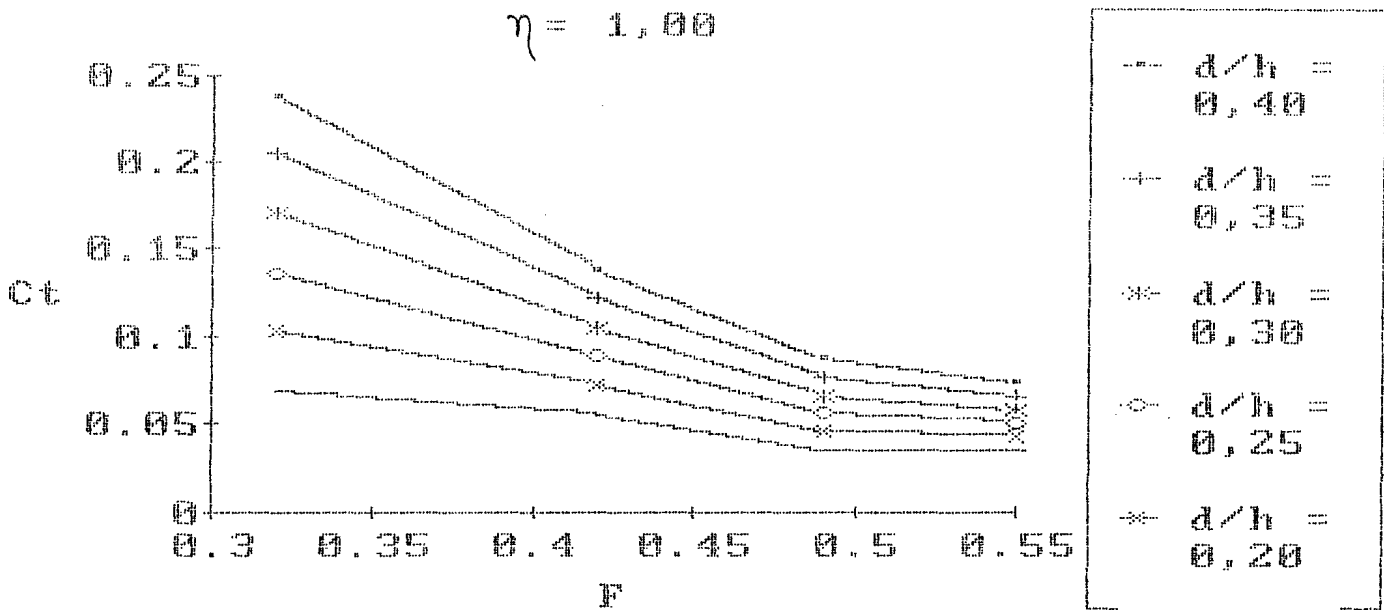


Fig. 5.19 a - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.

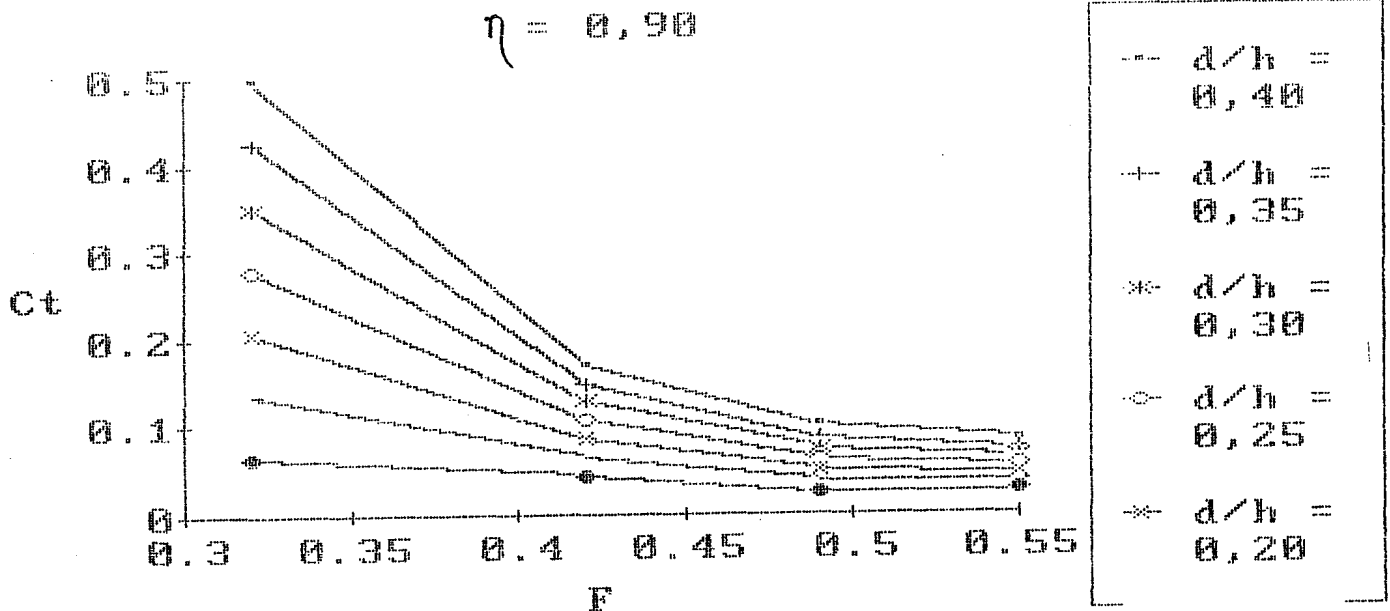


Fig. 5.19 b - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.

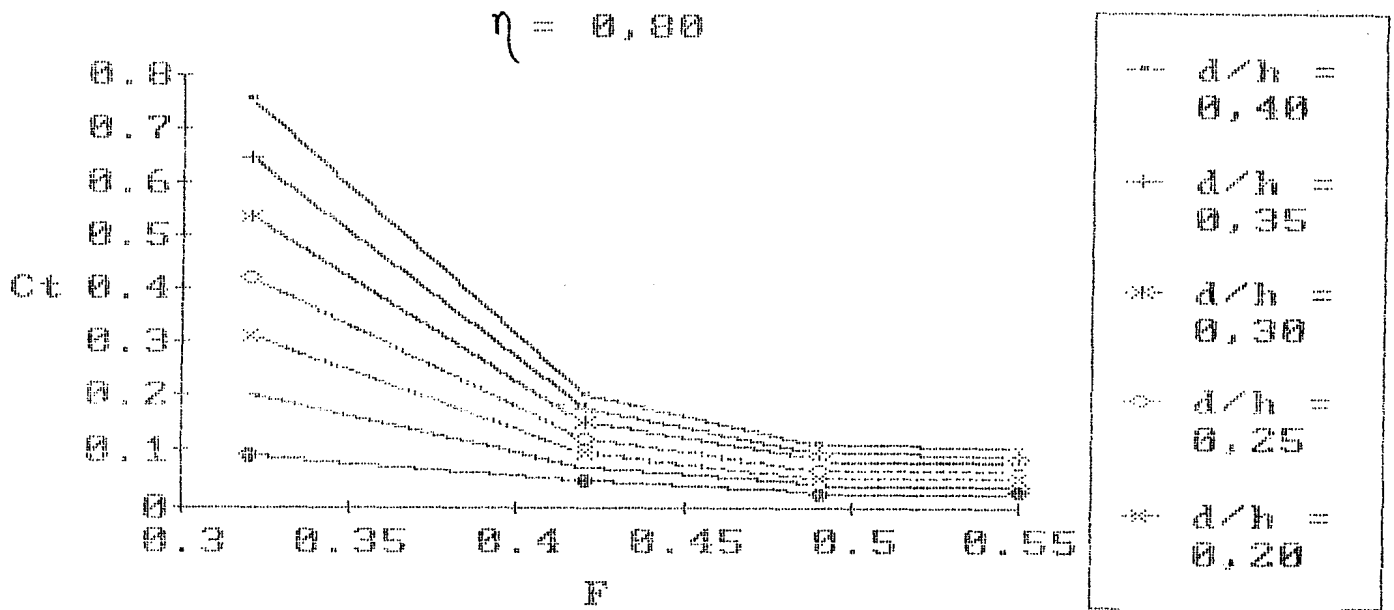


Fig. 5.19 c - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.

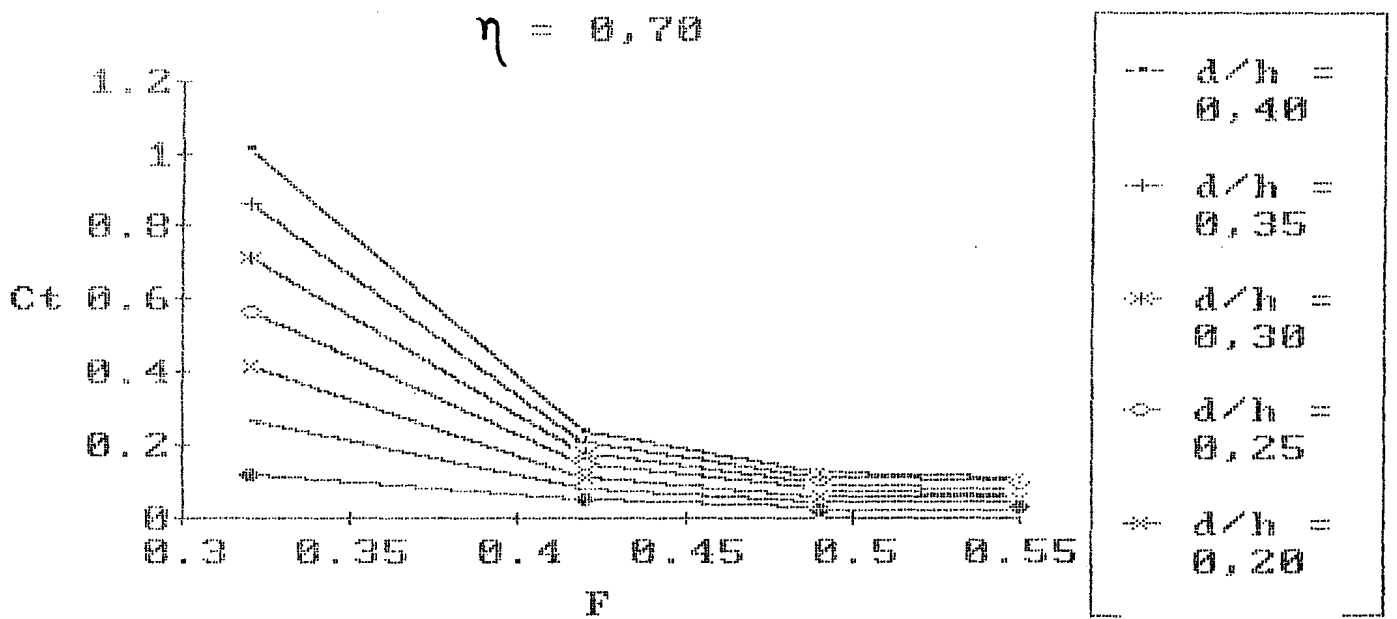


Fig. 5.19 d - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.



Processando uma regressão linear, múltipla tendo como variável dependente o  $\log_e (CT)$  e como variáveis independentes  $\log_e \left( \frac{d_{75}}{h_0} \right)$ ,  $\log_e (F_0)$  e  $\log_e (\eta)$ , obtém-se a equação:

$$CT = 0,0707 F_0^{-2,11} \left( \frac{d_{75}}{h_0} \right)^{1,14} \eta^{-0,788}$$

com um coeficiente de correlação ( $r^2$ ) = 0,813.

O método de Sandover modificado neste trabalho é dado pela equação  $V = K \log_{10} \left( CT \frac{b}{d} \right)$ , sendo CT função de  $\frac{d}{h_0}$ ,  $F_0$  e  $\eta$  é o mais completo dentre os estudados, pois considera todos os agrupamentos da relação 4.2.3. Somando-se a isso o alto coeficiente de correlação da equação ajustada para o coeficiente CT, pode-se concluir que este é o melhor método para o dimensionamento do bloco de pedra a ser lançado em ponta de aterro na construção de ensecadeiras.

## 6. CONCLUSÕES

Neste trabalho emprega-se a velocidade como fator representativo do escoamento capaz de arrastar os blocos de pedra lançados em ponta de aterro para construção de ensecadeiras. A adoção deste parâmetro deve-se a facilidade de sua determinação, além de ser fator largamente empregado na bibliografia. Contudo, tenta-se relacionar a velocidade com a tensão de cisalhamento que é o fator que melhor representa os esforços hidrodinâmicos sobre os blocos de pedra.

Para o cálculo da velocidade média do escoamento na brecha aplica-se a equação da continuidade na seção do eixo da ensecadeira -  $V = \frac{Q}{C B h_s^4}$  - sendo a lâmina de água na seção (  $h_s$  ) dada pelas curvas obtidas pela aplicação do método de Sandover e o coeficiente de vazão (  $C$  ) dado pela aplicação do método de Kindsvater e Carter.

### 6.1. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DO ENROCAMENTO PARA LANÇAMENTO EM PONTA DE ATERRO

No método de Izbash, os agrupamentos  $\frac{d}{h_0}$ ,  $F_0$  e  $\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$  não estão presentes na equação. O coeficiente  $YB$  mostra ser função do inverso do coeficiente de segurança do talude ( $\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$ ), como mostrado na fig. 6.1. Calculando-se o coeficiente médio dos resultados dos ensaios, obtém-se o valor 0,96. Este valor é cerca de 20% inferior ao de Izbash (1,20), indicando que nos ensaios realizados utiliza-se um diâmetro superior ao que seria predito pela fórmula original. Desta maneira aconselha-se a utilização da fórmula de Izbash somente para a definição de uma ordem de grandeza do diâmetro do bloco de pedra a ser utilizado.

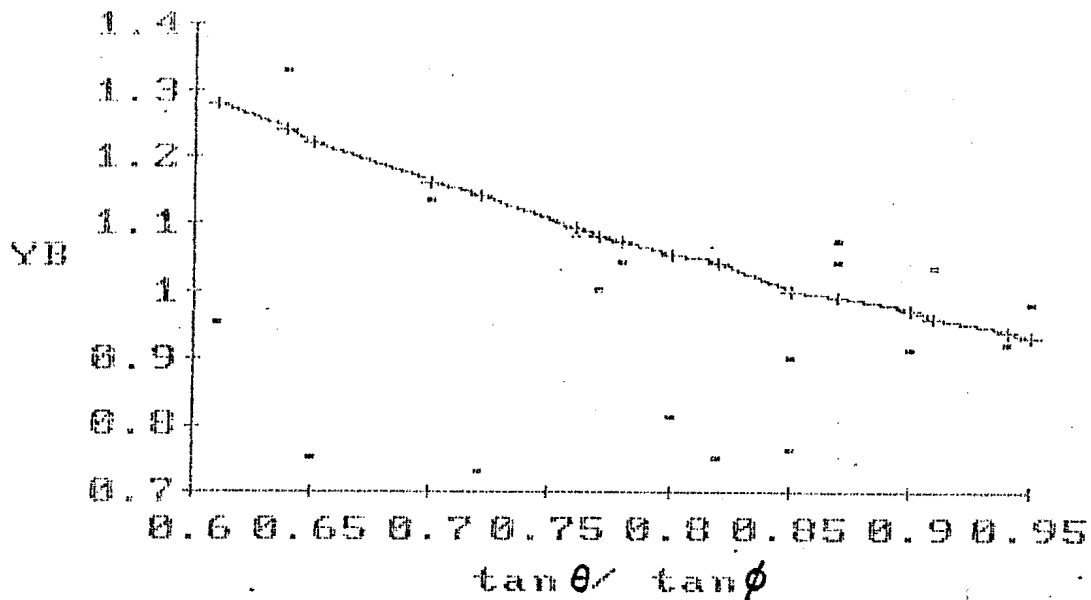


Fig. 6.1 - Coeficiente de Izbash em função do inverso do coeficiente de segurança do material no talude.

O método de Straub diferencia-se do método de Izbash por introduzir a relação  $\frac{d_{75}}{h_0}$ . O coeficiente de Straub é dependente do inverso do coeficiente de segurança do talude ( $\frac{\tan \theta}{\tan \phi}$ ), conforme fig. 6.2, diminuindo a medida que este aumenta e, conseqüentemente, exigindo um diâmetro de pedra maior. O valor médio do coeficiente de Straub, obtido da série de ensaios, é 0,71. Este valor é 32% inferior do de Straub e 39% menor do que Souza Pinto sugeriu para modificar a fórmula original; indicando que, para lançamento em ponta de aterro, a tensão de cisalhamento suportada pelo enrocamento é menor que a tensão crítica proposta por Shields ( $\tau_c = 0,06 \left( \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \right) d_{75}$ ). A relação de dependência entre o coeficiente de Straub e o inverso do coeficiente de segurança do talude, além da observação feita sobre a tensão de cisalhamento estão de acordo com a relação

proposta por Lane ( $\frac{\tau_t}{\tau_r} = \cos \theta \sqrt{1 - \left( \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi} \right)}$ ) na qual o mesmo material colocado em um talude suporta uma tensão de cisalhamento menor da que suportaria se estivesse colocado no fundo do canal, sendo esta diminuição de resistência função do coeficiente de segurança do talude.

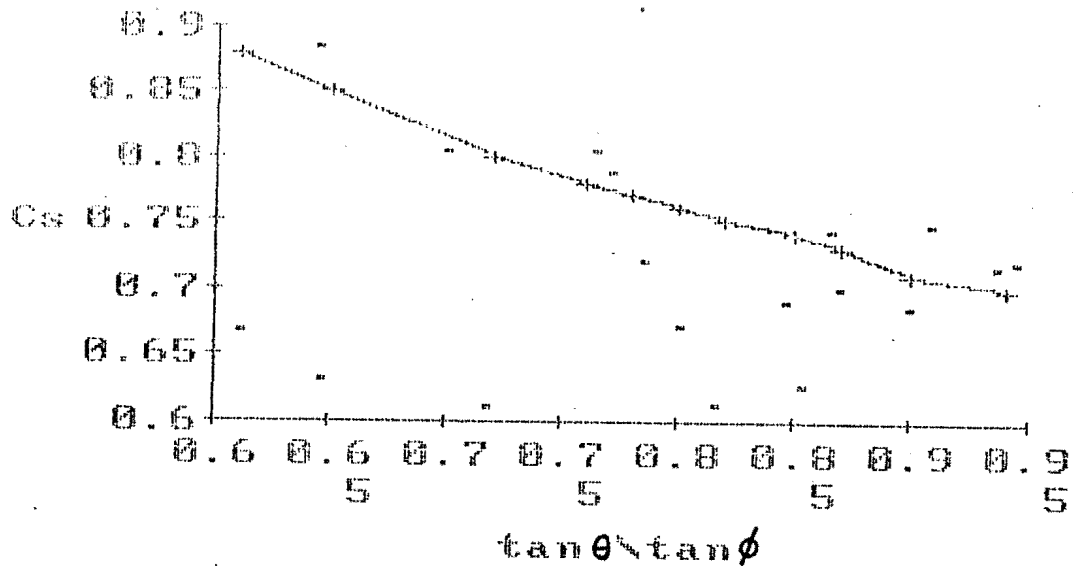


Fig. 6.2 - Coeficiente de Straub em função do inverso do coeficiente de segurança do material no talude.

A introdução da consideração da influência do ângulo de inclinação do talude e do ângulo de atrito interno é a contribuição significativa do método proposto por Naylor (1976). Contudo, o coeficiente proposto por Naylor não é constante a exemplo do que já havia sido constatado para os métodos anteriores e com base na fig. 6.3 pode-se afirmar que este coeficiente é função da relação  $\frac{h_0}{d}$ .

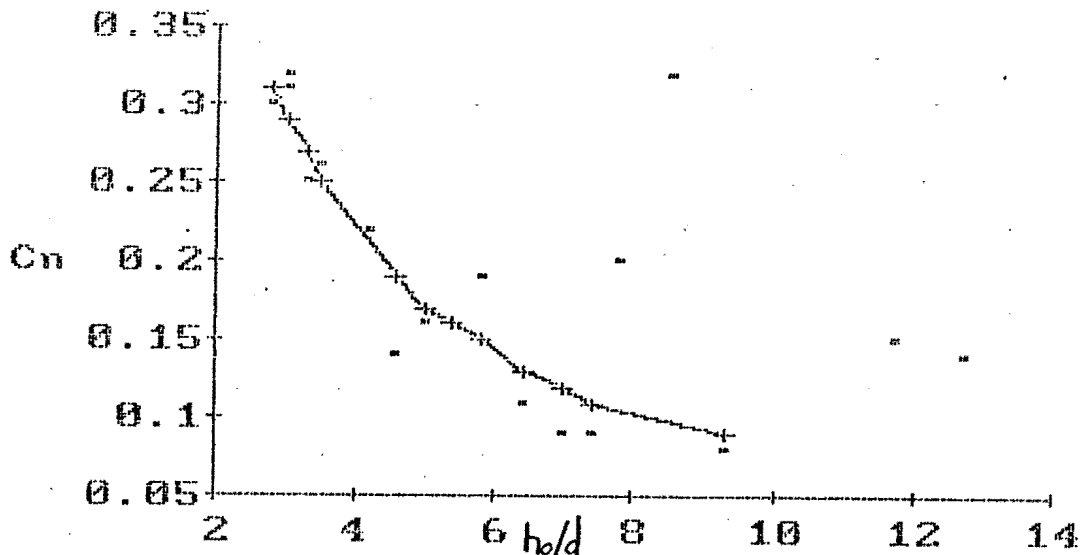


Fig. 6.3 - Coeficiente de Naylor em função do diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento.

Das (1972) propõe a determinação do diâmetro do bloco de pedra através de um método experimental em função do número de Froude e do grau de contração da seção. Além disso, Das apresenta uma forma de admitir-se certa perda de material no avanço da frente de lançamento em troca da utilização de um diâmetro menor, o que não é previsto pelos métodos anteriores. Neste trabalho, aplica-se o método de Das para canais a fundo fixo, obtendo-se bons resultados. Para a determinação do diâmetro do bloco de pedra, pelo método de Das, deve-se conhecer a velocidade e a profundidade do escoamento não perturbado e a largura do canal. Arbitrando-se a eficiência do material e o grau de contração da seção, através dos gráficos da fig. 6.4, obtém-se o diâmetro do bloco de pedra. Contudo, estes gráficos somente são válidos para blocos com peso específico igual ao do material utilizado neste trabalho ( $\gamma = 26000 \text{ N/m}^3$ ).

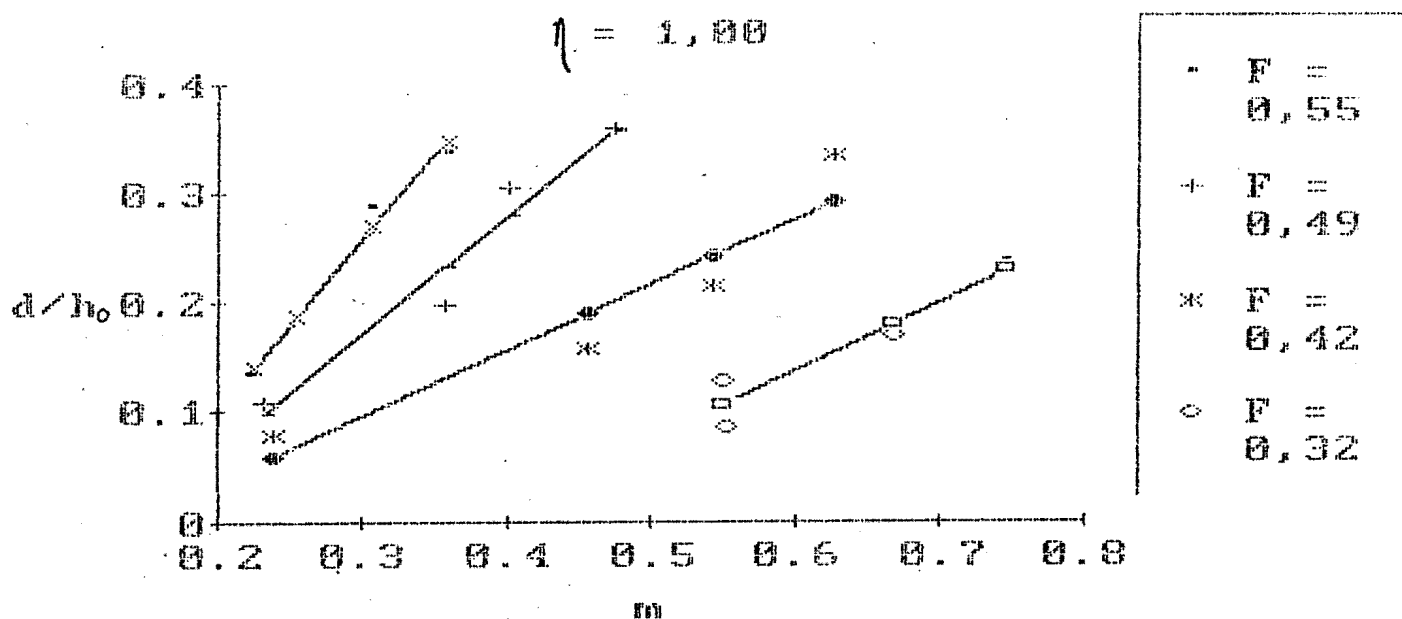


Fig. 6.4.a - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para eficiência = 1,00.

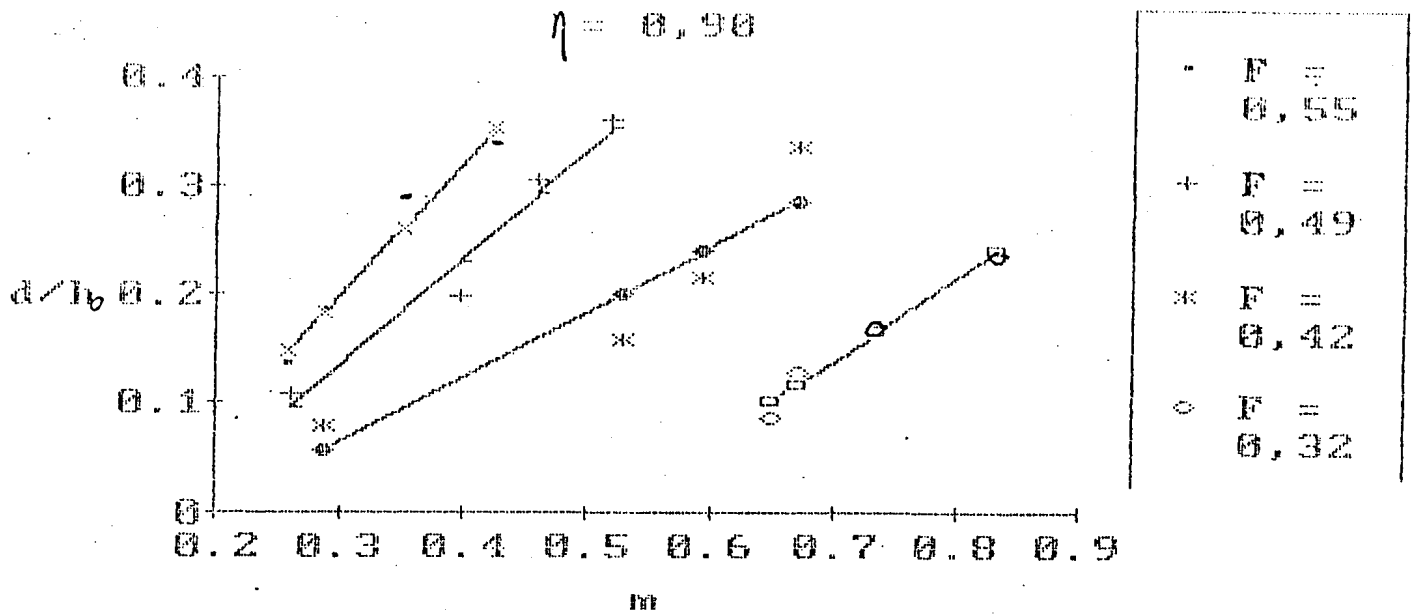


Fig. 6.4.b - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para eficiência = 0,90.

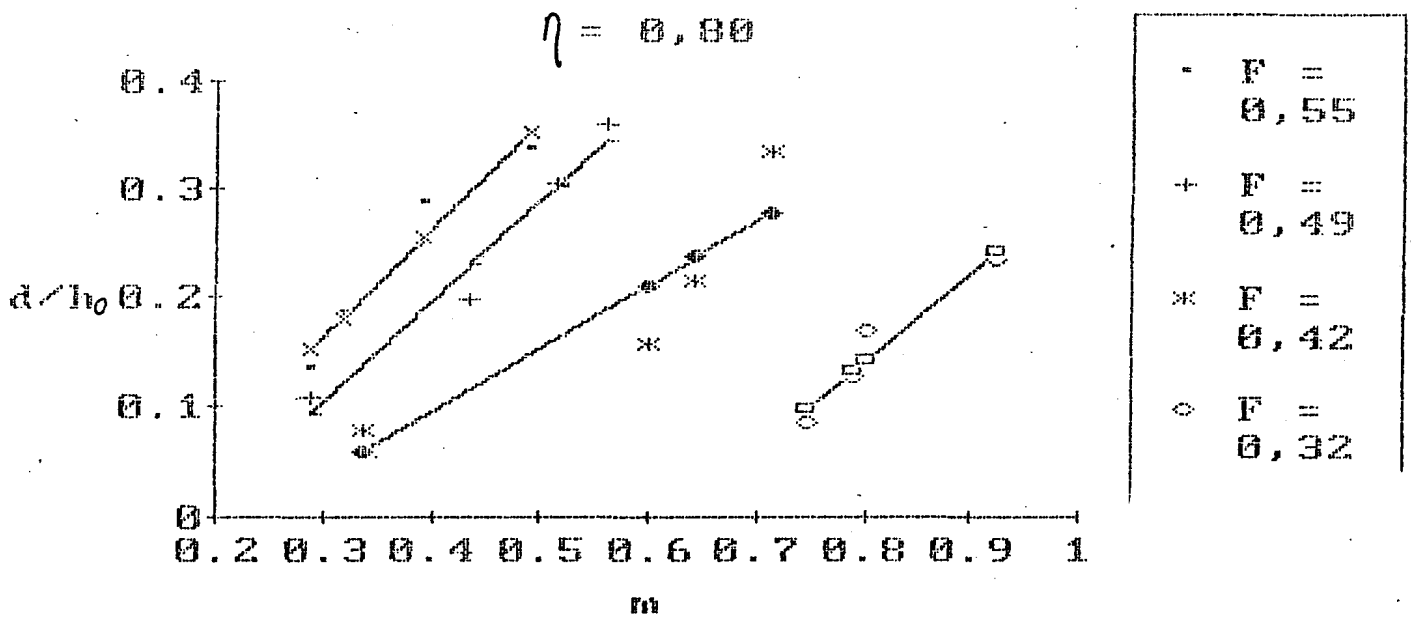


Fig. 6.4.c - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para eficiência = 0,80.

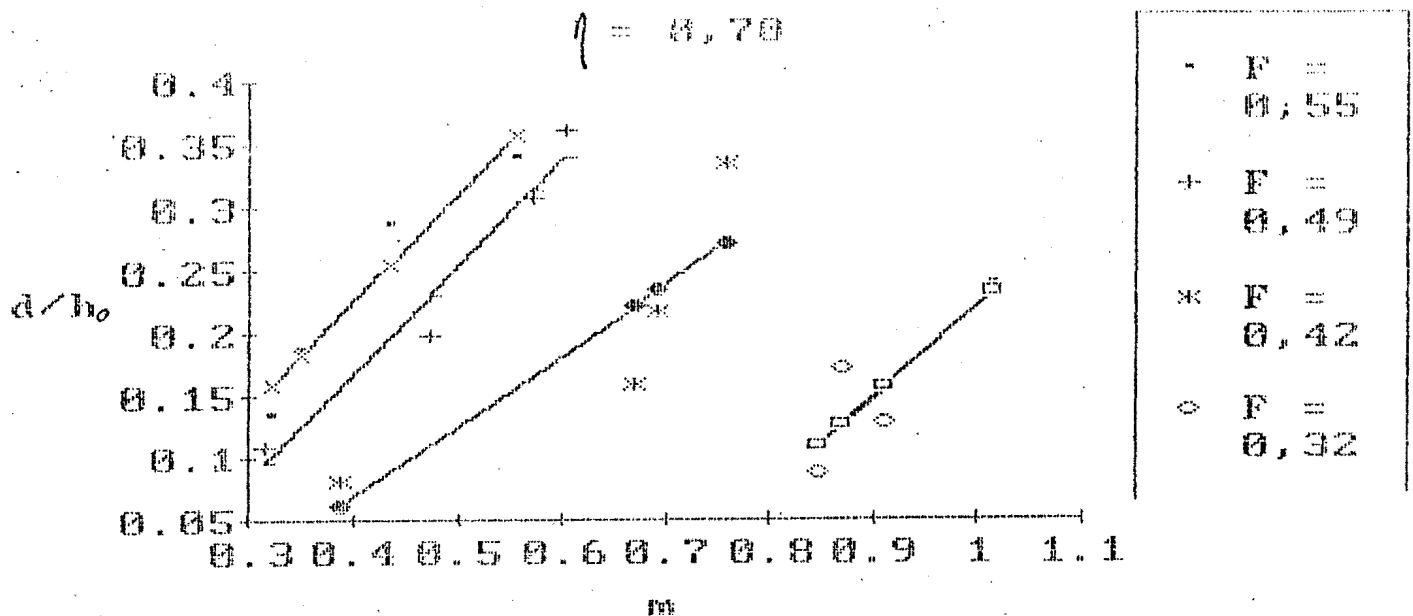


Fig. 6.4.d - Diâmetro do material relativo a profundidade do escoamento em função do grau de contração para eficiência = 0,70.

Na equação de Sandover (1971), todos os agrupamentos da relação 4.2.3 estão presentes. Contudo, o parâmetro que Sandover utiliza para representar a forma da seção é a largura da mesma, porém o raio hidráulico se mostra mais adequado para este fim e foi empregado neste trabalho. Ao proceder-se a análise dimensional desta equação constata-se que o coeficiente C não é adimensional. De forma a remover este coeficiente que representa uma dificuldade na utilização da equação em um sistema de unidades diferente do usado para deduzir o método, sugere-se a substituição do lado esquerdo da equação de Sandover pela velocidade média na brecha que apresenta homogeneidade dimensional com o lado direito. Com base nos bons resultados obtidos na aplicação do método de Sandover modificado e de Das, estuda-se a alteração do coeficiente  $CT$  admitindo-se perdas de material. Como no método de Das, aplicam-se técnicas de regressão linear e chega-se aos gráficos da fig. 6.5 que são do tipo  $CT \times F$  com cada curva referindo-se a  $\frac{d_{75}}{h_0}$  e cada gráfico a uma dada eficiência. Fazendo-se uma regressão múltipla de  $CT = f(F, \frac{d_{75}}{h_0}, \eta)$  obteve-se a fórmula:

$$C_T = 0,0707 F^{-2,11} \left( \frac{d^{75}}{h_0} \right)^{1,14} \eta^{-0,788}$$

O limite de aplicação desta fórmula é para números de Froude entre 0,32 e 0,55,  $0,08 \leq \frac{d^{75}}{h_0} \leq 0,36$  e eficiência mínima de 70%.

Finalmente, sugere-se a utilização da equação modificada de Sandover por ser a mais completa do ponto de vista da relação adimensional 4.2.3 e pelo alto coeficiente de correlação obtido para a equação que define  $C_T$  ( $r^2 = 0,813$ ).

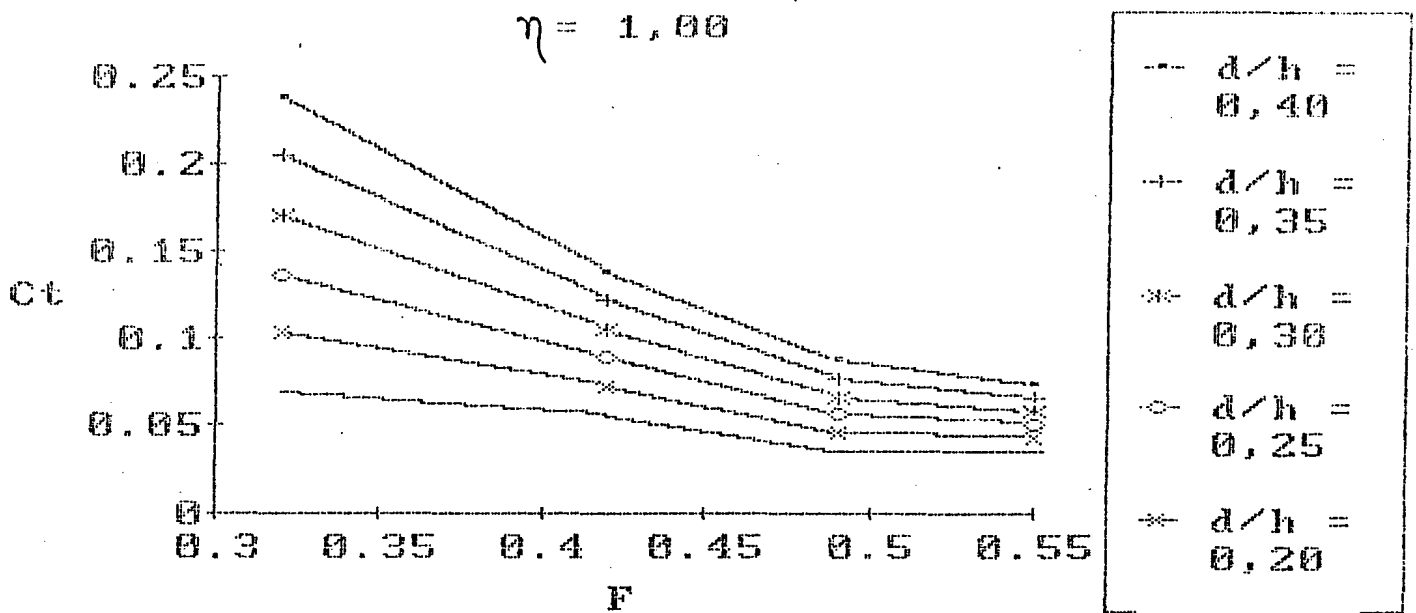


Fig. 6.5.a - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.



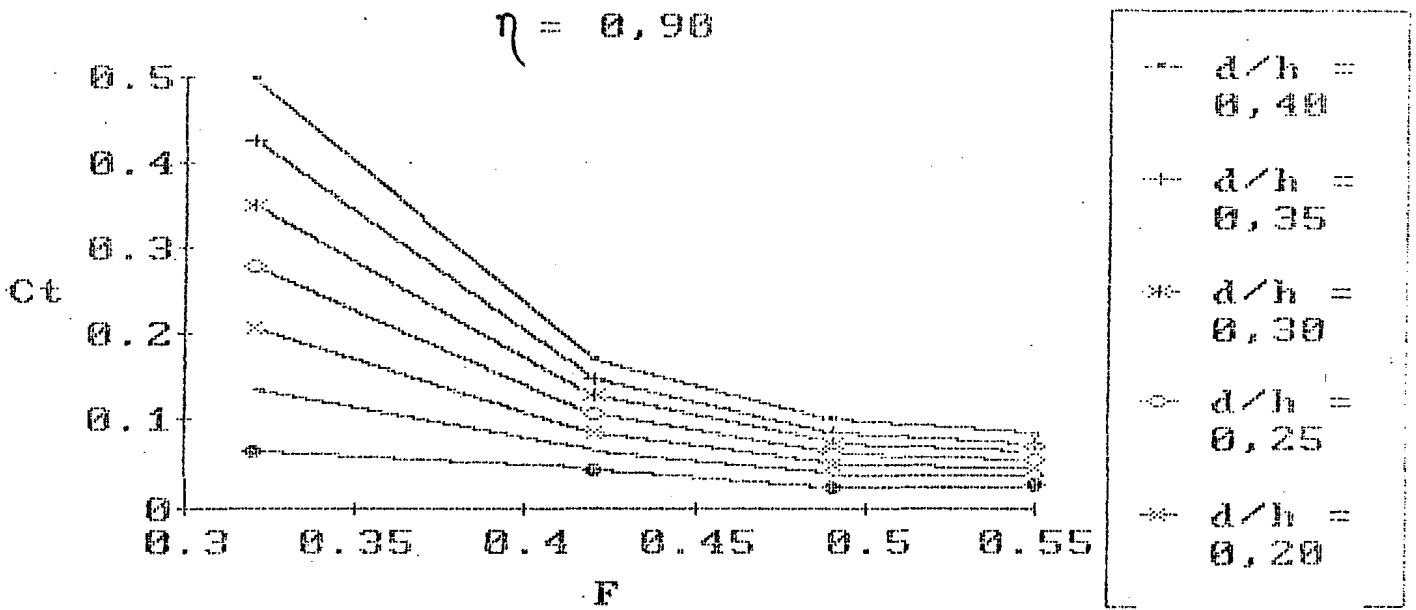


Fig. 6.5.b - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.

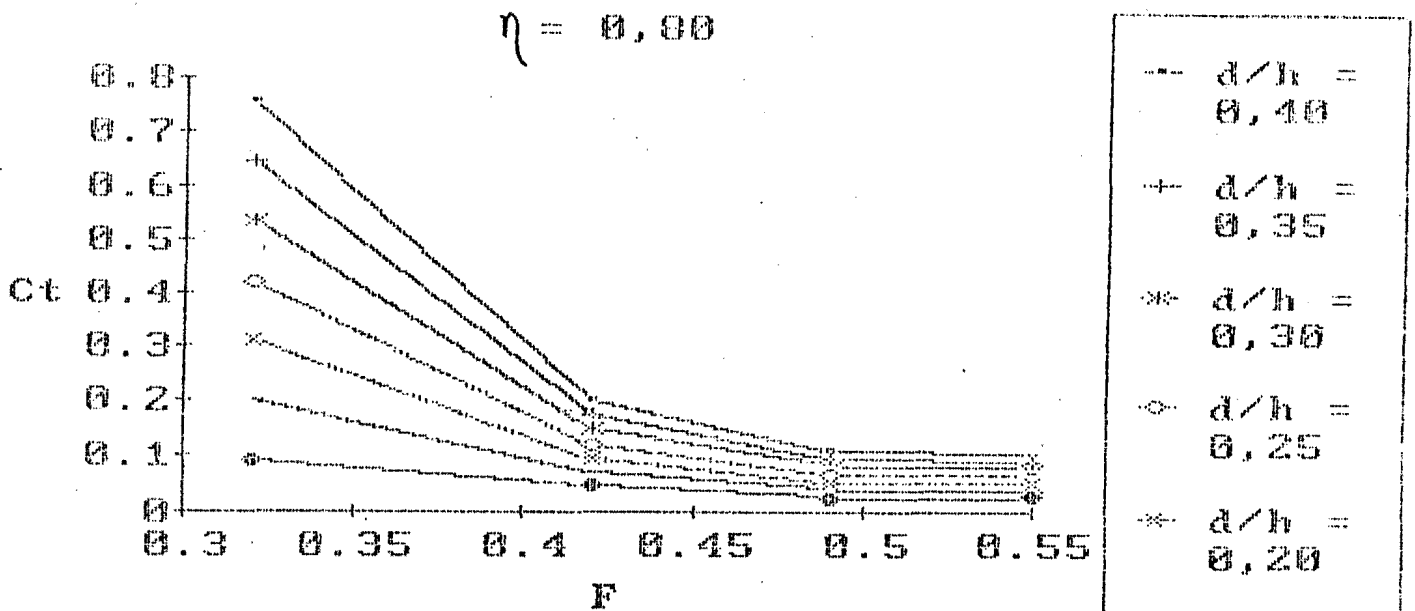


Fig. 6.5.c - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.

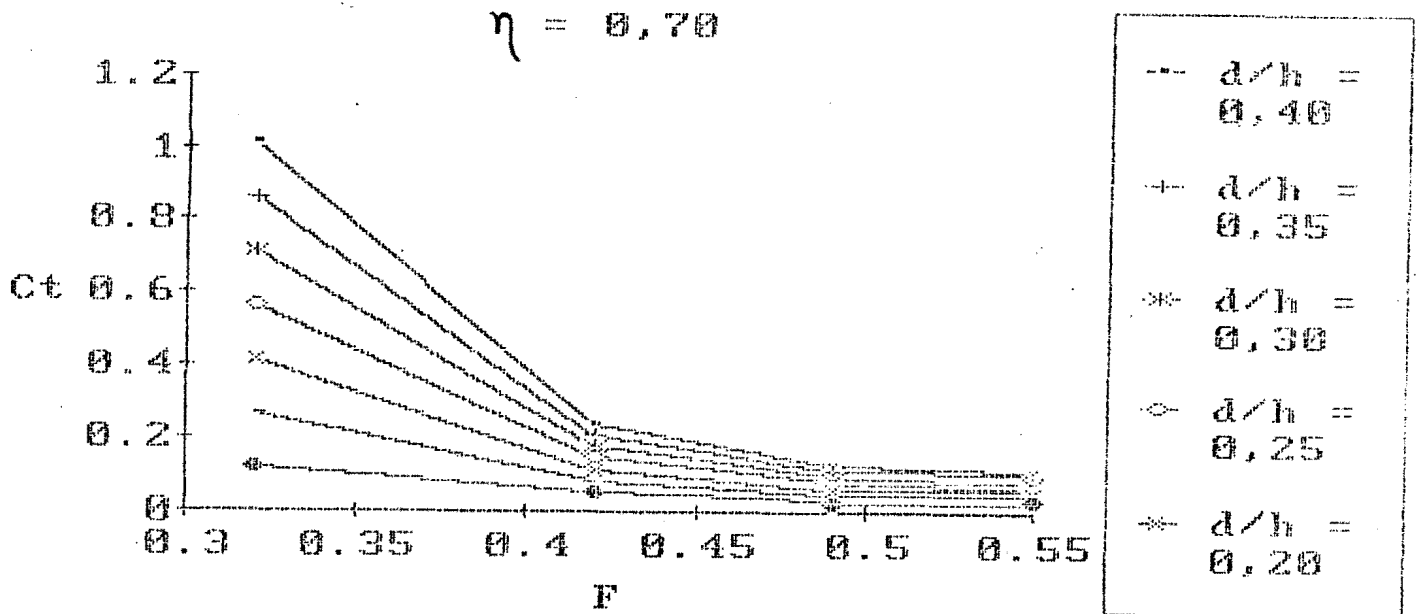


Fig. 6.5.d - Coeficiente modificado de Sandover em função do número de Froude.

## 6.2.RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho, iniciou-se uma pesquisa sobre fechamento de rios propondo-se uma metodologia de realização de ensaios e desenvolvendo-se a análise e comparação dos diversos métodos existentes para determinação do diâmetro de enrocamento para lançamento em ponta de aterro. Faz-se a partir de agora recomendações de estudos que devem ser realizados para aprofundar esta pesquisa.

O primeiro passo que se aconselha é a substituição do material de lançamento (o utilizado neste trabalho foi a brita), de maneira a alterar o peso específico e a forma do material. Sugere-se a adoção de materiais com densidades relativas menores que 2,65 (a densidade relativa da brita empregada neste trabalho) e em especial com densidades maiores já que houve dificuldade de se obter tal material.

Outro fator importante a considerar é o lançamento assimétrico de blocos (ou seja, apenas por um dos lados do canal.

Modificando as condições do escoamento em relação ao lançamento simétrico no sentido de que esta situação propicia uma concentração crescente do escoamento a medida que avança a frente de lançamento. O objetivo é determinar se esta situação é mais ou menos favorável do que o lançamento simétrico, ou seja, se mantidas constantes as outras variáveis se chega a uma brecha maior ou menor.

Todos os ensaios deste estudo foram realizados em canal a fundo fixo. Apesar desta ser uma situação possível não é única e talvez nem seja a mais usual. Assim, ensaios a fundo móvel são de interesse, porque a medida que a seção é contraída as tensões junto ao fundo aumentam, tendendo a erodi-lo. Uma erosão ocorrida junto ao maciço pode provocar a instabilidade do mesmo e a influência destes dois fenômenos deve ser melhor conhecida.

Outro tópico de interesse é a presença de estruturas a montante da ensecadeira para desvio da vazão. Estas alteram a relação dos esforços maiores a medida que o grau de contração aumenta. A situação mais crítica vai depender da cota onde está localizada a estrutura para desvio e da capacidade de vazão da mesma e estes dois parâmetros devem ser investigados.

Estudar comparativamente os dois tipos de lançamento de enrocamento, transversal e em ponta de aterro, de forma a determinar-se qual o método mais eficiente em situações diferentes, determinando os parâmetros de comparação para possibilitar opções para a melhor escolha sob o ponto de vista técnico e econômico.

Para possibilitar o aprofundamento do conhecimento das características do escoamento no entorno de ensecadeiras, sugere-se o estudo detalhado da variação de velocidades nesta região, incluindo a medição de velocidades instantâneas. A compreensão de como as tensões de cisalhamento se desenvolvem junto aos taludes do maciço e o fundo do canal é fundamental para poder melhor entender as alterações dos contornos do escoamento e sua influência no fechamento de rios.

## BIBLIOGRAFIA

1. ALTRICHTER , E. 1991 . Dimensionamento de esquemas de desvio . In : Seminário sobre desvio e manejo de rios, 1991 , São Paulo . ANAIS . São Paulo : ABRH .
2. AWAZU , S. 1967 . On scour around spur-dike . In : INTERNACIONAL ASSOCIATION FOR HYDRAULICS RESEARCH , 12 , 1967 , Fort Collins . Comptes rendus . Fort Collins. V.3 , p. 97 - 104 .
3. BORSARI , P. D. 1982 . Estudo comparativo para lançamento de ensecadeiras entre resultados de modelo e algumas fórmulas existentes . Boletim Técnico DAEE , São Paulo , V. 5 , n. 2 , p. 157 - 159 , maio/ago .
4. CHOW , V. T. 1959 . Open Channel Hydraulics . New York : McGraw - Hill . 680 p. Chapt . 17 .
5. DAS , B. P. 1972 . Stability of rockfill in end dump river closures . Journal of the Hydraulics Division . ASCE , New York, V. 90 , n. 11 , p. 1947 - 1967 , Nov .
6. DAS , B. P. , TOWNSEND , R. D. 1981 . Shear stress distribution at channel constrictions . Journal of the Hydraulics Division . ASCE , New York , V. 107 , n. 12 , p. 1695 - 1711 , Dec.
7. FRENCH , R. H. 1986. Open Channel Hydraulics . New York: Mc Graw - Hill . 705 p.
8. HAGER , W. H. 1987 . Discharge characteristics of local, discontinuous contractions , II . Journal of Hydraulics Research , Delft , V. 25 , n. 2 , p. 197 - 214 .
9. HAGER , W. H. , Dupraz , P. - A. 1985 . Discharge Characteristics of local discontinuous contractions. Journal of Hydraulics Research , Delft , V. 23 , n. 5 , p. 421 - 433 .
10. HSU , S. J. C. 1982. Aspects of large river closures in Brazil . São Paulo : ABMS . 35 p.
11. HUSSEIN, A. S. A. 1986 Flow and bed deviation angle in curved open channels . Journal of Hydraulics Engineering , New York , v. 112 , n.4 , p. 93-108 April
12. IZBASH , S. V. , KHALDRE , K. Y. 1970 . Hydraulics of

- river closure . London : Butterworths . 174 p.
13. IPPEN, A. T. , DRINKER, P. A. 1962 Boundary shear stresses in curved trapezoidal channels. Journal of the Hydraulics Division . ASCE , New York , v. 88 , n. 5 , p. 143 - 179 , May .
14. KINDSVATER , S. V. , C. E. , CARTER , R. W. 1955 . Tranquil flow through open-channel constrictions . Transactions. American Society of Civil Engineers New York , V. 120 , p. 955 - 992 .
15. KOBUS , H. ( ed. ) 1980. Hydraulic modelling . Hamburg : Paul Parey . 323 p.
16. MOTTA , V. F. 1972 . Curso de teoria da semelhança . Porto Alegre : Ed. da URS . 153 p.
17. NOVAK , P. , CABELKA , J. 1981 Models in hydraulics engineering . Boston : Pitman . 459 p.
18. PETRY , B. 1991 . Relações entre obras de desvio e arranjo de obras permanentes . In : Seminário sobre desvio e manejo de rios , 1991 , São Paulo . ANAIS . São Paulo : ABRH .
19. PINTO , N. L. S. 1977 . Contribuição ao estudo das barragens de enrocamento construídas em água corrente . Curitiba 144 p. Tese ( Prof. Titular ) Universidade Federal do Paraná - CEHPAR .
20. RODRIGUES , L. J. P. , CANHOLI , A. P. 1991 . Desvio do rio Paraná para construção da U.H.E. Porto Primavera . In: Seminário sobre manejo e desvio de rios , 1991 , São Paulo. ANAIS . São Paulo : ABRH .
21. SANDOVER , J. A. 1969 . Discharge coefficients of constrictions in open-channels . Water Power , London , V. 21 , n. 7 , p. 256 - 261 , July .
22. SANDOVER , J. A. 1970 . Backwater effects due to channel constrictions . Water Power , London , v. 22 , n. 1 , p. 28 - 32 , Jan .
23. SANDOVER , J. A. 1971 . Theories of closure of rockfill dams . Journal of the Construction Division . ASCE , New York , v. 97 , n. 2 , p. 313 - 326 , Nov.
24. SANDOVER , J. A. , TALLIS , J. A. 1966 a. Construction of

- loose - tip cofferdams . Water Power , London , v. 18 ,  
n. 8 , p. 315 - 319 , Aug .
- 25.SIMONS , D. B. , SENTURK , F. 1977 . Sediment transport  
technology . Fort Collins : Water Resources Publications.  
807 p.
- 26.STEPHENSON , D. 1979 . Rockfill in hydraulic engineering .  
Amsterdam : Elsevier . 215 p.
- 27.STEVENS , M. A. , SIMONS , D. B. , LEWIS , G. L. 1976 .  
Safety factors for riprap protection . Journal of the  
Hydraulics Division . ASCE , New York , v. 102 , n. 5 ,  
p. 637 - 655 , May .
- 28.STRAUB , L. G. 1953 . Dredge fill closure of Missouri  
River at Fort Randall . In : MINNESOTA INTERNATIONAL  
HYDRAULICS CONVENTION , 1953. Proceedings . Minneapolis.  
p. 61 - 75 .
- 29.SCHREIBER, G. P. 1978 . USINAS HIDRELETRICAS . São  
Paulo: Edgar Blycher . 238 p.
- 30.TAMADA , K. , BARTH , R. T. , MAZZO , J. C. 1983 . Técnica  
de estudo em modelos hidráulicos de percolação através de  
enrocamento . In : SIMPOSIO LUSO - BRASILEIRO SOBRE  
SIMULAÇÃO E MODELAÇÃO EM HIDRÁULICA , 1983 , BLUMENAU .  
ANAIS . Florianópolis : ABRH . V. 1 , p. 337 - 358 .
- 31.TRACY , H. J. , CARTER , R. W. 1955 . Backwater effects of  
open-channel constrictions . Transactions . American  
Society of Civil Engineers , New York , v. 120 ,  
p. 993 - 1018 .
- 32.ULRICH , T. 1987 . Stability of rock protection on slopes.  
Journal of Hydraulics Engineering , New York , v. 113 ,  
n.7 , p. 879 - 891 , July .
- 33.YALIN , M. S. 1971 . Theory of hydraulic models .  
Kingston : Macmillan . 266 p.
- 34.YANG , C. T. 1973 . Incipient motion and sediment  
transport . Journal of the Hydraulics Division . ASCE ,  
New York , v. 99 , n. 10 , p. 679 - 1704 , Oct.

ANEXOS

m	S1		S2	
	$h_1$	$h_1/h_0$	$h_1$	$h_1/h_0$
0,000	0,0425	1,0000	0,0451	1,0000
0,365	0,0478	1,1250	0,0490	1,0865
0,400	0,0486	1,1435	0,0492	1,0909
0,518	0,0527	1,2400	0,0534	1,1840
0,630	0,0591	1,3906	0,0598	1,3259
0,680	0,0649	1,5271	0,0654	1,4501
0,555	0,0583	1,3718	0,0597	1,3237
0,645	0,0635	1,4941	0,0640	1,4191
0,710	0,0699	1,6447	0,0714	1,5832
0,650	0,0657	1,5459	0,0662	1,4679
0,735	0,0719	1,6918	0,0733	1,6253
0,765	0,0763	1,7953	0,0780	1,7295
0,745	0,0727	1,7106	0,7450	1,6519
0,785	0,0769	1,8094	0,0789	1,7495
0,820	0,0830	1,9524	0,0850	1,8847

m	S3		S4	
	$h_1$	$h_1/h_0$	$h_1$	$h_1/h_0$
0,000	0,0459	1,0000	0,0467	1,0000
0,365	0,0488	1,0632	0,0482	1,0321
0,400	0,0505	1,1002	0,0490	1,0493
0,518	0,0532	1,1590	0,0496	1,0621
0,630	0,0583	1,2702	0,0527	1,1285
0,680	0,0644	1,4031	0,0565	1,2099
0,555	0,0597	1,3007	0,0512	1,0964
0,645	0,0650	1,4161	0,0543	1,1627
0,710	0,0721	1,5708	0,0603	1,2912
0,650	0,0635	1,3834	0,0545	1,1670
0,735	0,0722	1,5730	0,0598	1,2805
0,765	0,0743	1,6187	0,0635	1,3597
0,745	0,0728	1,5861	0,0602	1,2891
0,785	0,0781	1,7015	0,0649	1,3897
0,820	0,0833	1,8148	0,0685	1,4668

tabela b.1.a - Relação entre as alturas de lâmina de água com o canal contraído e não obstruído em cada seção para  $F = 0,92$ .



m	S1		S2	
	$h_1$	$h_1/h_0$	$h_1$	$h_1/h_0$
0,000	0,0467	1,0000	0,0495	1,0000
0,545	0,0704	1,5075	0,0715	1,4444
0,605	0,0754	1,6146	0,0766	1,5475
0,640	0,0807	1,7281	0,0818	1,6525
0,450	0,0631	1,3512	0,0646	1,3051
0,545	0,0719	1,5396	0,0736	1,4869
0,605	0,0769	1,6467	0,0784	1,5838
0,305	0,0553	1,1842	0,0561	1,1333
0,410	0,0612	1,3105	0,0624	1,2606
0,300	0,0542	1,1606	0,0560	1,1313
0,350	0,0584	1,2505	0,0601	1,2141
0,410	0,0628	1,3448	0,0646	1,3051
0,630	0,0754	1,6146	0,0771	1,5576
0,690	0,0834	1,7859	0,0851	1,7192
0,730	0,0908	1,9443	0,0926	1,8707

m	S3		S4	
	$h_1$	$h_1/h_0$	$h_1$	$h_1/h_0$
0,000	0,0502	1,0000	0,0509	1,0000
0,545	0,0696	1,3865	0,0562	1,1041
0,605	0,0723	1,4402	0,0621	1,2200
0,640	0,0792	1,5777	0,0609	1,1965
0,450	0,0632	1,2590	0,0564	1,1081
0,545	0,0723	1,4402	0,0623	1,2240
0,605	0,0781	1,5558	0,0628	1,2338
0,305	0,0558	1,1116	0,0528	1,0373
0,410	0,0625	1,2450	0,0526	1,0334
0,300	0,0571	1,1375	0,0542	1,0648
0,350	0,0613	1,2211	0,0573	1,1257
0,410	0,0655	1,3048	0,0617	1,2122
0,630	0,0755	1,5040	0,0616	1,2102
0,690	0,0842	1,6773	0,0688	1,3517
0,730	0,0916	1,8247	0,0719	1,4126

tabela b.2.a - Relação entre as alturas de lâmina de água com o canal contraído e não obstruído em cada seção para  $F = 0,42$ .

m	S1		S2	
	$h_1$	$h_1/h_0$	$h_1$	$h_1/h_0$
0,000	0,0507	1,0000	0,0537	1,0000
0,230	0,0580	1,1439	0,0604	1,1248
0,335	0,0650	1,2821	0,0670	1,2477
0,360	0,0677	1,3353	0,0691	1,2868
0,225	0,0599	1,1815	0,0610	1,1359
0,295	0,0639	1,2604	0,0654	1,2179
0,340	0,0693	1,3669	0,0707	1,3166
0,360	0,0624	1,2308	0,0641	1,1937
0,410	0,0698	1,3767	0,0704	1,3110
0,460	0,0739	1,4576	0,0750	1,3967
0,405	0,0711	1,4024	0,0718	1,3371
0,515	0,0787	1,5523	0,0801	1,4916
0,565	0,0840	1,6568	0,0849	1,5810
0,465	0,0739	1,4576	0,0752	1,4004
0,555	0,0814	1,6055	0,0829	1,5438
0,590	0,0888	1,7515	0,0900	1,6760

m	S3		S4	
	$h_1$	$h_1/h_0$	$h_1$	$h_1/h_0$
0,000	0,0546	1,0000	0,0556	1,0000
0,230	0,0617	1,1300	0,0581	1,0450
0,335	0,0676	1,2381	0,0620	1,1151
0,360	0,0697	1,2766	0,0645	1,1601
0,225	0,0615	1,1264	0,0600	1,0791
0,295	0,0664	1,2161	0,0618	1,1115
0,340	0,0715	1,3095	0,0653	1,1745
0,360	0,0648	1,1868	0,0598	1,0755
0,410	0,0706	1,2930	0,0621	1,1169
0,460	0,0750	1,3736	0,0644	1,1583
0,405	0,0714	1,3077	0,0613	1,1025
0,515	0,0773	1,4158	0,0644	1,1583
0,565	0,0833	1,5256	0,0683	1,2284
0,465	0,0751	1,3755	0,0649	1,1673
0,555	0,0821	1,5037	0,0664	1,1942
0,590	0,0898	1,6447	0,0694	1,2482

tabela b. 3. a - Relação entre as alturas de lâmina de água com o canal contraído e não obstruído em cada seção para  $F = 0,49$ .

	S1		S2	
m	$h^1$	$h^1/h^0$	$h^1$	$h^1/h^0$
0,000	0,0537	1,0000	0,0572	1,0000
0,255	0,0658	1,2253	0,0671	1,1731
0,305	0,0717	1,3352	0,0730	1,2762
0,340	0,0744	1,3855	0,0754	1,3182
0,228	0,0664	1,2365	0,0676	1,1818
0,305	0,0727	1,3538	0,0736	1,2867
0,360	0,0784	1,4600	0,0801	1,4004
0,290	0,0690	1,2849	0,0701	1,2255
0,395	0,0749	1,3948	0,0760	1,3287
0,445	0,0819	1,5251	0,0831	1,4528
0,350	0,0744	1,3855	0,0755	1,3199
0,430	0,0798	1,4860	0,0808	1,4126
0,485	0,0848	1,5791	0,0861	1,5052

	S3		S4	
m	$h^1$	$h^1/h^0$	$h^1$	$h^1/h^0$
0,000	0,0583	1,0000	0,0592	1,0000
0,255	0,0676	1,1595	0,0631	1,0659
0,305	0,0723	1,2401	0,0691	1,1672
0,340	0,0753	1,2916	0,0685	1,1571
0,228	0,0686	1,1767	0,0650	1,0980
0,305	0,0750	1,2865	0,0711	1,2010
0,360	0,0811	1,3911	0,0770	1,3007
0,290	0,0706	1,2110	0,0651	1,1000
0,395	0,0755	1,2950	0,0663	1,1199
0,445	0,0819	1,4048	0,0743	1,2551
0,350	0,0758	1,3002	0,0771	1,3024
0,430	0,0804	1,3791	0,0684	1,1554
0,485	0,0855	1,4666	0,0737	1,2449

tabela b. 4. a - Relação entre as alturas de lâmina de água com o canal contraído e não obstruído em cada seção para  $F = 0,55$ .

m	V <sub>m</sub>	V <sub>calc</sub>	V <sub>pred</sub>	V <sub>max</sub> /V <sub>m</sub>
0,000	0,2141		0,2074	
0,630	0,5176	0,5130	0,5380	1,05980
0,680	0,5527	0,5410	0,5643	1,04813
0,555	0,5056	0,4550	0,4986	1,05894
0,665	0,5459	0,4490	0,5564	1,02391
0,705	0,5800	0,4940	0,5775	1,13164
0,650	0,5391	0,5000	0,5485	1,02847
0,735	0,5981	0,6060	0,5932	1,04088
0,765	0,6103	0,6780	0,6090	1,03547
0,745	0,5906	0,5926	0,5985	1,02616
0,785	0,6360	0,6154	0,6195	1,03566
0,820	0,6614	0,6667	0,6379	1,01580

m	V <sub>m</sub>	V <sub>calc</sub>	V <sub>pred</sub>	V <sub>max</sub> /V <sub>m</sub>
0,000		0,2947	0,2528	
0,300	0,4068	0,3790	0,4171	
0,350	0,4070	0,3810	0,4445	1,04066
0,410	0,4108	0,4050	0,4774	1,04053
0,305	0,4494	0,4370	0,4199	1,13496
0,410		0,4050	0,4774	
0,450	0,4750	0,4480	0,4993	1,16474
0,545	0,5352	0,5150	0,5514	1,14322
0,605	0,5605	0,5530	0,5842	1,09349
0,545	0,5412	0,5330	0,5514	1,15466
0,605	0,6124	0,6250	0,5842	1,08295
0,640	0,6499	0,6610	0,6034	1,09186
0,630	0,6434	0,6667	0,5979	1,07072
0,690	0,6367	0,6579	0,6308	1,04830
0,730		0,6560	0,6527	

Tabela b. 7. 1a - Velocidades medidas, calculadas pela equação da continuidade e previstas pelo ajuste de curvas aos dados; relação entre velocidades máximas nos taludes da face de lançamento relativas às velocidades médias da seção.

m	V <sub>m</sub>	V <sub>calc</sub>	V <sub>pred</sub>	V <sub>max</sub> /V <sub>m</sub>
0,000	0,3597	0,3597	0,3288	
0,225	0,4702	0,4400	0,4602	
0,295	0,4953	0,4570	0,5011	1,0632
0,340	0,5004	0,4780	0,5274	0,9918
0,335	0,5032	0,4660	0,5244	1,0692
0,360	0,5100	0,4770	0,5391	1,0653
0,410	0,5650	0,5190	0,5683	1,1104
0,460	0,5825	0,5370	0,5975	1,0691
0,405	0,5955	0,5000	0,5654	1,0422
0,515	0,6229	0,6400	0,6296	0,9938
0,565	0,6883	0,6957	0,6589	1,0507
0,465	0,5805	0,5479	0,6004	1,0614
0,555	0,6571	0,6154	0,6530	1,0659
0,590	0,7000	0,6780	0,6735	1,0686

m	V <sub>med</sub>	V <sub>calc</sub>	V <sub>pred</sub>	V <sub>max</sub> /V <sub>m</sub>
0,000	0,4223	0,4233	0,4175	
0,228	0,5116	0,4930	0,5278	1,07222
0,305	0,5190	0,4930	0,5653	0,9819
0,360	0,5079	0,5000	0,5920	0,9473
0,255	0,5647	0,5560	0,5411	
0,305	0,5483	0,5030	0,5653	1,1271
0,340	0,6200	0,5300	0,5823	0,9959
0,290	0,5873	0,5236	0,5580	1,0394
0,395	0,6221	0,5952	0,6089	1,0407
0,445	0,6567	0,5682	0,6332	1,0281
0,350	0,5886	0,5814	0,5871	1,0529
0,430	0,6299	0,5618	0,6258	1,0352
0,485	0,6635	0,6536	0,6579	1,0228

Tabela b. 7. 1c - Velocidades medidas, calculadas pela equação da continuidade e preditas pelo ajuste de curvas aos dados; relação entre velocidades máximas nos taludes da face de lançamento relativas às velocidades médias da seção.

ROW	C1 $S$	C2 $h_m(m)$	C3 $h_c(m)$	C4 $V(m/s)$	C5 $V^2/2g(m)$	C6 $z(m)$	C7 $H(m)$
1	-0.50	4.25	4.25	0.235294	0.0028218	0.0120	0.0573218
2	-0.20	4.51	4.51	0.221729	0.0025058	0.0096	0.0572058
3	-0.10	4.59	4.59	0.217865	0.0024192	0.0088	0.0571192
4	0.00	4.67	4.67	0.214133	0.0023370	0.0080	0.0570370
5	0.10	4.77	4.77	0.209644	0.0022401	0.0072	0.0571401
6	0.20	4.85	4.85	0.206186	0.0021668	0.0064	0.0570668
7	0.50	5.09	5.09	0.196464	0.0019673	0.0040	0.0568673
8	0.75	5.29	5.29	0.189036	0.0018213	0.0020	0.0567213
9	1.00	5.48	5.48	0.182482	0.0016972	0.0000	0.0564972

ROW	C1	C2	C9	C10	C11	C12	C13
1	-0.50	4.25	4.32914	0.230993	0.0027196	0.0120	0.0580109
2	-0.20	4.51	4.58352	0.218173	0.0024261	0.0096	0.0578613
3	-0.10	4.59	4.65886	0.214645	0.0023482	0.0088	0.0577368
4	0.00	4.67	4.70817	0.212397	0.0022993	0.0080	0.0573810
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

ROW	C1	C2	C15	C16	C17	C18	C19
1	-0.50	4.25	4.51434	0.221516	0.0025010	0.0120	0.0596444
2	-0.20	4.51	4.75388	0.210355	0.0022553	0.0096	0.0593941
3	-0.10	4.59	4.81685	0.207604	0.0021967	0.0088	0.0591652
4	0.00	4.67	4.78815	0.208849	0.0022231	0.0080	0.0581046
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

ROW	C1	C2	C21	C22	C23	C24	C25
1	-0.50	4.25	4.78526	0.208975	0.0022258	0.0120	0.0620784
2	-0.20	4.51	5.00183	0.199927	0.0020372	0.0096	0.0616555
3	-0.10	4.59	5.04564	0.198191	0.0020020	0.0088	0.0612584
4	0.00	4.67	4.89880	0.204131	0.0021238	0.0080	0.0591119
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

tabela b. p. a-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para  $Q = 0,010 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	C1 S	C2 h <sub>v</sub> (m)	C27 h <sub>c</sub> (m)	C28 V(m/s)	C29 V <sup>2</sup> /2g (m)	C30 z(m)	C31 H(m)
1	-0.50	4.25	5.13300	0.194818	0.0019345	0.0120	0.0652645
2	-0.20	4.51	5.31901	0.188005	0.0018015	0.0096	0.0645916
3	-0.10	4.59	5.33733	0.187360	0.0017892	0.0088	0.0639625
4	0.00	4.67	5.03569	0.198582	0.0020099	0.0080	0.0603669
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

ROW	C1	C2	C33	C34	C35	C36	C37
1	-0.50	4.25	5.55192	0.180118	0.0016535	0.0120	0.0691727
2	-0.20	4.51	5.70017	0.175433	0.0015686	0.0096	0.0681704
3	-0.10	4.59	5.68698	0.175840	0.0015759	0.0088	0.0672457
4	0.00	4.67	5.19611	0.192452	0.0018877	0.0080	0.0618489
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

ROW	C1	C2	C39	C40	C41	C42	C43
1	-0.50	4.25	6.03797	0.165619	0.0013980	0.0120	0.0737777
2	-0.20	4.51	6.14152	0.162826	0.0013513	0.0096	0.0723665
3	-0.10	4.59	6.09103	0.164176	0.0013738	0.0088	0.0710841
4	0.00	4.67	5.37818	0.185937	0.0017621	0.0080	0.0635439
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

tabela b. p. b-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para Q = 0,010 m<sup>3</sup>/s.

ROW	C1 S	C2 h <sub>v</sub> (m)	C45 h <sub>c</sub> (cm)	C46 V(m/s)	C47 V <sup>2</sup> /2g(m)	C48 z(m)	C49 H(m)
1	-0.50	4.25	6.58801	0.151791	0.0011743	0.0120	0.0790545
2	-0.20	4.51	6.64015	0.150599	0.0011560	0.0096	0.0771575
3	-0.10	4.59	6.54677	0.152747	0.0011892	0.0088	0.0754568
4	0.00	4.67	5.58047	0.179196	0.0016367	0.0080	0.0654414
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

ROW	C1	C2	C51	C52	C53	C54	C55
1	-0.50	4.25	7.19953	0.138898	0.0009833	0.0120	0.0849786
2	-0.20	4.51	7.19372	0.139010	0.0009849	0.0096	0.0825221
3	-0.10	4.59	7.05198	0.141804	0.0010249	0.0088	0.0803447
4	0.00	4.67	5.80186	0.172359	0.0015141	0.0080	0.0675327
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

ROW	C1	C2	C57	C58	C59	C60	C61
1	-0.50	4.25	7.87041	0.127058	0.0008228	0.0120	0.0915270
2	-0.20	4.51	7.80026	0.128201	0.0008377	0.0096	0.0884403
3	-0.10	4.59	7.60486	0.131495	0.0008813	0.0088	0.0857299
4	0.00	4.67	6.04142	0.165524	0.0013964	0.0080	0.0698107
5	0.10	4.77	4.77534	0.209409	0.0022351	0.0072	0.0571885
6	0.20	4.85	4.79467	0.208565	0.0022171	0.0064	0.0565638
7	0.50	5.09	4.94667	0.202156	0.0020829	0.0040	0.0555496
8	0.75	5.29	5.13934	0.194578	0.0019297	0.0020	0.0553230
9	1.00	5.48	5.26167	0.190054	0.0018410	0.0000	0.0544577

tabela b. d. c-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para Q = 0,010 m<sup>3</sup>/s.



ROW	C1 S	C2 h <sub>n</sub> (m)	C3 h <sub>c</sub> (m)	C4 V(m/s)	C5 V <sup>2</sup> /2g(m)	C6 z(m)	C7 H(m)
1	-0.50	4.67	4.67	0.321199	0.0052584	0.0120	0.0639584
2	-0.20	4.95	4.95	0.303030	0.0046803	0.0096	0.0637803
3	-0.10	5.02	5.02	0.298805	0.0045507	0.0088	0.0635507
4	0.00	5.09	5.09	0.294695	0.0044264	0.0080	0.0633264
5	0.10	5.16	5.16	0.290698	0.0043071	0.0072	0.0631071
6	0.20	5.24	5.24	0.286260	0.0041766	0.0064	0.0629766
7	0.50	5.48	5.48	0.273723	0.0038188	0.0040	0.0626188
8	0.75	5.64	5.64	0.265957	0.0036052	0.0020	0.0620052
9	1.00	5.83	5.83	0.257290	0.0033740	0.0000	0.0616740

ROW	C1	C2	C9	C10	C11	C12	C13
1	-0.50	4.67	4.79000	0.313152	0.0049982	0.0120	0.0648982
2	-0.20	4.95	5.06102	0.296383	0.0044772	0.0096	0.0646874
3	-0.10	5.02	5.12571	0.292642	0.0043649	0.0088	0.0644220
4	0.00	5.09	5.14216	0.291706	0.0043370	0.0080	0.0637586
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

ROW	C1	C2	C15	C16	C17	C18	C19
1	-0.50	4.67	5.08212	0.295152	0.0044401	0.0120	0.0672613
2	-0.20	4.95	5.32602	0.281636	0.0040428	0.0096	0.0669029
3	-0.10	5.02	5.37557	0.279040	0.0039686	0.0088	0.0665243
4	0.00	5.09	5.25369	0.285513	0.0041548	0.0080	0.0646918
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

ROW	C1	C2	C21	C22	C23	C24	C25
1	-0.50	4.67	5.51814	0.271831	0.0037662	0.0120	0.0709476
2	-0.20	4.95	5.71759	0.262348	0.0035080	0.0096	0.0702838
3	-0.10	5.02	5.74291	0.261192	0.0034771	0.0088	0.0697062
4	0.00	5.09	5.40958	0.277286	0.0039188	0.0080	0.0660146
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

tabela b. p. d-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
 para  $Q = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	C1	C2	C27	C28	C29	C30	C31
	S	$h_s(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$V(\text{m/s})$	$V^2/2g(\text{m})$	$z(\text{m})$	$H(\text{m})$
1	-0.50	4.67	6.08533	0.246494	0.0030968	0.0120	0.0759501
2	-0.20	4.95	6.22356	0.241020	0.0029608	0.0096	0.0747964
3	-0.10	5.02	6.21598	0.241313	0.0029680	0.0088	0.0739278
4	0.00	5.09	5.60372	0.267679	0.0036520	0.0080	0.0676892
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

ROW	C1	C2	C33	C34	C35	C36	C37
1	-0.50	4.67	6.77551	0.221385	0.0024980	0.0120	0.0822532
2	-0.20	4.95	6.83617	0.219421	0.0024539	0.0096	0.0804156
3	-0.10	5.02	6.78733	0.221000	0.0024893	0.0088	0.0791627
4	0.00	5.09	5.83239	0.257185	0.0033712	0.0080	0.0696951
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

ROW	C1	C2	C39	C40	C41	C42	C43
1	-0.50	4.67	7.58273	0.197818	0.0019945	0.0120	0.0898218
2	-0.20	4.95	7.54980	0.198681	0.0020119	0.0096	0.0871099
3	-0.10	5.02	7.45156	0.201300	0.0020653	0.0088	0.0853809
4	0.00	5.09	6.09295	0.246186	0.0030891	0.0080	0.0720186
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

tabela b. p. e-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
 para  $Q = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	C1 $S$	C2 $h_w(\text{cm})$	C57 $h_c(\text{cm})$	C58 $V(\text{m/s})$	C59 $V^2/2g(\text{m})$	C60 $z(\text{m})$	C61 $H(\text{m})$
1	-0.50	4.67	10.6644	0.140655	0.0010084	0.0120	0.119652
2	-0.20	4.95	10.2571	0.146240	0.0010900	0.0096	0.113261
3	-0.10	5.02	9.9636	0.150548	0.0011552	0.0088	0.109591
4	0.00	5.09	7.0481	0.212824	0.0023086	0.0080	0.080789
5	0.10	5.16	5.2400	0.286261	0.0041766	0.0072	0.063776
6	0.20	5.24	5.1879	0.289137	0.0042610	0.0064	0.062540
7	0.50	5.48	5.3333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.061365
8	0.75	5.64	5.4660	0.274424	0.0038383	0.0020	0.060498
9	1.00	5.83	5.6383	0.266036	0.0036073	0.0000	0.059991

ROW	C1	C2	C45	C46	C47	C48	C49
1	-0.50	4.67	8.50236	0.176422	0.0015864	0.0120	0.0986100
2	-0.20	4.95	8.36009	0.179424	0.0016408	0.0096	0.0948417
3	-0.10	5.02	8.20451	0.182826	0.0017036	0.0088	0.0925487
4	0.00	5.09	6.38343	0.234984	0.0028143	0.0080	0.0746486
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.0637764
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.0625395
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.0613650
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.0604983
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.0599906

ROW	C1	C2	C51	C52	C53	C54	C55
1	-0.50	4.67	9.53062	0.157387	0.0012625	0.0120	0.108569
2	-0.20	4.95	9.26352	0.161925	0.0013364	0.0096	0.103572
3	-0.10	5.02	9.04279	0.165878	0.0014024	0.0088	0.100630
4	0.00	5.09	6.70224	0.223806	0.0025530	0.0080	0.077575
5	0.10	5.16	5.23998	0.286261	0.0041766	0.0072	0.063776
6	0.20	5.24	5.18786	0.289137	0.0042610	0.0064	0.062540
7	0.50	5.48	5.33333	0.281250	0.0040317	0.0040	0.061365
8	0.75	5.64	5.46600	0.274424	0.0038383	0.0020	0.060498
9	1.00	5.83	5.63833	0.266036	0.0036073	0.0000	0.059991

tabela b. p. f.-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para  $Q = 0,015 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	C1 S	C2 h <sub>w</sub> (m)	C3 h <sub>c</sub> (m)	C4 V(m/s)	C5 V <sup>2</sup> /2g(m)	C6 z(m)	C7 H(m)
1	-0.50	5.37	5.37	0.465549	0.0110467	0.0120	0.0767467
2	-0.20	5.72	5.72	0.437063	0.0097362	0.0096	0.0765362
3	-0.10	5.83	5.83	0.428816	0.0093723	0.0088	0.0764723
4	0.00	5.92	5.92	0.422297	0.0090894	0.0080	0.0762895
5	0.10	6.02	6.02	0.415282	0.0087900	0.0072	0.0761900
6	0.20	6.10	6.10	0.409836	0.0085609	0.0064	0.0759609
7	0.50	6.32	6.32	0.395570	0.0079753	0.0040	0.0751753
8	0.75	6.49	6.49	0.385208	0.0075630	0.0020	0.0744630
9	1.00	6.69	6.69	0.373692	0.0071175	0.0000	0.0740175

ROW	C1	C2	C9	C10	C11	C12	C13
1	-0.50	5.37	5.58322	0.447770	0.0102191	0.0120	0.0780513
2	-0.20	5.72	5.91237	0.422843	0.0091129	0.0096	0.0778366
3	-0.10	5.83	6.01409	0.415690	0.0088073	0.0088	0.0777482
4	0.00	5.92	6.03823	0.414029	0.0087370	0.0080	0.0771193
5	0.10	6.02	6.12999	0.407831	0.0084774	0.0072	0.0769772
6	0.20	6.10	6.14154	0.407064	0.0084455	0.0064	0.0762609
7	0.50	6.32	6.14286	0.406977	0.0084419	0.0040	0.0738705
8	0.75	6.49	6.19077	0.403827	0.0083117	0.0020	0.0722194
9	1.00	6.69	6.45714	0.387168	0.0076401	0.0000	0.0722115

ROW	C1	C2	C15	C16	C17	C18	C19
1	-0.50	5.37	6.12807	0.407959	0.0084827	0.0120	0.0817634
2	-0.20	5.72	6.39452	0.390960	0.0077905	0.0096	0.0813357
3	-0.10	5.83	6.47104	0.386337	0.0076073	0.0088	0.0811177
4	0.00	5.92	6.31491	0.395888	0.0079882	0.0080	0.0791373
5	0.10	6.02	6.12999	0.407831	0.0084774	0.0072	0.0769772
6	0.20	6.10	6.14154	0.407064	0.0084455	0.0064	0.0762609
7	0.50	6.32	6.14286	0.406977	0.0084419	0.0040	0.0738705
8	0.75	6.49	6.19077	0.403827	0.0083117	0.0020	0.0722194
9	1.00	6.69	6.45714	0.387168	0.0076401	0.0000	0.0722115

tabela b. p. g-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para  $a = 0,025$  m<sup>3</sup>/s.

ROW	C1 $S$	C2 $h_v(\text{cm})$	C21 $h_c(\text{cm})$	C22 $V(\text{m/s})$	C23 $V^2/2g(\text{m})$	C24 $z(\text{m})$	C25 $H(\text{m})$
1	-0.50	5.37	6.96205	0.359090	0.0065721	0.0120	0.0881926
2	-0.20	5.72	7.12514	0.350870	0.0062747	0.0096	0.0871261
3	-0.10	5.83	7.15999	0.349162	0.0062138	0.0088	0.0866137
4	0.00	5.92	6.71965	0.372043	0.0070548	0.0080	0.0822514
5	0.10	6.02	6.12999	0.407831	0.0084774	0.0072	0.0769772
6	0.20	6.10	6.14154	0.407064	0.0084455	0.0064	0.0762609
7	0.50	6.32	6.14286	0.406977	0.0084419	0.0040	0.0738705
8	0.75	6.49	6.19077	0.403827	0.0083117	0.0020	0.0722194
9	1.00	6.69	6.45714	0.387168	0.0076401	0.0000	0.0722115

ROW	C1	C2	C27	C28	C29	C30	C31
1	-0.50	5.37	8.06521	0.309973	0.0048972	0.0120	0.0975494
2	-0.20	5.72	8.08515	0.309209	0.0048731	0.0096	0.0953246
3	-0.10	5.83	8.06223	0.310088	0.0049008	0.0088	0.0943231
4	0.00	5.92	7.23915	0.345344	0.0060786	0.0080	0.0864701
5	0.10	6.02	6.12999	0.407831	0.0084774	0.0072	0.0769772
6	0.20	6.10	6.14154	0.407064	0.0084455	0.0064	0.0762609
7	0.50	6.32	6.14286	0.406977	0.0084419	0.0040	0.0738705
8	0.75	6.49	6.19077	0.403827	0.0083117	0.0020	0.0722194
9	1.00	6.69	6.45714	0.387168	0.0076401	0.0000	0.0722115

ROW	C1	C2	C33	C34	C35	C36	C37
1	-0.50	5.37	9.42451	0.265266	0.0035864	0.0120	0.109832
2	-0.20	5.72	9.26214	0.269916	0.0037133	0.0096	0.105935
3	-0.10	5.83	9.16562	0.272758	0.0037919	0.0088	0.104248
4	0.00	5.92	7.86499	0.317864	0.0051497	0.0080	0.091800
5	0.10	6.02	6.12999	0.407831	0.0084774	0.0072	0.076977
6	0.20	6.10	6.14154	0.407064	0.0084455	0.0064	0.076261
7	0.50	6.32	6.14286	0.406977	0.0084419	0.0040	0.073870
8	0.75	6.49	6.19077	0.403827	0.0083117	0.0020	0.072219
9	1.00	6.69	6.45714	0.387168	0.0076401	0.0000	0.072212

ROW	C1	C2	C39	C40	C41	C42	C43
1	-0.50	5.37	11.0303	0.226648	0.0026182	0.0120	0.124921
2	-0.20	5.72	10.6470	0.234808	0.0028101	0.0096	0.118880
3	-0.10	5.83	10.4613	0.238976	0.0029108	0.0088	0.116324
4	0.00	5.92	8.5911	0.290998	0.0043160	0.0080	0.098227
5	0.10	6.02	6.1300	0.407831	0.0084774	0.0072	0.076977
6	0.20	6.10	6.1415	0.407064	0.0084455	0.0064	0.076261
7	0.50	6.32	6.1429	0.406977	0.0084419	0.0040	0.073870
8	0.75	6.49	6.1908	0.403827	0.0083117	0.0020	0.072219
9	1.00	6.69	6.4571	0.387168	0.0076401	0.0000	0.072212

tabela b. p. h-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para  $Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	C1 $S$	C2 $h_w(\text{cm})$	C45 $h_c(\text{cm})$	C46 $V(\text{m/s})$	C47 $V^2/2g(\text{m})$	C48 $z(\text{m})$	C49 $H(\text{m})$
1	-0.50	5.37	12.8750	0.194174	0.0019217	0.0120	0.142672
2	-0.20	5.72	12.2326	0.204371	0.0021288	0.0096	0.134055
3	-0.10	5.83	11.9423	0.209339	0.0022336	0.0088	0.130457
4	0.00	5.92	9.4129	0.265594	0.0035953	0.0080	0.105724
5	0.10	6.02	6.1300	0.407831	0.0084774	0.0072	0.076977
6	0.20	6.10	6.1415	0.407064	0.0084455	0.0064	0.076261
7	0.50	6.32	6.1429	0.406977	0.0084419	0.0040	0.073870
8	0.75	6.49	6.1908	0.403827	0.0083117	0.0020	0.072219
9	1.00	6.69	6.4571	0.387168	0.0076401	0.0000	0.072212

ROW	C1	C2	C51	C52	C53	C54	C55
1	-0.50	5.37	14.9525	0.167196	0.0014248	0.0120	0.162950
2	-0.20	5.72	14.0132	0.178403	0.0016222	0.0096	0.151354
3	-0.10	5.83	13.6031	0.183782	0.0017215	0.0088	0.146552
4	0.00	5.92	10.3264	0.242097	0.0029873	0.0080	0.114252
5	0.10	6.02	6.1300	0.407831	0.0084774	0.0072	0.076977
6	0.20	6.10	6.1415	0.407064	0.0084455	0.0064	0.076261
7	0.50	6.32	6.1429	0.406977	0.0084419	0.0040	0.073870
8	0.75	6.49	6.1908	0.403827	0.0083117	0.0020	0.072219
9	1.00	6.69	6.4571	0.387168	0.0076401	0.0000	0.072212

ROW	C1	C2	C57	C58	C59	C60	C61
1	-0.50	5.37	17.2574	0.144865	0.0010696	0.0120	0.185644
2	-0.20	5.72	15.9838	0.156408	0.0012469	0.0096	0.170685
3	-0.10	5.83	15.4388	0.161930	0.0013365	0.0088	0.164524
4	0.00	5.92	11.3287	0.220679	0.0024821	0.0080	0.123769
5	0.10	6.02	6.1300	0.407831	0.0084774	0.0072	0.076977
6	0.20	6.10	6.1415	0.407064	0.0084455	0.0064	0.076261
7	0.50	6.32	6.1429	0.406977	0.0084419	0.0040	0.073870
8	0.75	6.49	6.1908	0.403827	0.0083117	0.0020	0.072219
9	1.00	6.69	6.4571	0.387168	0.0076401	0.0000	0.072212

tabela b. p. i.-Energias mecânicas totais em cada seção de medição para  $Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	D1 S	D2 h <sub>u</sub> (cm)	D3 h <sub>c</sub> (cm)	D4 V(m/s)	D5 V <sup>2</sup> /2g(m)	D6 z(m)	D7 H(m)
1	-0.50	5.07	5.07	0.394477	0.0079313	0.0120	0.0705313
2	-0.20	5.37	5.37	0.372439	0.0070699	0.0096	0.0703699
3	-0.10	5.46	5.46	0.366300	0.0068387	0.0088	0.0702387
4	0.00	5.56	5.56	0.359712	0.0065949	0.0080	0.0701949
5	0.10	5.65	5.65	0.353982	0.0063665	0.0072	0.0700865
6	0.20	5.73	5.73	0.349040	0.0062094	0.0064	0.0699094
7	0.50	5.99	5.99	0.333890	0.0056821	0.0040	0.0695821
8	0.75	6.20	6.20	0.322581	0.0053037	0.0020	0.0693037
9	1.00	6.40	6.40	0.312500	0.0049774	0.0000	0.0689774

ROW	C1	C2	C9	C10	C11	C12	C13
1	-0.50	5.07	5.22850	0.382519	0.0074577	0.0120	0.0717427
2	-0.20	5.37	5.51994	0.362323	0.0066910	0.0096	0.0714904
3	-0.10	5.46	5.60458	0.356851	0.0064905	0.0088	0.0713362
4	0.00	5.56	5.63457	0.354952	0.0064216	0.0080	0.0707672
5	0.10	5.65	5.82690	0.343236	0.0060046	0.0072	0.0714736
6	0.20	5.73	5.74249	0.348281	0.0061824	0.0064	0.0700074
7	0.50	5.99	5.63400	0.342818	0.0059900	0.0040	0.0683300
8	0.75	6.20	5.96687	0.335184	0.0057262	0.0020	0.0673949
9	1.00	6.40	6.20100	0.322529	0.0053020	0.0000	0.0673120

ROW	C1	C2	C15	C16	C17	C18	C19
1	-0.50	5.07	5.62193	0.355750	0.0064505	0.0120	0.0746697
2	-0.20	5.37	5.88850	0.339645	0.0058796	0.0096	0.0743647
3	-0.10	5.46	5.95651	0.335767	0.0057461	0.0088	0.0741113
4	0.00	5.56	5.79893	0.344891	0.0060627	0.0080	0.0720520
5	0.10	5.65	5.82690	0.343236	0.0060046	0.0072	0.0714736
6	0.20	5.73	5.74249	0.348281	0.0061824	0.0064	0.0700074
7	0.50	5.99	5.63400	0.342818	0.0059900	0.0040	0.0683300
8	0.75	6.20	5.96687	0.335184	0.0057262	0.0020	0.0673949
9	1.00	6.40	6.20100	0.322529	0.0053020	0.0000	0.0673120

ROW	C1	C2	C21	C22	C23	C24	C25
1	-0.50	5.07	6.21511	0.321797	0.0052779	0.0120	0.0794290
2	-0.20	5.37	6.44141	0.310491	0.0049136	0.0096	0.0789277
3	-0.10	5.46	6.48182	0.308556	0.0048525	0.0088	0.0784707
4	0.00	5.56	6.03218	0.331555	0.0056029	0.0080	0.0739247
5	0.10	5.65	5.82690	0.343236	0.0060046	0.0072	0.0714736
6	0.20	5.73	5.74249	0.348281	0.0061824	0.0064	0.0700074
7	0.50	5.99	5.63400	0.342818	0.0059900	0.0040	0.0683300
8	0.75	6.20	5.96687	0.335184	0.0057262	0.0020	0.0673949
9	1.00	6.40	6.20100	0.322529	0.0053020	0.0000	0.0673120

tabela b. p. j-Energias mecânicas totais em cada seção de medição para  $Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$ .

ROW	C1	C2	C27	C28	C29	C30	C31
	S	$h_w(\text{cm})$	$h_c(\text{cm})$	$V(\text{m/s})$	$V^2/2g(\text{m})$	$z(\text{m})$	$H(\text{m})$
1	-0.50	5.07	6.99192	0.286045	0.0041703	0.0120	0.0860895
2	-0.20	5.37	7.16306	0.279210	0.0039734	0.0096	0.0852040
3	-0.10	5.46	7.16515	0.279129	0.0039711	0.0088	0.0844226
4	0.00	5.56	6.32561	0.316175	0.0050951	0.0080	0.0763512
5	0.10	5.65	5.82690	0.343236	0.0060046	0.0072	0.0714736
6	0.20	5.73	5.74249	0.348281	0.0061824	0.0064	0.0700074
7	0.50	5.99	5.83400	0.342818	0.0059900	0.0040	0.0683300
8	0.75	6.20	5.96687	0.335184	0.0057262	0.0020	0.0673949
9	1.00	6.40	6.20100	0.322529	0.0053020	0.0000	0.0673120

ROW	C1	C2	C33	C34	C35	C36	C37
1	-0.50	5.07	7.94192	0.251828	0.0032323	0.0120	0.0946515
2	-0.20	5.37	8.04339	0.248651	0.0031512	0.0096	0.0931852
3	-0.10	5.46	7.99666	0.250104	0.0031882	0.0088	0.0919548
4	0.00	5.56	6.67382	0.299678	0.0045773	0.0080	0.0793155
5	0.10	5.65	5.82690	0.343236	0.0060046	0.0072	0.0714736
6	0.20	5.73	5.74249	0.348281	0.0061824	0.0064	0.0700074
7	0.50	5.99	5.83400	0.342818	0.0059900	0.0040	0.0683300
8	0.75	6.20	5.96687	0.335184	0.0057262	0.0020	0.0673949
9	1.00	6.40	6.20100	0.322529	0.0053020	0.0000	0.0673120

ROW	C1	C2	C39	C40	C41	C42	C43
1	-0.50	5.07	9.05749	0.220812	0.0024851	0.0120	0.105060
2	-0.20	5.37	9.07508	0.220364	0.0024755	0.0096	0.102826
3	-0.10	5.46	8.96918	0.222986	0.0025343	0.0088	0.101026
4	0.00	5.56	7.07300	0.282765	0.0040752	0.0080	0.082805
5	0.10	5.65	5.82690	0.343236	0.0060046	0.0072	0.071474
6	0.20	5.73	5.74249	0.348281	0.0061824	0.0064	0.070007
7	0.50	5.99	5.83400	0.342818	0.0059900	0.0040	0.068330
8	0.75	6.20	5.96687	0.335184	0.0057262	0.0020	0.067395
9	1.00	6.40	6.20100	0.322529	0.0053020	0.0000	0.067312

ROW	C1	C2	C45	C46	C47	C48	C49
1	-0.50	5.07	10.3326	0.193561	0.0019096	0.0120	0.117236
2	-0.20	5.37	10.2524	0.195076	0.0019396	0.0096	0.114064
3	-0.10	5.46	10.0771	0.198469	0.0020077	0.0088	0.111579
4	0.00	5.56	7.5202	0.265949	0.0036049	0.0080	0.086807
5	0.10	5.65	5.8269	0.343236	0.0060046	0.0072	0.071474
6	0.20	5.73	5.7425	0.348281	0.0061824	0.0064	0.070007
7	0.50	5.99	5.8340	0.342818	0.0059900	0.0040	0.068330
8	0.75	6.20	5.9669	0.335184	0.0057262	0.0020	0.067395
9	1.00	6.40	6.2010	0.322529	0.0053020	0.0000	0.067312

tabela b. d. k-Energias mecânicas totais em cada seção de medição  
para  $Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$ .



ROW	C1	C2	C51	C52	C53	C54	C55
	S	$h_w(m)$	$h_c(m)$	$V(m/s)$	$V^2/2g(m)$	$z(m)$	$H(m)$
1	-0.50	5.07	11.7625	0.170032	0.0014735	0.0120	0.131099
2	-0.20	5.37	11.5707	0.172851	0.0015228	0.0096	0.126829
3	-0.10	5.46	11.3159	0.176742	0.0015921	0.0088	0.123552
4	0.00	5.56	8.0132	0.249588	0.0031750	0.0080	0.091307
5	0.10	5.65	5.8269	0.343236	0.0060046	0.0072	0.071474
6	0.20	5.73	5.7425	0.348281	0.0061824	0.0064	0.070007
7	0.50	5.99	5.8340	0.342818	0.0059900	0.0040	0.068330
8	0.75	6.20	5.9669	0.335184	0.0057262	0.0020	0.067395
9	1.00	6.40	6.2010	0.322529	0.0053020	0.0000	0.067312

ROW	C1	C2	C57	C58	C59	C60	C61
1	-0.50	5.07	13.3430	0.149891	0.0011451	0.0120	0.146575
2	-0.20	5.37	13.0260	0.153539	0.0012015	0.0096	0.141061
3	-0.10	5.46	12.6818	0.157706	0.0012676	0.0088	0.136886
4	0.00	5.56	8.5500	0.233918	0.0027889	0.0080	0.096289
5	0.10	5.65	5.8269	0.343236	0.0060046	0.0072	0.071474
6	0.20	5.73	5.7425	0.348281	0.0061824	0.0064	0.070007
7	0.50	5.99	5.8340	0.342818	0.0059900	0.0040	0.068330
8	0.75	6.20	5.9669	0.335184	0.0057262	0.0020	0.067395
9	1.00	6.40	6.2010	0.322529	0.0053020	0.0000	0.067312

tabela b. 9. l-Energias mecânicas totais em cada seção de medição para  $Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$ .

COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA ( K )				
m	F = 0,32	F = 0,42	F = 0,49	F = 0,55
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,10	1,4639	0,7181	0,5255	0,4066
0,20	2,2965	1,3323	1,0676	0,8646
0,30	3,5249	2,2695	1,9282	1,6225
0,40	5,1197	3,5205	3,1120	2,6956
0,50	7,0636	5,0782	4,6173	4,0843
0,60	9,3429	6,9340	6,4357	5,7787
0,70	11,9453	9,0774	8,5551	7,7649
0,80	14,8592	11,4974	10,9629	10,0292
0,90	18,0739	14,1836	13,6472	12,5593

tabela b. 10 - Coeficientes de perda de carga em função do grau de contração da seção do canal para a faixa de números de Froude estudada .

m	V	d <sub>75</sub>	Y <sub>B</sub>	F
0,518	0,4789	0,004	1,33	0,32
0,555	0,4986	0,006	1,13	0,32
0,650	0,5485	0,008	1,08	0,32
0,745	0,5985	0,011	1,00	0,32
0,240	0,3843	0,004	1,07	0,42
0,305	0,4199	0,006	0,95	0,42
0,450	0,4993	0,008	0,98	0,42
0,545	0,5514	0,011	0,92	0,42
0,630	0,5979	0,017	0,81	0,42
0,225	0,4602	0,006	1,04	0,49
0,335	0,5244	0,008	1,03	0,49
0,360	0,5391	0,011	0,90	0,49
0,405	0,5654	0,017	0,76	0,49
0,465	0,6004	0,020	0,75	0,49
0,228	0,5278	0,008	1,04	0,55
0,255	0,5411	0,011	0,91	0,55
0,290	0,5580	0,017	0,75	0,55
0,350	0,5871	0,020	0,73	0,55

tabela b. 11-Coeficiente de Yzbash calculado com os dados das séries de ensaios .

Row	m	V	d	h/d	Cs
1	0.5175	0.478898	0.004	11.6754	0.883574
2	0.5550	0.498608	0.006	7.7833	0.803646
3	0.6500	0.548540	0.008	5.8374	0.803284
4	0.7450	0.598472	0.011	4.2454	0.788140

ROW	C5	C6	C7	C18	C8
1	0.240	0.384272	0.004	12.7243	0.698895
2	0.305	0.419879	0.006	8.4832	0.667109
3	0.450	0.499310	0.008	6.3625	0.720768
4	0.545	0.551351	0.011	4.6275	0.715730
5	0.630	0.597914	0.017	2.9941	0.671344

ROW	C9	C10	C11	C19	C12
1	0.225	0.460245	0.006	9.26698	0.720552
2	0.335	0.524507	0.008	6.95024	0.746073
3	0.360	0.539112	0.011	5.05459	0.689621
4	0.405	0.565401	0.017	3.27054	0.625563
5	0.465	0.600453	0.020	2.78002	0.629310

ROW	C13	C14	C15	C20	C16
1	0.2275	0.527769	0.008	7.39973	0.742913
2	0.2550	0.541098	0.011	5.38184	0.684962
3	0.2900	0.558063	0.017	3.48238	0.611019
4	0.3500	0.587145	0.020	2.95998	0.608963

tabela b.11-Coeficiente de Straub calculado com os dados das séries de ensaios .

ROW	m	v	d	tan $\phi$	tan $\theta$	cos $\theta$	Cn
1	0.5175	0.478898	0.004	0.775680	0.499890	0.894467	0.149773
2	0.5550	0.498608	0.006	0.809784	0.566464	0.870098	0.196694
3	0.6500	0.548540	0.008	0.815580	0.622501	0.848950	0.192517
4	0.7450	0.598472	0.011	0.833169	0.641999	0.841507	0.222150

ROW	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14
1	0.240	0.384272	0.004	0.775680	0.674509	0.829038	0.139235
2	0.305	0.419879	0.006	0.809784	0.495000	0.896212	0.316405
3	0.450	0.499310	0.008	0.815580	0.770769	0.792035	0.109684
4	0.545	0.551351	0.011	0.833169	0.779999	0.788503	0.135258
5	0.630	0.597914	0.017	0.848062	0.679293	0.827198	0.323259

ROW	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21
1	0.225	0.460245	0.006	0.809784	0.777146	0.789594	0.082390
2	0.335	0.524507	0.008	0.815580	0.774944	0.790436	0.094587
3	0.360	0.539112	0.011	0.833169	0.768283	0.792987	0.156597
4	0.405	0.565401	0.017	0.848062	0.762668	0.795139	0.253838
5	0.465	0.600453	0.020	0.863177	0.756995	0.797315	0.296935

ROW	C22	C23	C24	C25	C26	C27	C28
1	0.2275	0.527769	0.008	0.815580	0.774944	0.790436	0.093421
2	0.2550	0.541098	0.011	0.833169	0.768283	0.792987	0.155449
3	0.2900	0.558063	0.017	0.848062	0.762668	0.795139	0.260557
4	0.3500	0.587145	0.020	0.863177	0.756995	0.797315	0.310548

tabela b. 12-Coeficiente de Naylor calculado com os dados das séries de ensaios .

m	$\eta$	d/h	F
0,518	1,00	0,0857	0,32
0,630	0,96	0,0857	0,32
0,680	0,85	0,0857	0,32
0,555	1,00	0,1285	0,32
0,665	0,90	0,1285	0,32
0,705	0,88	0,1285	0,32
0,650	1,00	0,1713	0,32
0,735	0,95	0,1713	0,32
0,765	0,85	0,1713	0,32
0,745	1,00	0,2356	0,32
0,785	0,97	0,2356	0,32
0,820	0,92	0,2356	0,32
0,240	1,00	0,0876	0,42
0,350	0,76	0,0876	0,42
0,410	0,66	0,0876	0,42
0,305	1,00	0,1179	0,42
0,410	0,93	0,1179	0,42
0,450	1,00	0,1572	0,42
0,545	0,88	0,1572	0,42
0,605	0,78	0,1572	0,42
0,545	1,00	0,2161	0,42
0,605	0,88	0,2161	0,42
0,640	0,81	0,2161	0,42
0,630	1,00	0,3340	0,42
0,680	0,87	0,3340	0,42
0,730	0,78	0,3340	0,42

0,225	1,00	0,1079	0,49
0,295	0,82	0,1079	0,49
0,340	0,57	0,1079	0,49
0,335	1,00	0,1439	0,49
0,360	0,89	0,1439	0,49
0,360	1,00	0,1978	0,49
0,410	0,85	0,1978	0,49
0,460	0,74	0,1978	0,49
0,405	1,00	0,3058	0,49
0,515	0,78	0,3058	0,49
0,565	0,73	0,3058	0,49
0,465	1,00	0,3597	0,49
0,555	0,86	0,3597	0,49
0,590	0,71	0,3597	0,49
0,228	1,00	0,1351	0,55
0,305	0,68	0,1351	0,55
0,360	0,64	0,1351	0,55
0,255	1,00	0,2550	0,55
0,305	0,84	0,2550	0,55
0,340	0,73	0,2550	0,55
0,290	1,00	0,1858	0,55
0,395	0,87	0,1858	0,55
0,445	0,65	0,1858	0,55
0,350	1,00	0,3378	0,55
0,430	0,90	0,3378	0,55
0,485	0,79	0,3378	0,55

tabela b. 13-Eficiência do material em relação ao diâmetro relativo, grau de contração, da seção do canal e número de Froude do escoamento não perturbado .

Cr	$\eta$	d/h	F
0,02980	1,00	0,0857	0,32
0,05310	0,96	0,0857	0,32
0,07780	0,85	0,0857	0,32
0,04302	1,00	0,1285	0,32
0,06659	0,90	0,1285	0,32
0,08489	0,88	0,1285	0,32
0,07066	1,00	0,1713	0,32
0,14290	0,95	0,1713	0,32
0,20416	0,85	0,1713	0,32
0,12335	1,00	0,2356	0,32
0,19113	0,97	0,2356	0,32
0,24005	0,92	0,2356	0,32
0,01984	1,00	0,0876	0,42
0,02734	0,76	0,0876	0,42
0,02831	0,66	0,0876	0,42
0,02082	1,00	0,1179	0,42
0,03765	0,93	0,1179	0,42
0,06487	1,00	0,1572	0,42
0,07457	0,88	0,1572	0,42
0,07566	0,78	0,1572	0,42
0,09292	1,00	0,2161	0,42
0,11278	0,88	0,2161	0,42
0,12653	0,81	0,2161	0,42
0,10977	1,00	0,3340	0,42
0,13226	0,87	0,3340	0,42
0,16898	0,78	0,3340	0,42

0,02382	1,00	0,1079	0,49
0,02619	0,82	0,1079	0,49
0,02802	0,57	0,1079	0,49
0,04756	1,00	0,1439	0,49
0,05094	0,89	0,1439	0,49
0,04917	1,00	0,1978	0,49
0,04523	0,85	0,1978	0,49
0,05396	0,74	0,1978	0,49
0,06978	1,00	0,3058	0,49
0,08991	0,78	0,3058	0,49
0,08825	0,73	0,3058	0,49
0,07334	1,00	0,3597	0,49
0,09762	0,86	0,3597	0,49
0,10590	0,71	0,3597	0,49
0,03927	1,00	0,1351	0,55
0,04348	0,68	0,1351	0,55
0,04175	0,64	0,1351	0,55
0,04786	1,00	0,2550	0,55
0,05058	0,84	0,2550	0,55
0,04512	0,73	0,2550	0,55
0,05486	1,00	0,1858	0,55
0,07064	0,87	0,1858	0,55
0,07480	0,65	0,1858	0,55
0,06288	1,00	0,3378	0,55
0,07921	0,90	0,3378	0,55
0,08196	0,79	0,3378	0,55

tabela b. 18—Coeficiente de Sandover em função do grau de contração da seção do canal, da eficiência do material, do diâmetro relativo do material e do número de Froude .



ANEXO A

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

#### A.2.4. PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DE MACIÇOS

Nos maciços em contato direto com a água, como é o caso das barragens e ensecadeiras desenvolve-se um fenômeno conhecido por percolação. Esta pode ser definida como sendo o movimento do fluido através dos interstícios do meio poroso que varia desde maciços formados por argila até os formados por blocos de rocha. Os interstícios formam um conjunto de pequenos canais bastante complexo não sendo retilíneos e em muitas vezes interrompido impondo que a análise seja feita de forma global, utilizando-se grandezas médias.

A forma de se analisar o escoamento através de meios porosos se dá de maneira semelhante ao escoamento em condutos. Uma vez que o escoamento é caracterizado basicamente como sendo laminar quando predominam as forças viscosas sobre as de inércia e turbulento quando as forças inerciais sobrepõem-se às viscosas.

Para o escoamento laminar (número de Reynolds pequeno) o gradiente de energia é dado pela Lei de Darcy, na qual a perda de carga unitária é linearmente proporcional à velocidade.

$$\frac{dH}{ds} = i = \frac{1}{k_p} v \quad (\text{A.1.47})$$

onde  $k_p$  é o coeficiente de permeabilidade. A permeabilidade é um termo dimensional em função do fluido e do próprio maciço.

Prosseguindo a analogia com o escoamento em tubos, a declividade da linha de energia nestes é dada por:

$$i = \frac{\lambda v^2}{2 g D} \quad (\text{A.1.48})$$

onde  $\lambda$  = fator de atrito =  $\frac{64}{Re}$  =  $\frac{64 \nu}{v D}$  para escoamentos laminares em tubos (A.1.49)

D = diâmetro do tubo;

$\nu$  = viscosidade cinemática.

$$i = \frac{32 V \nu}{g D^2} \quad (\text{A.1.50})$$

Enquanto que em meios porosos o fator de atrito é :

$$K = \frac{C_1}{Re} = \frac{C_1 \nu n}{V d} \quad (\text{A.1.51})$$

onde:  $d$  é o diâmetro do material;  
 $n$  é a porosidade do material;  
 $C_1$  é uma constante.

$$\text{Sendo } i = \frac{K (V/n)^2}{2 g d} \quad (\text{A.1.52})$$

Substituindo-se A.1.51 em A.1.52 tem-se:

$$i = \frac{C \nu V}{g d^2 n} \quad (\text{A.1.53})$$

Note-se que  $V$  é a velocidade aparente  $Q/A$ , mas é a velocidade é melhor determinada por  $V/n$ , sendo  $n$  a porosidade do material (volume de vazios por unidade de volume de maciço). Na verdade, a velocidade ainda depende do tamanho e da forma dos poros.

A medida que a estrutura granular do material se torna maior, aumentam também os interstícios e o escoamento deixa de ser laminar e a Lei de Darcy deixa de ser válida. A explicação é que o escoamento se dá irregularmente por caminhos tortuosos sujeitos a alargamentos e estreitamentos bruscos, sendo as perdas de energia causadas por acelerações e desacelerações do escoamento. É bastante claro que as forças inerciais se superpõem às viscosas e convencionou-se chamar o escoamento de turbulento, uma vez que as perdas de energia variam em função da velocidade ao quadrado semelhantemente ao escoamento turbulento em tubos. Forcheimer (1902) propôs uma equação do tipo:

$$\frac{dH}{ds} = i = a V + b V^2 \quad (\text{A.1.54})$$

O parâmetro  $a$  está relacionado com as perdas de carga laminares e pode ser obtido comparando-se as equações de Darcy e Forcheimer.

$$a = \frac{1}{k_p} \quad (\text{A.1.55})$$

O outro parâmetro a ser determinado se refere às perdas de carga devido à turbulência. Retomando a analogia com o escoamento em tubos, a perda de energia é proporcional a  $V^2/n^2gR$ , sendo  $R$  o raio hidráulico médio que é função do diâmetro do material. Então a declividade da linha de energia pode ser escrita como:

$$i = \frac{K_t V^2}{g d n^2} \quad (\text{A.1.56})$$

O coeficiente  $K_t$ , para número de Reynolds grandes, é função da forma e da rugosidade do material. Na busca pela determinação do coeficiente de atrito, Stephenson (1979) reuniu em um gráfico (fig. A.1.14) trabalhos de vários pesquisadores. Na região laminar, o coeficiente é dado por:

$$K = \frac{800}{Re} \quad (\text{A.1.57})$$

Ainda pelo gráfico, o coeficiente de perda devido à turbulência é dado conforme o tipo de material utilizado, sendo 1 para pedras lisas e arredondadas, 2 para pedras semi-arredondadas e 4 para pedras angulares. Na região de transição e portanto para todo o gráfico, o coeficiente pode ser escrito como:

$$K = \frac{800}{Re} + K_t \quad (\text{A.1.58})$$

Partindo de uma função da forma abaixo:

$$f(J, \mu, \rho, V, d) = 0, \quad (\text{A.1.59})$$

Hatch (1940), com o auxílio da análise dimensional, chega a uma equação do tipo:

$$i = \frac{K}{g} \left[ \frac{\mu}{\rho} \right]^{2-m} V^m d^{m-9} \quad (\text{A.1.60})$$

É necessário para a utilização prática desta equação, a introdução do raio hidráulico e a velocidade através dos vazios ( $V/n$ ). O raio hidráulico é dado por:

$$R_h = \frac{\text{Volume dos sólidos}}{\text{Área dos sólidos}} \frac{1}{1-n} = \frac{V_s}{A} \frac{1}{1-n} \quad (\text{A.1.61})$$

Sabendo-se ainda que  $\frac{A}{V_s} = \frac{6}{\phi d}$ , a equação (A.1.60) é re-escrita como:

$$i = \frac{K}{g} \left[ \frac{\mu}{\rho} \right]^{2-m} V^m \left[ \frac{6}{\phi d} \right]^{3-m} \frac{(1-n)^{3-m}}{n^3} \quad (\text{A.1.62})$$

Para escoamento laminar ( $m = 1$ ) e  $Re = \frac{\rho \phi V d}{\mu}$  tem-se :

$$i = f_1 \frac{1}{\phi d} \frac{1-n}{n^3} \frac{V^2}{g} \quad (\text{A.1.63})$$

$$\text{onde } f_1 = \frac{36 K_1 (1-n)}{Re}$$

Semelhantemente, para escoamento turbulento ( $m = 2$ ), a equação A.1.62 fica:

$$i = f_2 \frac{1}{\phi d} \frac{1-n}{n^3} \frac{V^2}{g} \quad (\text{A.1.64})$$

$$\text{onde } f_2 = 6 K_2$$

$$\text{Daí } f = f_1 + f_2 = \frac{36 K_1 (1-n)}{Re} + 6 K_2 \quad (\text{A.1.65})$$

A equação A.1.64 é conhecida como equação de Carman - Kozeny. O fator de resistência ( $f$ ), segundo experiências de Ergun (1952) é dado por:

$$f = 150 \frac{1-n}{Re} + 1,75 \quad (\text{A.1.66})$$

Rose (1949), baseado em resultados de investigação experimental bastante extensa, com materiais de formas diversas, propõe a seguinte equação:

$$i = f \frac{1}{\phi_d} \frac{V^2}{g} \phi_1 \phi_2 \phi_3 \quad (\text{A.1.67})$$

onde  $\phi_1$  = função da porosidade do material (fig. A.1.18)

$\phi_2$  = função da relação entre o diâmetro das partículas e o diâmetro do recipiente que as contém (efeito de parede) (fig. A.1.18);

$\phi_3$  = função da forma das partículas, definida pela relação (fig. A.1.18).

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} + \frac{A_h}{A_s}$$

sendo  $\frac{L_{\max}}{L_{\min}}$  = relação entre as dimensões máximas e mínimas da partícula;

$A_h$  = seção transversal do vazio;

$A_s$  = projeção da área da partícula em um plano normal ao eixo da perfuração.

$$\text{O fator de resistência é dado por } f = \frac{1000}{Re} + \frac{125}{\sqrt{Re}} + 14$$

(A.1.68)

Com o auxílio da fig. A.1.19 pode-se notar a extensão da análise experimental e a eficácia dos fatores de correção ( $\phi_1$ ,  $\phi_2$ ,  $\phi_3$ ) pela comparação da curva teórica e os resultados obtidos nos ensaios.

Izbash e Khalidre (1971) usando o método dimensional chegam a uma relação semelhante a de Carman - Kozeny e chamada pelos autores de fórmula generalizada de Chézy na forma:

$$i = \frac{B}{g} \nu^{2-m} N^{-m} d^{m-3} V^m \quad (\text{A.1.69})$$

onde B é função da estrutura do meio poroso, da forma e da

rugosidade das partículas e do número de Reynolds.

Para escoamento turbulento  $m = 2$ , a equação fica:

$$i = \frac{B}{g} n^{-2} d V^2 \quad (\text{A.1.70})$$

Denotando  $\sqrt{g/B} = C_f$  tem-se:

$$i = \frac{1}{C_f^2} \quad (\text{A.1.71})$$

$C_f$  é denominado como o coeficiente generalizado de Chézy, e Izbash obteve para este coeficiente o valor:

$$C_f = 20 - \frac{14}{d} \text{ para pedras arredondadas, porosidade } n = 0,4 \text{ e diâmetro } 1,0 \leq d \leq 5,75 \text{ cm} \quad (\text{A.1.71.a})$$

$$C_f = 20 - \frac{5}{d} \text{ para pedras irregulares com } d \leq 5 \text{ cm.} \quad (\text{A.1.72.b})$$

Estas expressões servem, segundo os próprios autores, apenas para determinar a ordem de grandeza dos coeficientes.

Ward (1964) apresenta um método no qual substitui a influência da forma dos grãos, da porosidade e a rugosidade das partículas, etc pela permeabilidade do material. Para isto fez uso do conceito da permeabilidade física:

$$k = k_p \frac{\mu}{\gamma} \quad \text{ou} \quad (\text{A.1.73})$$

$$k_p = k \frac{\gamma}{\mu} \quad (\text{A.1.74})$$

Dividindo-se a equação acima pelo quadrado do raio hidráulico médio tem-se o parâmetro abaixo que é função da porosidade ( $n$ ) e da tortuosidade ( $\Delta/\Delta e^2$ ).

$$\frac{k_p \mu}{\gamma \bar{R}^2} = F_2(n, T) = D \quad (\text{A.1.75})$$

Das duas equações acima pode-se deduzir que  $\bar{R}$  é aproximadamente igual a  $k^{1/2}$  e define-se assim um número de

Reynolds da forma:

$$Re = \frac{\rho V k^{1/2}}{\mu} \quad (A.1.76)$$

Fazendo-se uso novamente da equação de Forcheimer e da equação A.1.55 vem:

$$i = \frac{\mu}{k \gamma} V + b V^2 \quad (A.1.77)$$

Multiplicando-se e dividindo-se o primeiro termo por  $V$  e fazendo-se  $k = k^{1/2}$  tem-se:

$$i = \frac{1}{Re} \frac{V^2}{g k^{1/2}} + b V^2 \quad (A.1.78)$$

Da analogia com a fórmula universal para as perdas de carga em escoamentos turbulentos pode-se escrever que:

$$bV^2 = \frac{f'}{4 R} \frac{V^2}{2 g} \quad (A.1.79)$$

Como já mencionado anteriormente que  $\bar{R} = k^{1/2}$  e substituindo-se na equação A.1.78 tem-se:

$$i = \left[ \frac{2}{Re} + \frac{f'}{8} \right] \frac{V^2}{2 g k^{1/2}} \quad (A.1.80)$$

Segundo Ward o coeficiente  $\frac{f}{8}$  seria constante e igual a 1,10. Contudo trabalhos mais recentes de Green e Duwez (1951) sugerem que o número de Reynolds devem ser definidos por:

$$Re' = \frac{V (k/c)^{1/2}}{\nu} \quad (A.1.81)$$

e a expressão da perda de carga dada por:

$$i = f k \frac{V^2}{2 g (k/c)^{1/2}} \quad (A.1.82.a)$$



$$\text{onde } f_k = \left[ \frac{1}{Re'} + \frac{f'}{8} \right] \quad (\text{A.1.83.b})$$

Dos resultados obtidos pelos autores o coeficiente  $c$  é uma função do escoamento.

Quando se tenta modelar fisicamente o fenómeno da percolação em um maciço de enrocamento através da semelhança de Froude depara-se com a dificuldade de que o escoamento através do meio poroso no protótipo é turbulento e no modelo é laminar. Em modelos de Froude há semelhança na perda de carga entre a montante e a jusante do maciço de enrocamento. O problema se estabelece no interior do maciço pelo que foi abordado anteriormente. Se desejar-se, por qualquer motivo manter-se a semelhança de velocidades através do meio poroso e simultaneamente o mesmo número de Froude do escoamento no protótipo e no modelo é necessário alterar-se o comprimento do maciço no modelo. Faz-se o seguinte raciocínio:

- Iguale-se as perdas de carga:

$$h_{pm} = h_{pp} \frac{1}{\lambda} \quad (\text{A.1.83})$$

onde  $\frac{1}{\lambda}$  é a escala do modelo.

$$J_m L_m = J_p L_p \quad (\text{A.1.84})$$

Para se ter a semelhança de velocidades entre o modelo e o protótipo a jusante do maciço é necessário aumentar-se  $J_m$  e para não alterar-se a semelhança de perdas de carga deve-se reduzir o comprimento do maciço no modelo.

Tamada, Barth e Mazzo (1983) apresentam um método para se determinar qual a distorção do comprimento do maciço para se obter semelhança de velocidades a jusante do mesmo. Conhecendo-se no modelo e no protótipo o diâmetro do material, a velocidade de percolação, a perda de carga e o comprimento de percolação no protótipo, pode-se determinar os coeficientes de atrito no modelo e no protótipo e conseqüentemente o comprimento de percolação

necessário no modelo para reproduzir corretamente as velocidades a jusante do maciço no protótipo.

ANEXO C

CURVAS GRANULOMÉTRICAS DO MATERIAL UTILIZADO

figura b. 19. a-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

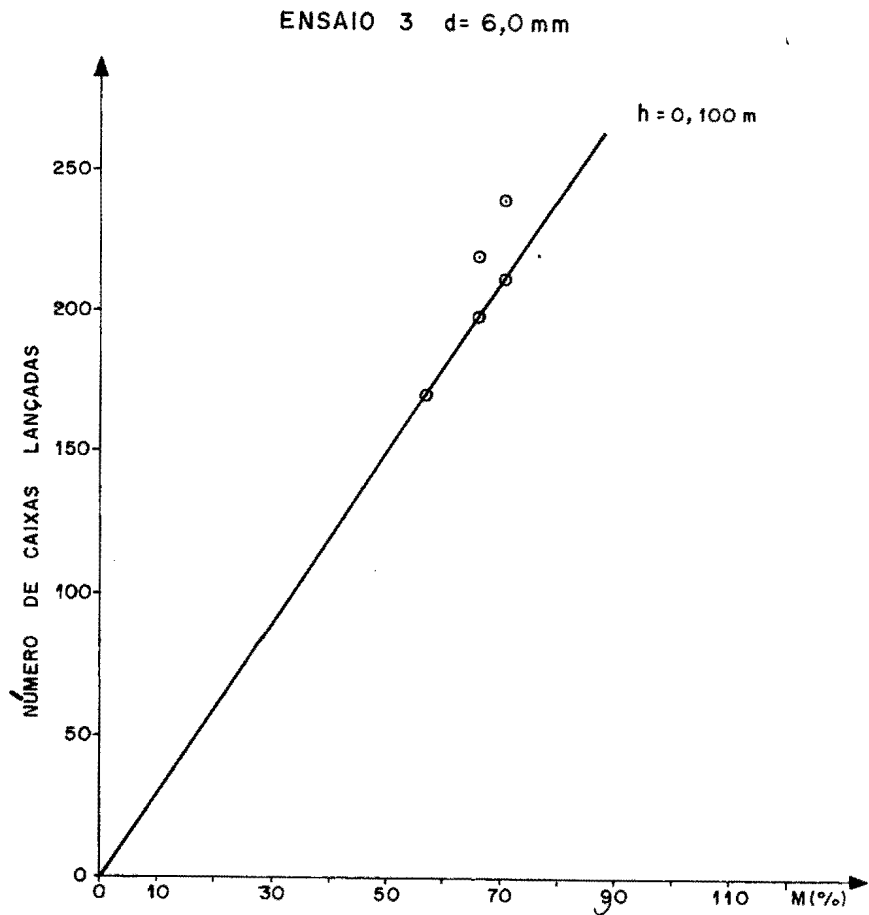
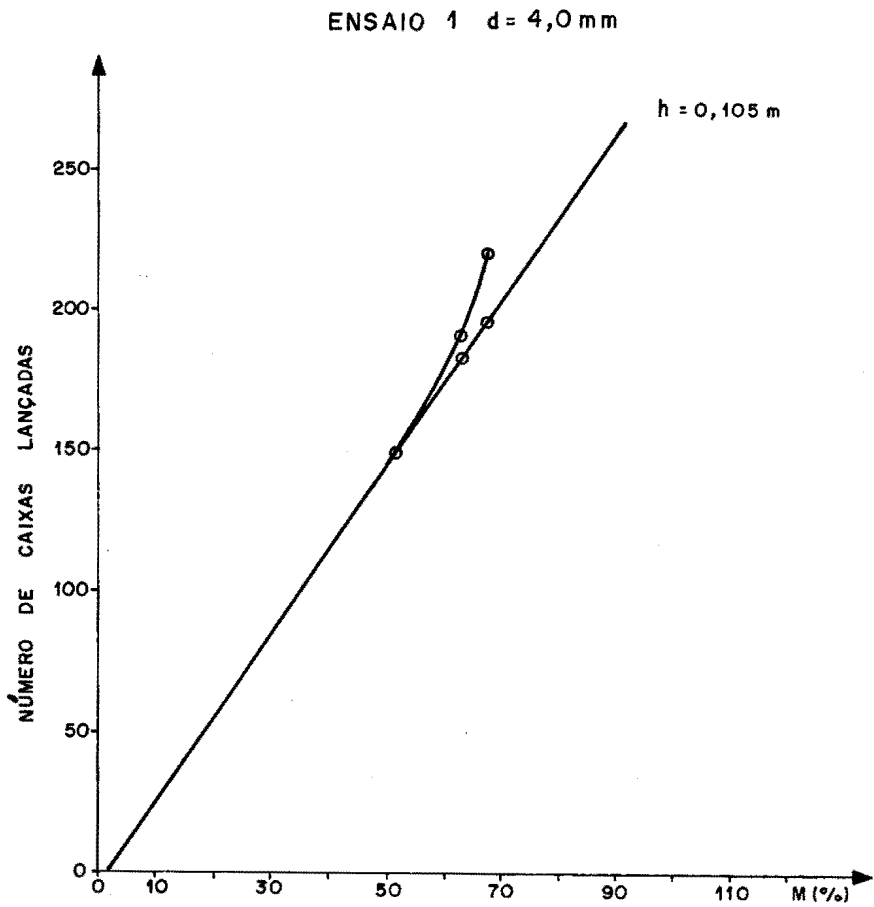


figura b.19. b-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

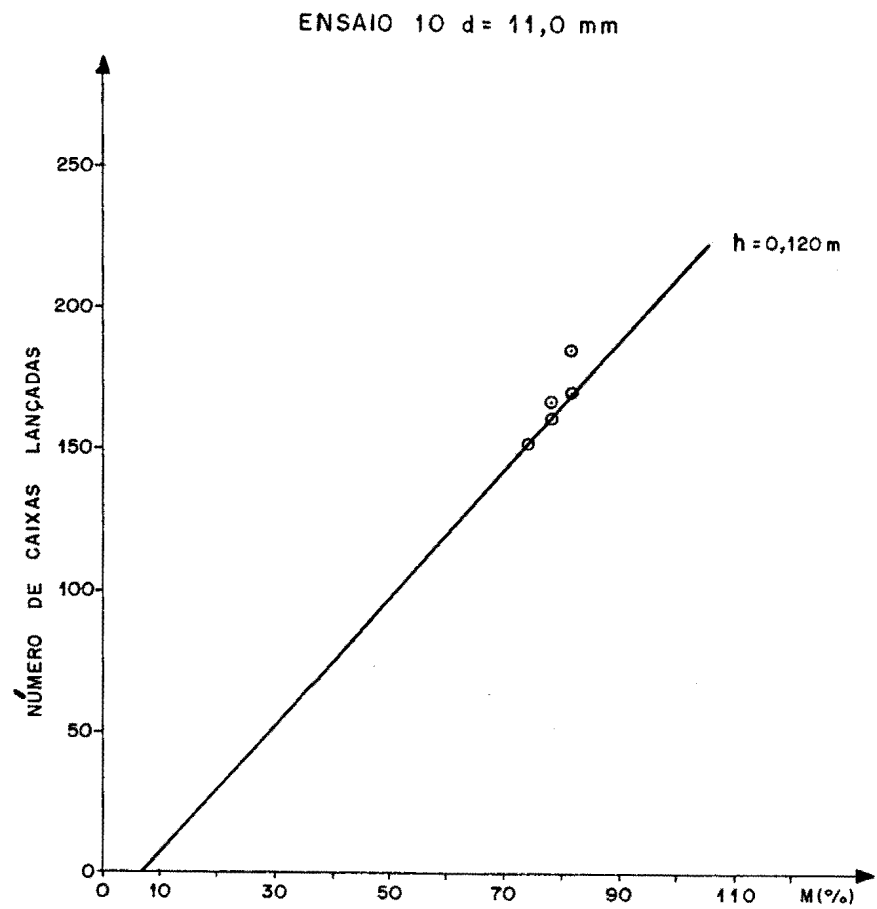
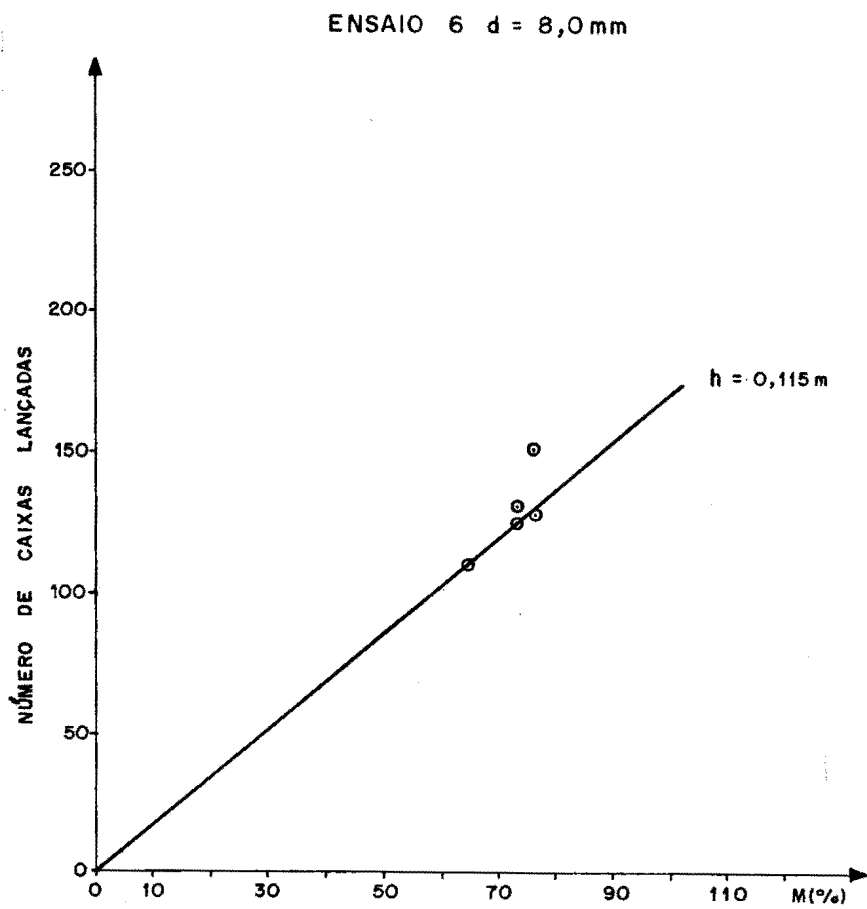


figura b.19. c-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

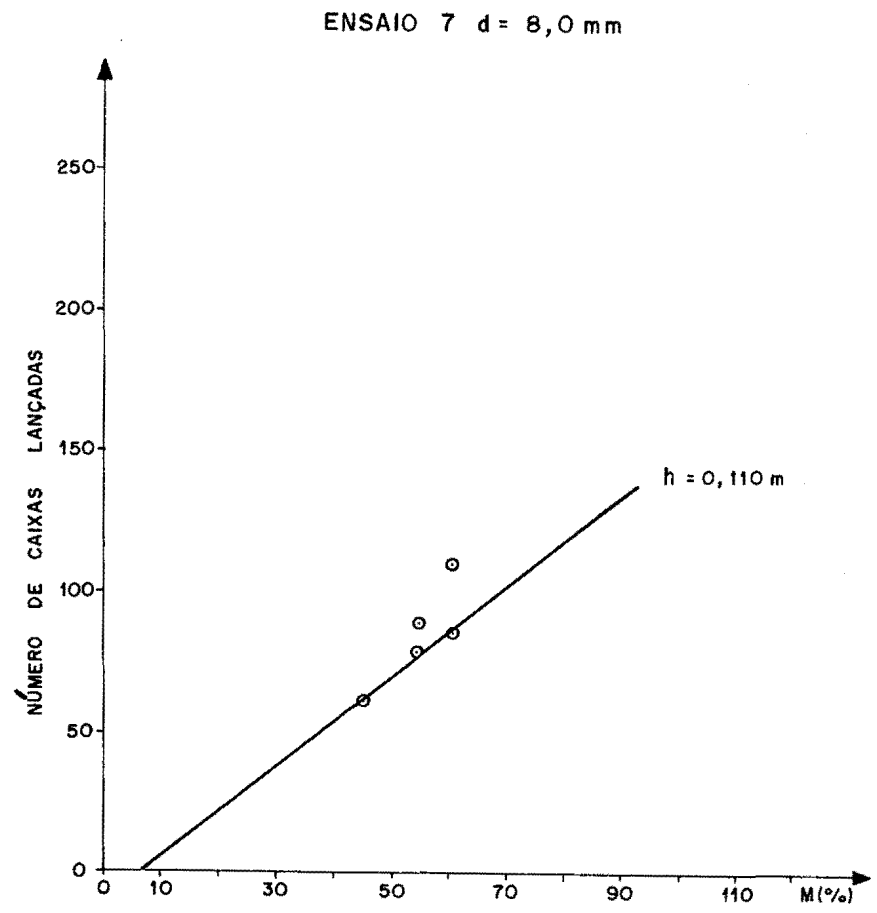
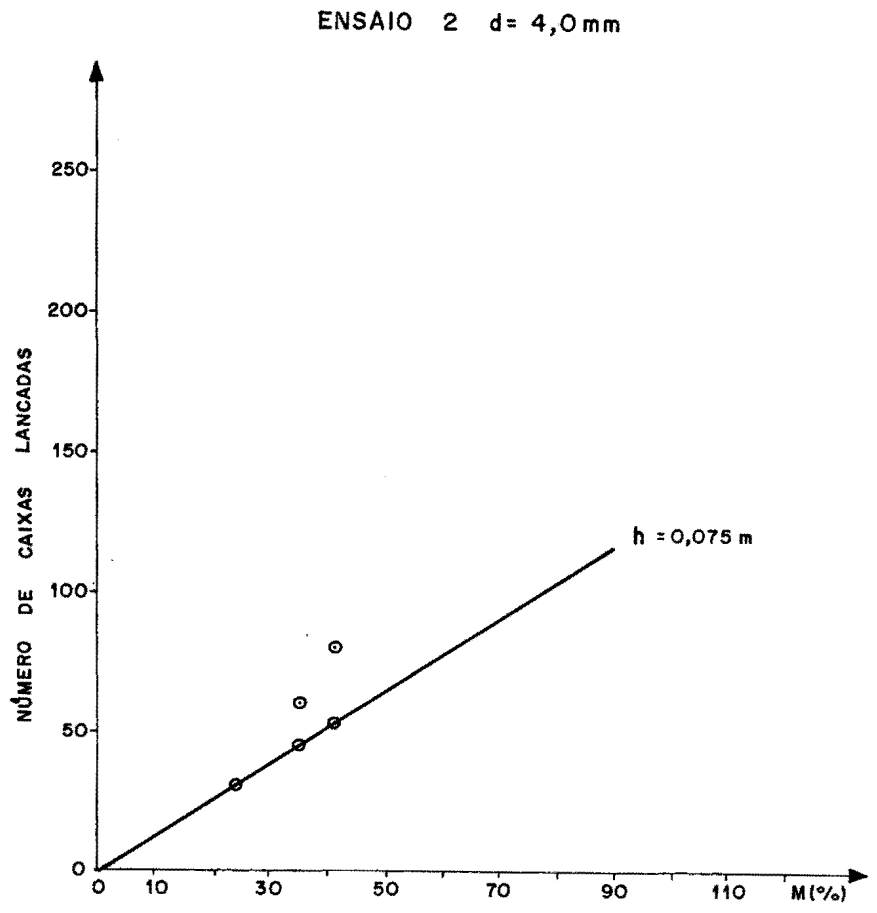


Figura b. 19. d-número de caixas lançadas x grau de contração  
da seção com e sem escoamento.

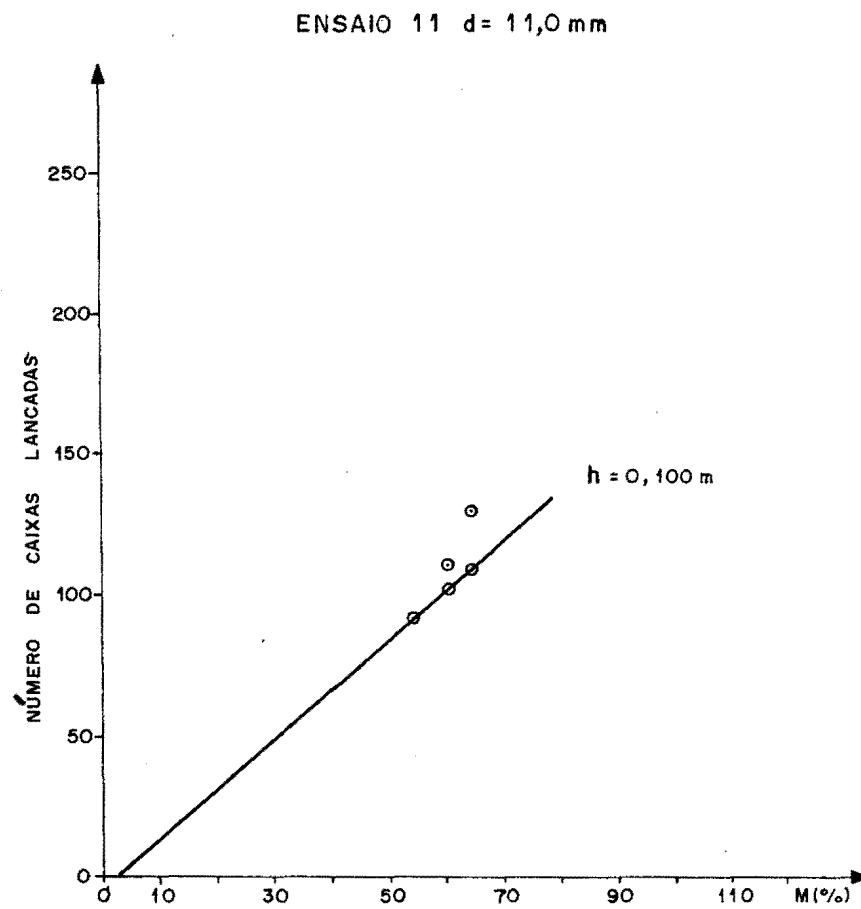
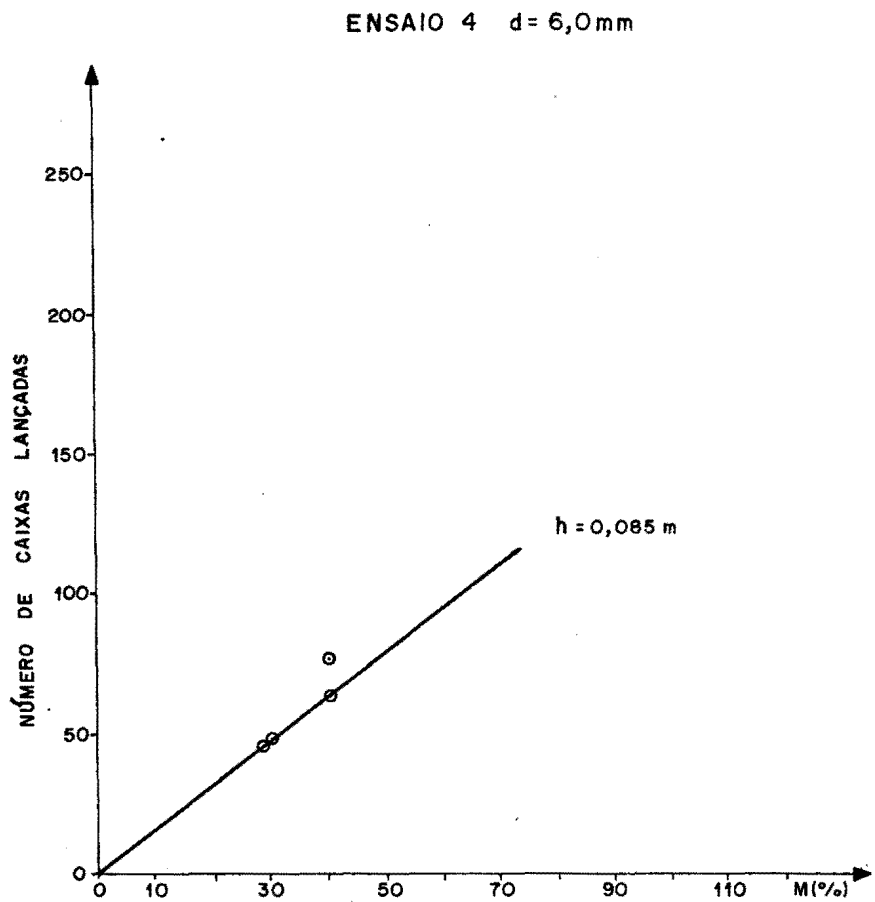


figura b.15. e-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

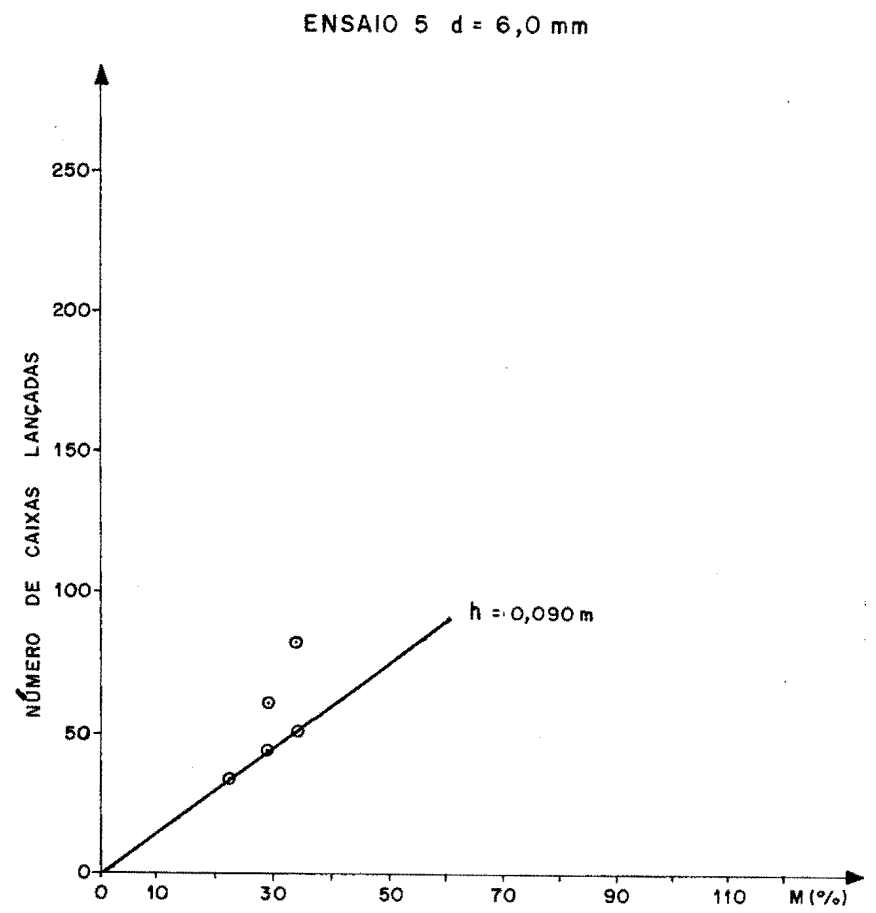
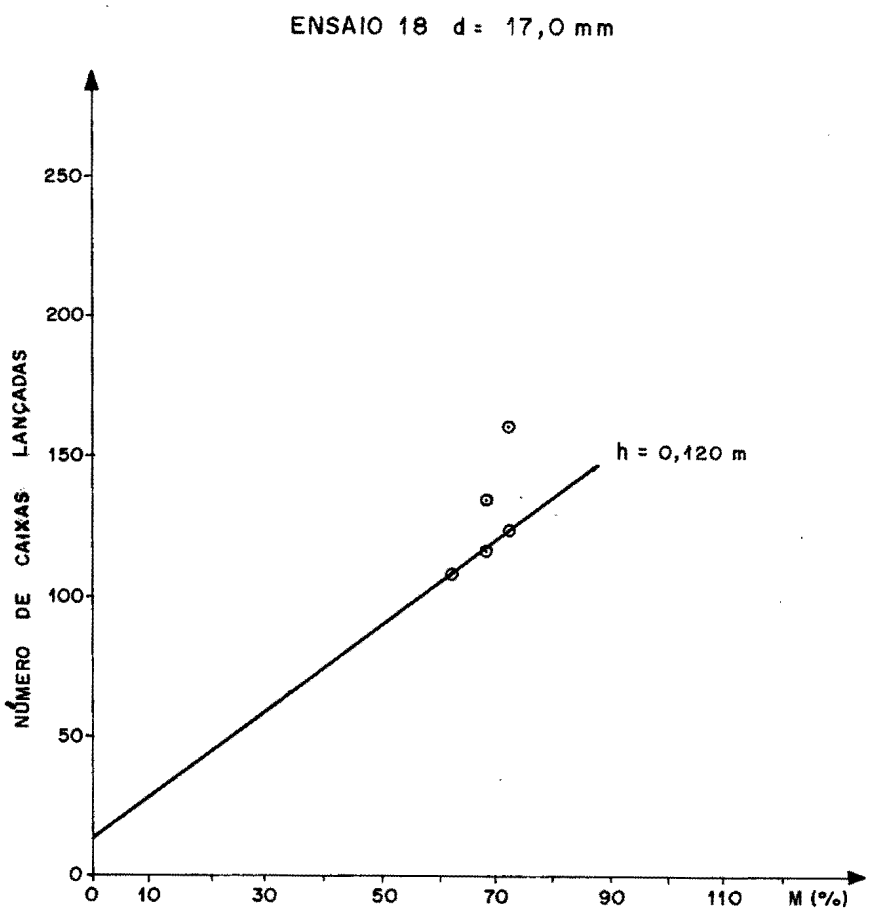
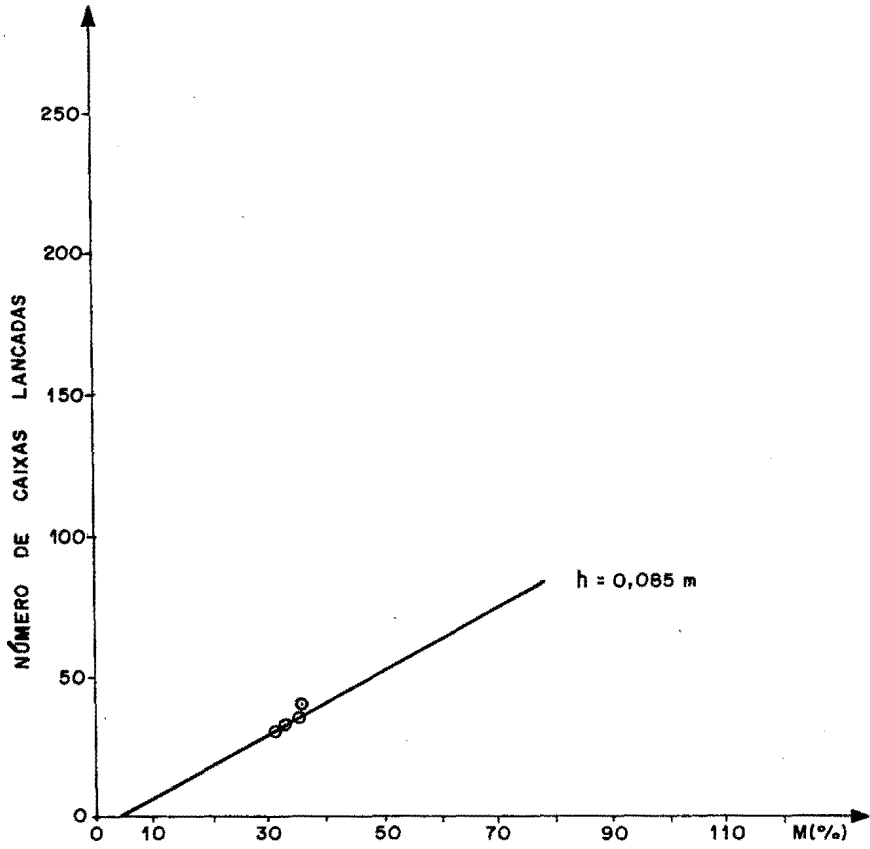




figura b.19. f-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

ENSAIO 8 d= 8,0 mm



ENSAIO 12 d= 11,0 mm

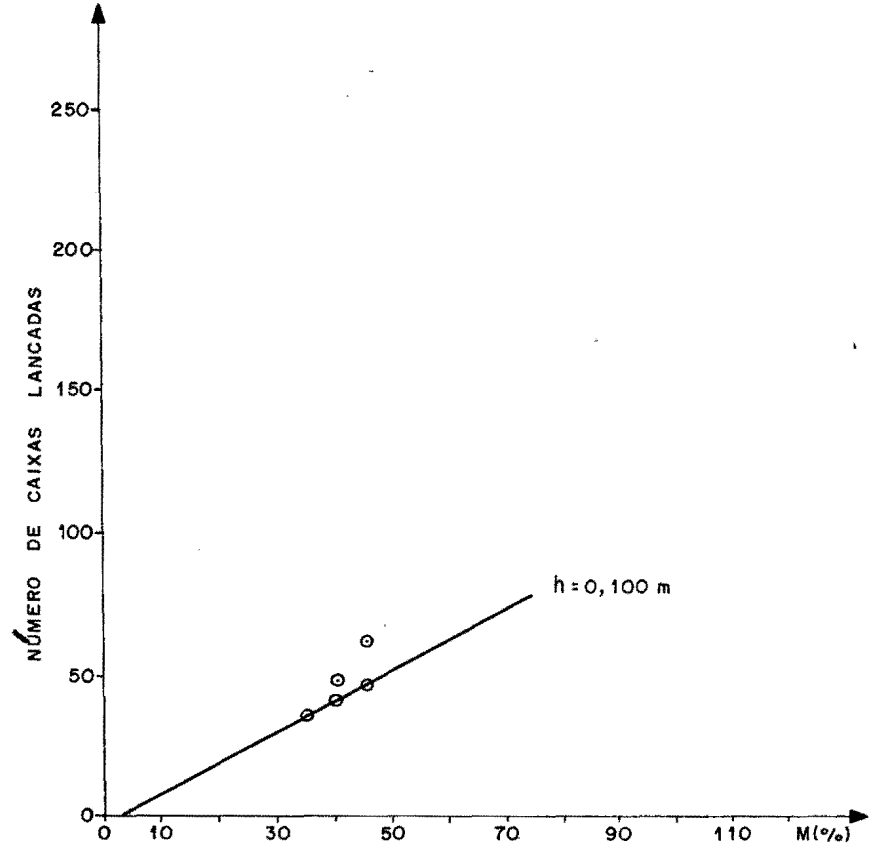


figura b.10. g-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

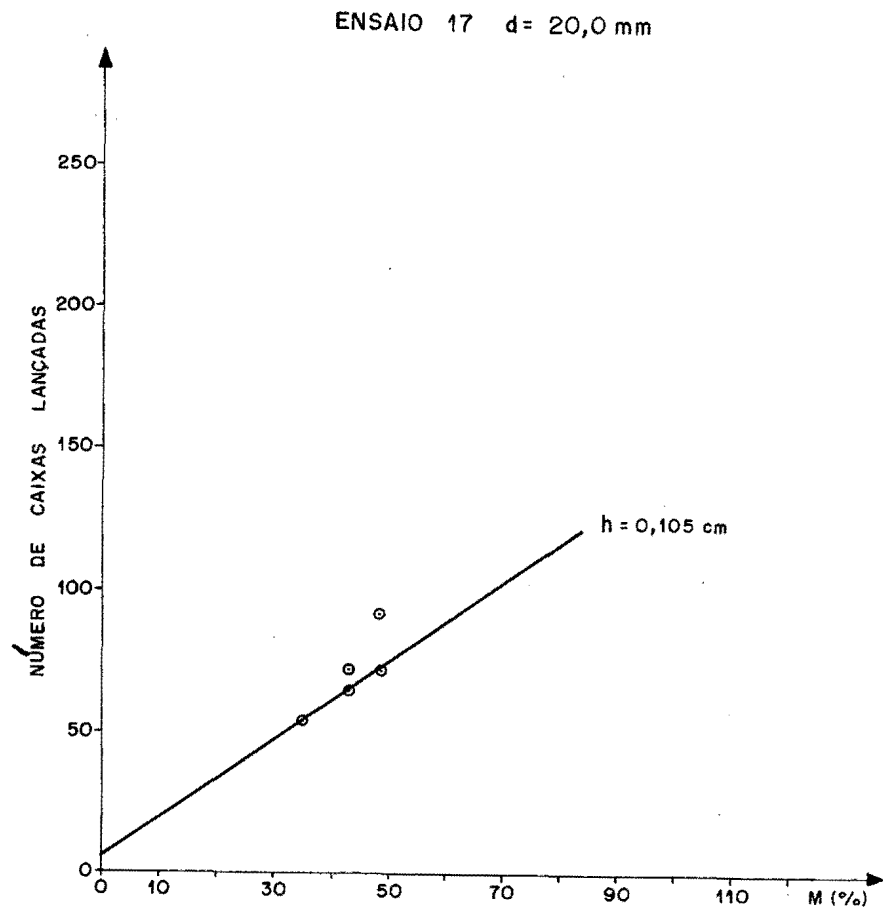
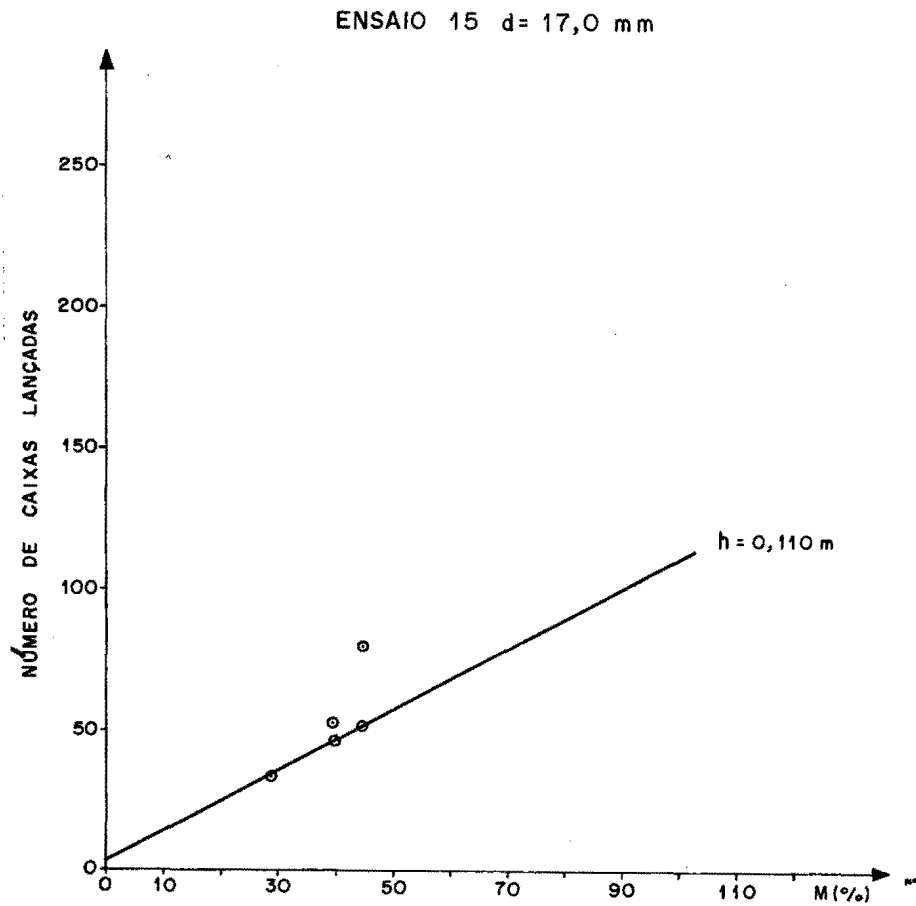
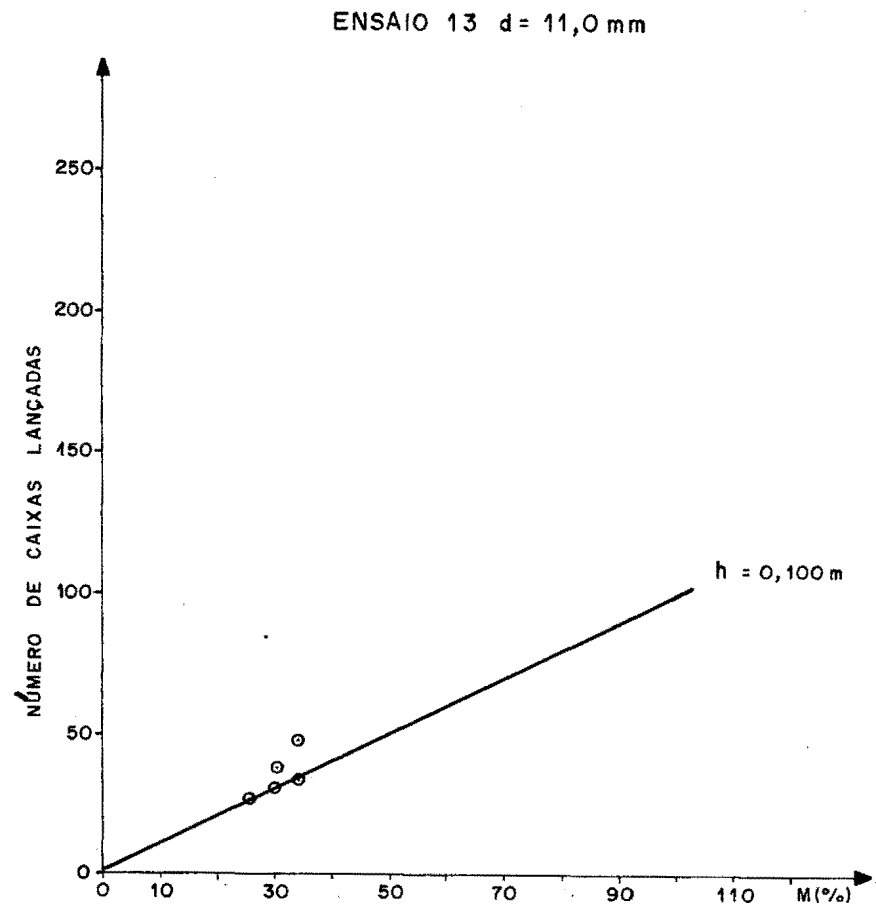
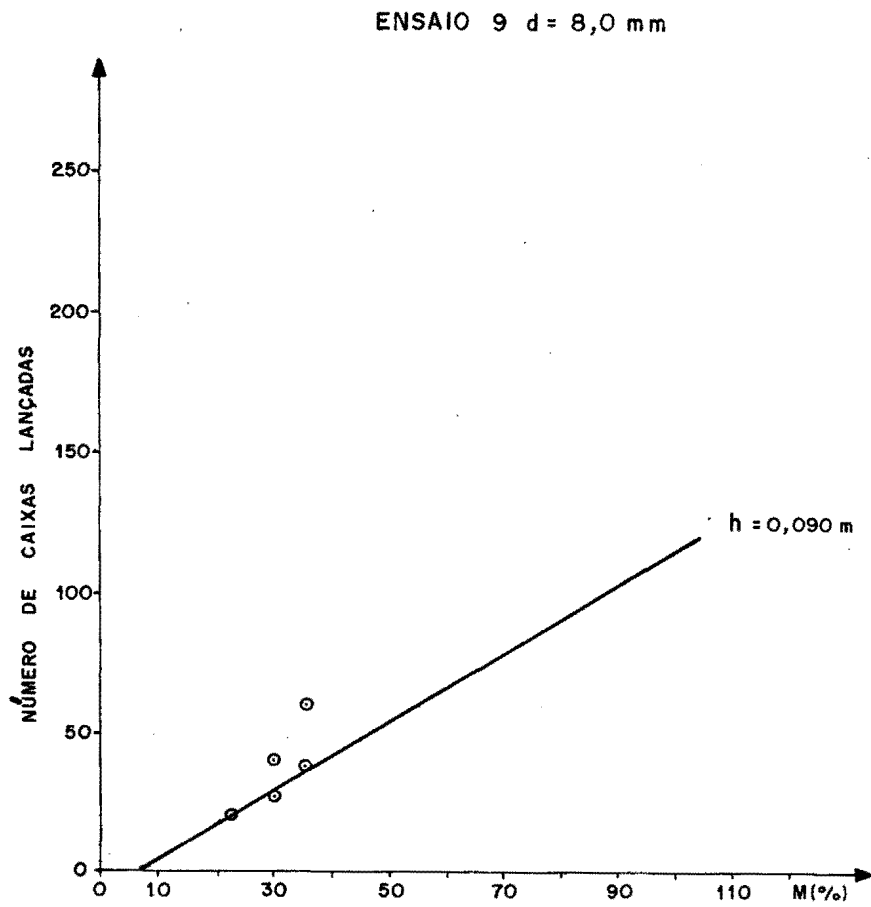
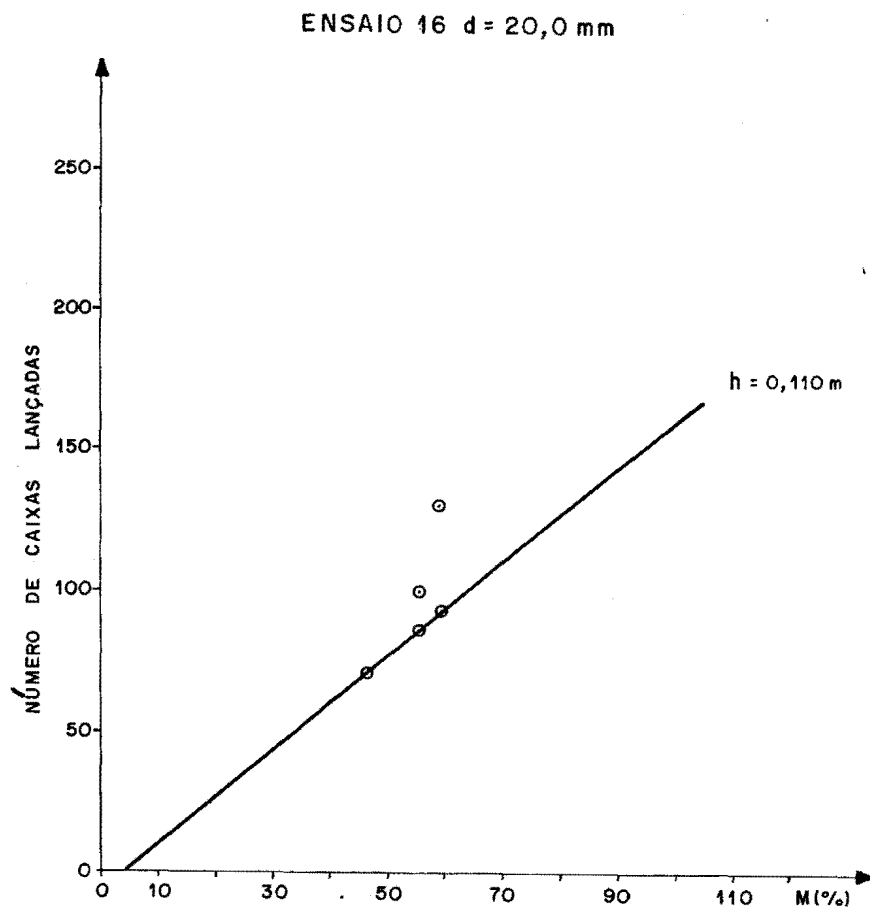
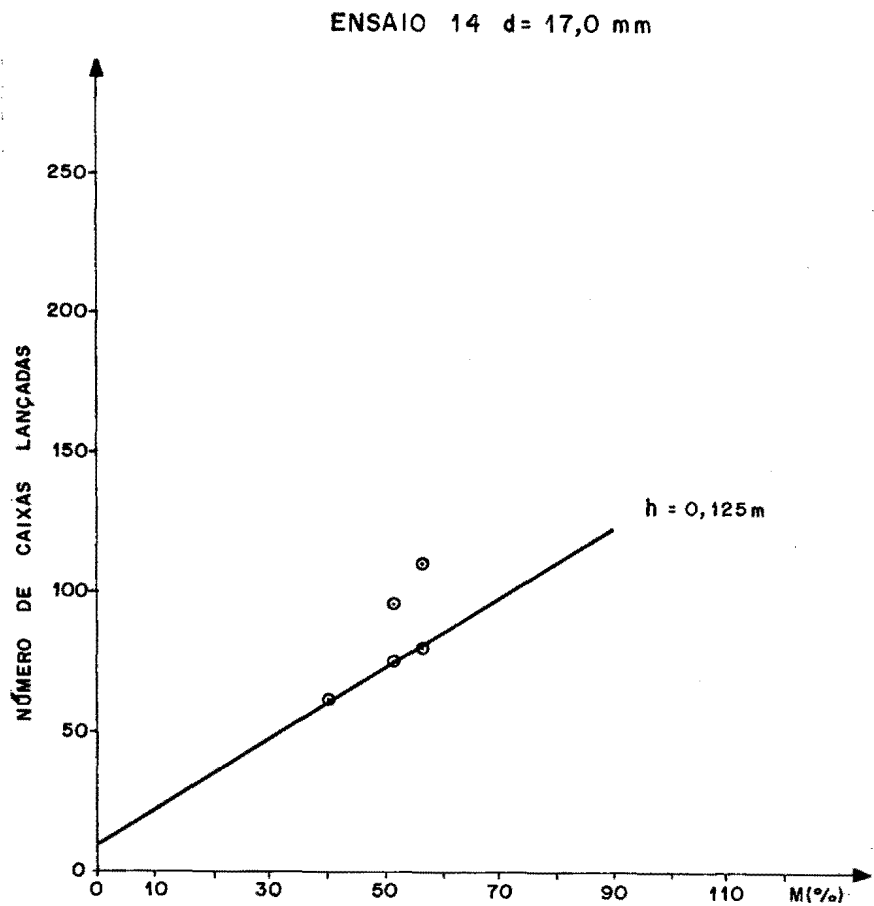


figura b. 13. h-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.

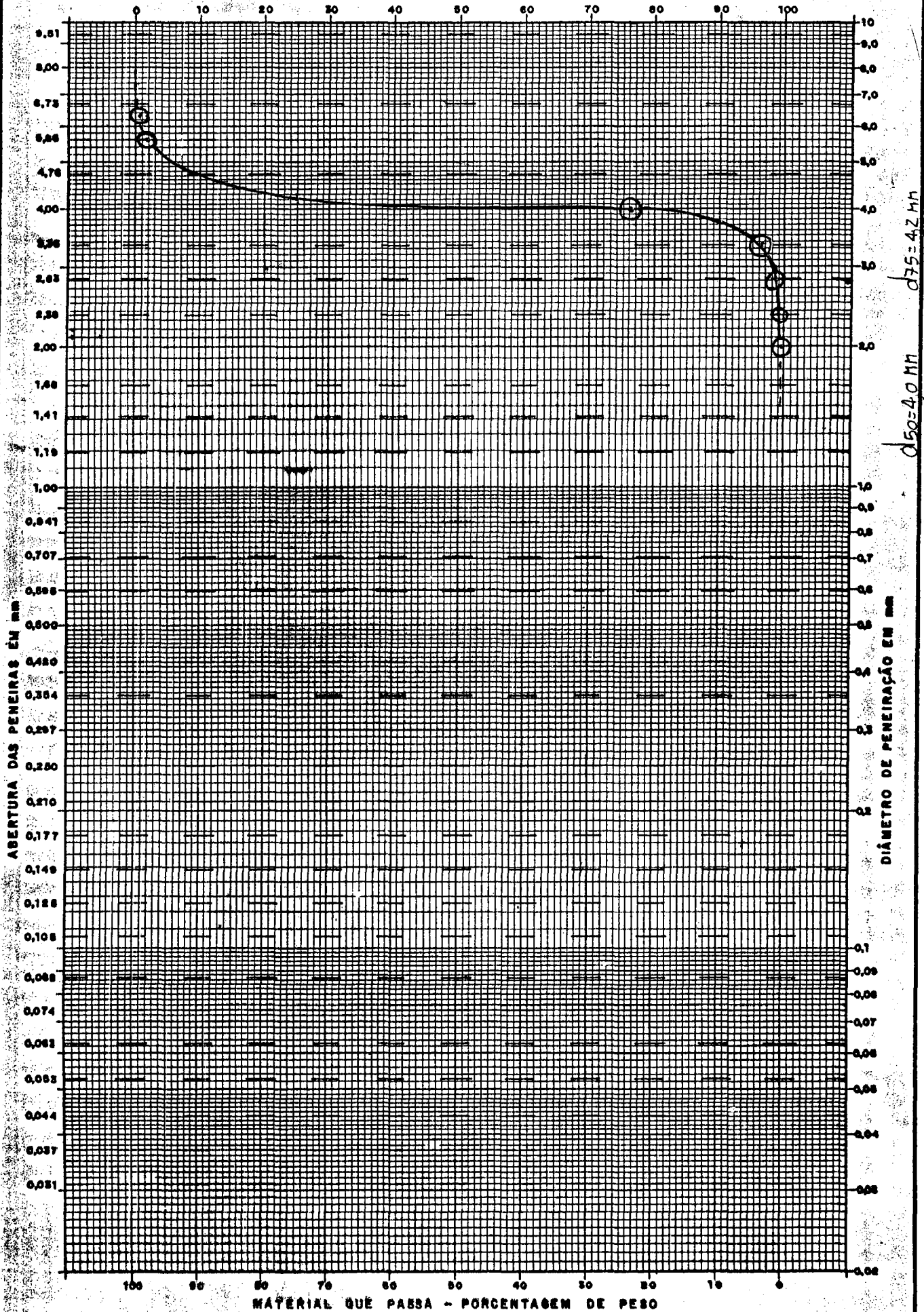


151

figura b. 15. i-número de caixas lançadas x grau de contração da seção com e sem escoamento.



MATERIAL RETIDO - PORCENTAGEM DE PESO



d75 = 4.2 mm  
d150 = 40 mm

RIO: SHA

LOCAL DA COLETA:

AMOSTRA: 5

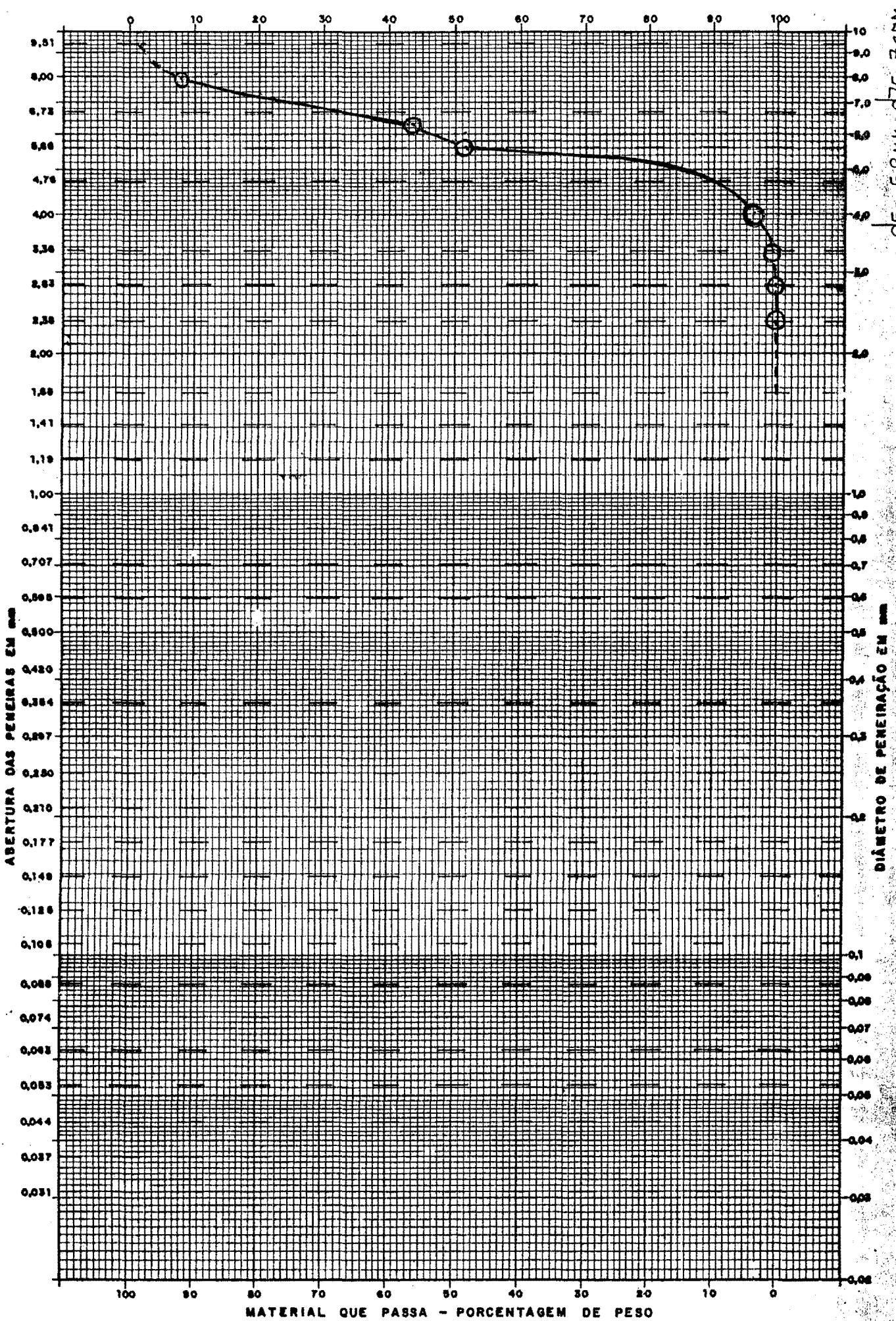
DATA DA COLETA: 1. 1. 1900

DATA DA ANÁLISE: 12. 1. 07. 1900

I.P.H. - C.H.A. - SEDIMENTOLOGIA

GRANULOMETRIA - DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DE FREQUENCIA

$\phi$ (mm)	$\Sigma$ %	% Pésos
$\geq 6.35$	0.76	0.76
$\geq 5.00$	1.78	1.02
$\geq 4.00$	26.12	24.39
$\geq 3.36$	96.51	20.34
$\geq 2.83$	98.62	2.11
$\geq 2.38$	99.64	1.02
$\geq 2.00$	99.79	0.07
$< 2.00$	100	0.29

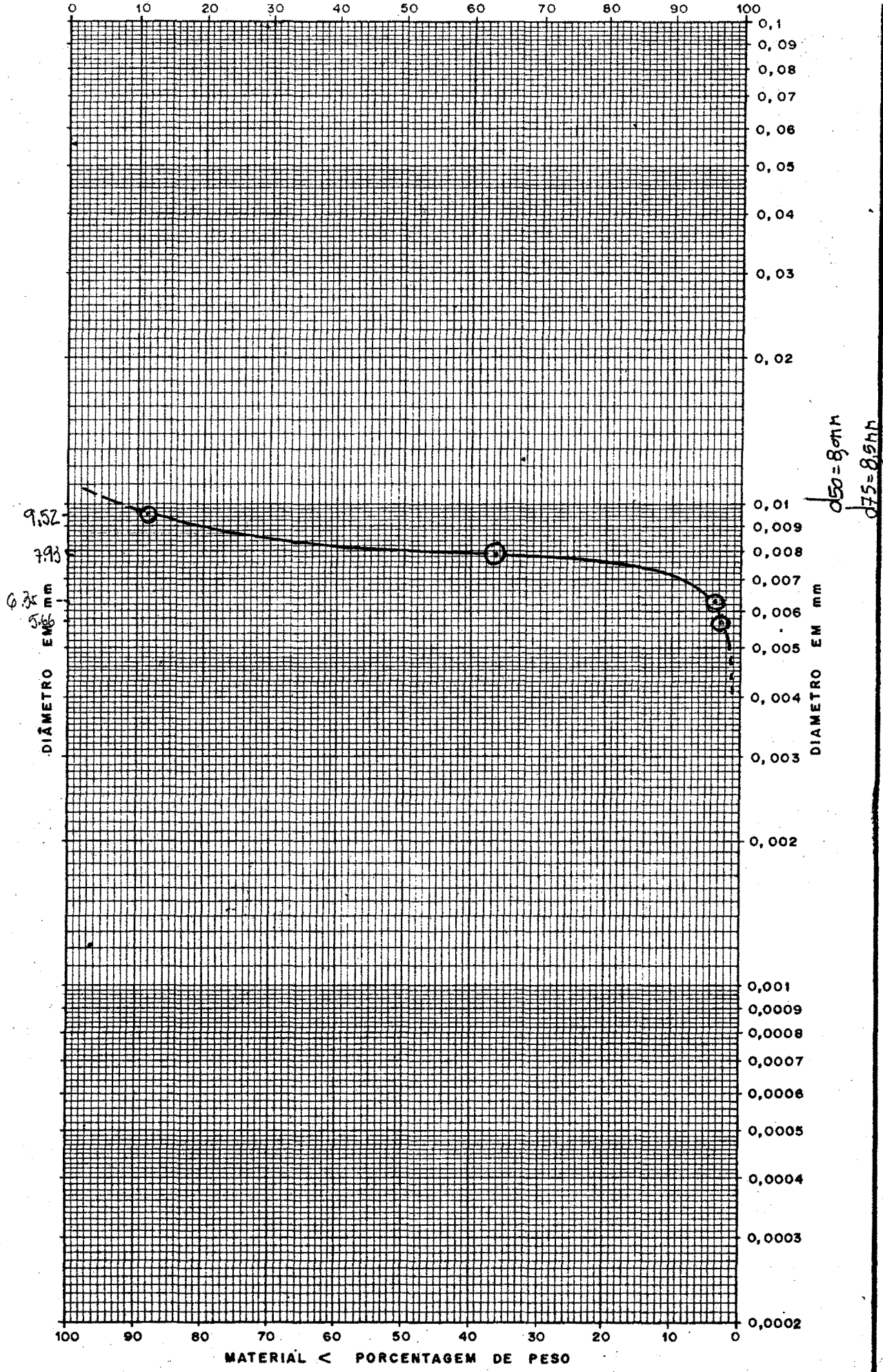


RIO: *SHA*  
 LOCAL DA COLETA:  
 AMOSTRA: *4*  
 DATA DA COLETA: *12.1.07.1.90...*

I.P.H. - C.H.A. - SEDIMENTOLOGIA  
 GRANULOMETRIA - DISTRIBUICÃO ACUMULADA DE FREQUÊNCIA

$\phi_{nom}$	$\Sigma\%$	$\% \text{ PESO}$
$\geq 7.93$	4.9	4.9
$\geq 6.35$	43.68	35.78
$\geq 5.66$	51.20	7.52
$\geq 4.00$	96.13	44.93
$\geq 3.36$	99.25	3.12
$\geq 2.83$	99.45	0.2
$\geq 2.38$	99.72	0.27
$< 2.38$	100	0.27

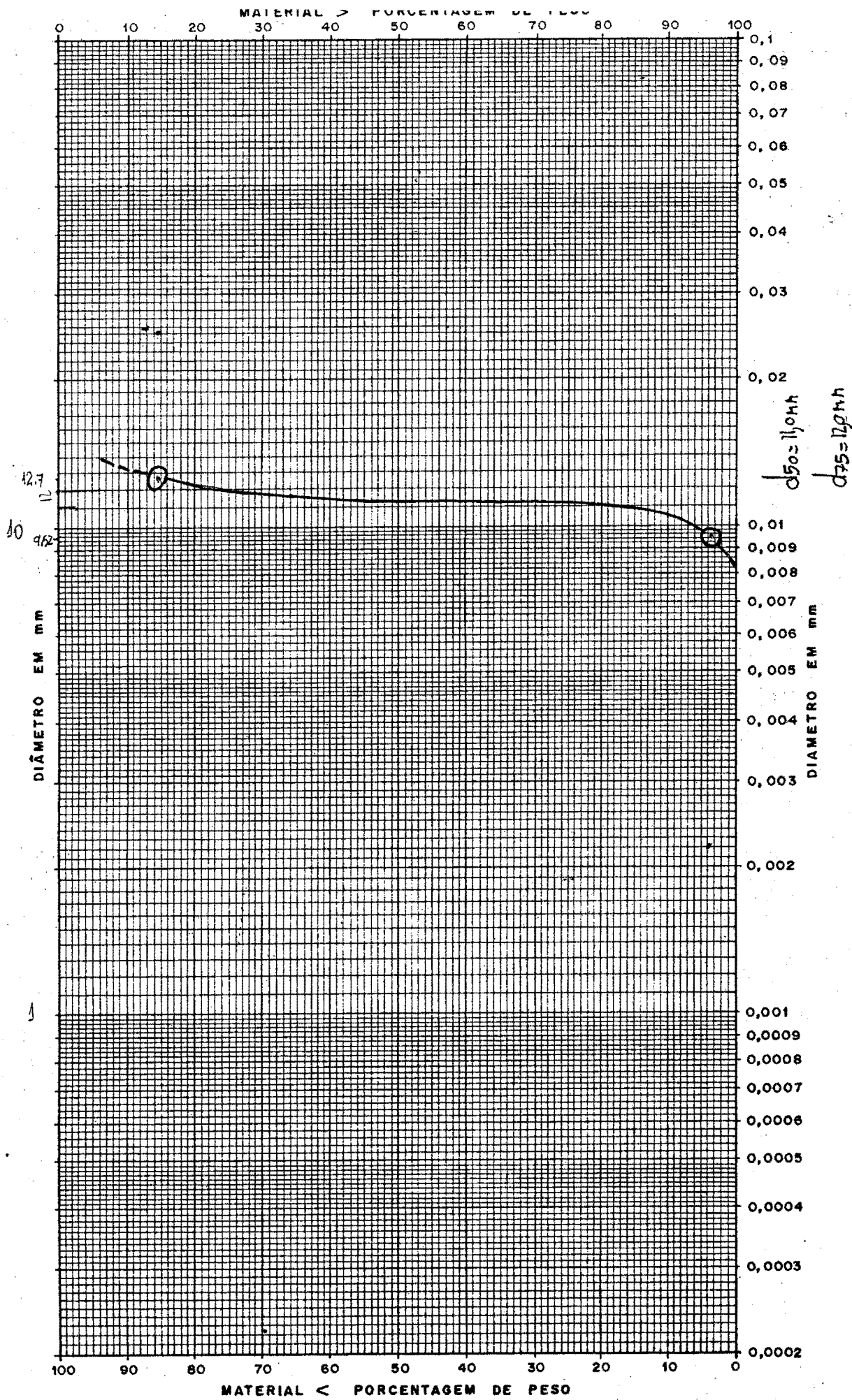




RIO: *SHA*  
 LOCAL DA COLETA: *>6 e <9*  
 AMOSTRA:  
 DATA DA COLETA:

IPM - CMA - SEDIMENTOLOGIA

$\phi(\text{mm})$	$\Sigma \%$	$\% \hat{P}_{50}$
$\geq 9.52$	11.84	11.84
$\geq 7.93$	63.24	51.40
$\geq 6.35$	96.62	33.38
$\geq 5.66$	97.08	0.46
$< 5.66$	100	2.92



RIO: SHA

LOCAL DA COLETA:

AMOSTRA:

$\geq 12 \text{ mm}$

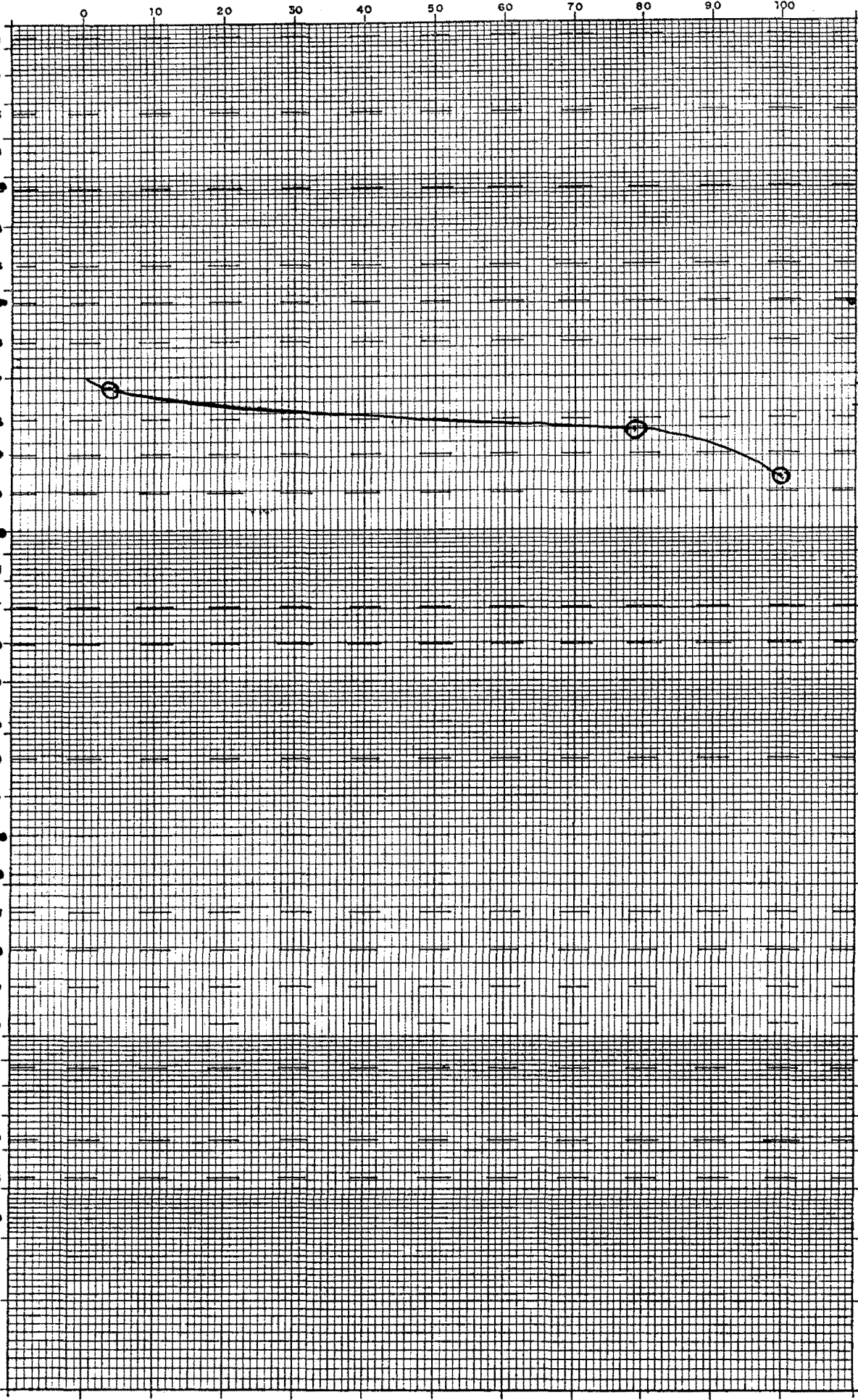
LOCAL DA COLETA:

I.P.H. - C.H.A. - SEDIMENTOLOGIA

$\phi_{mm}$	$\Sigma \%$	$\% \text{ Pésos}$
$\geq 12.7$	14.61	14.61
$\geq 9.52$	96.78	82.12
$< 9.52$	100	3.27

127 159 191  
↑  
↑  
↑

ABERTURA DAS PENEIRAS EM MM



$d_{50} = 170 \mu m$   
 $d_{75} = 175 \mu m$

200  
159  
127

DIÂMETRO DE PENEIRAÇÃO EM MM

MATERIAL QUE PASSA - PORCENTAGEM DE PESO

RIO: TESE RICARDO  
LOCAL DA COLETA: FLUVIAL  
AMOSTRA: BRITA  
DATA DA COLETA: 27. / 11. / 90...  
DATA DA ANÁLISE: 27. / 11. / 90...

I.P.H. - C.H.A. - SEDIMENTOLOGIA  
GRANULOMETRIA - DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DE FREQUÊNCIA