



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP



Ana Isabel da Rocha e Sá Lopes

Dissipação de Energia em Estruturas Hidráulicas Assentes sobre Leitões Móveis

MEA

Janeiro, 2005

Dissipação de Energia em Estruturas Hidráulicas

Assentes Sobre Leitos Móveis

Ana Isabel da Rocha e Sá Lopes

Licenciada em Engenharia Civil pela

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

em Julho de 1999

Dissertação submetida para satisfação parcial

dos requisitos do grau de mestre em

Engenharia do Ambiente (ramo de Hidráulica e Recursos Hídricos)

Dissertação realizada sob a supervisão do

Professor Doutor Rodrigo Jorge Fonseca de Oliveira Maia e da

Professora Doutora Maria Fernanda Quintela da Silva Proença do

Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da

Universidade do Porto

Porto, Janeiro 2005

502(043)/UoP2/DIS

Universidade do Porto	
Faculdade de Engenharia	
Biblioteca 11	
Nº	84090
CDU	
Data	21 10 2006

Reservados todos os direitos de acordo com a lei

Edição de Autor

©Ana Isabel da Rocha e Sá Lopes, 2005

"A semente da inquietação fere-nos o coração e obriga-nos a caminhar."

Susana Tamaro

*Aos meus Pais, Maria Teresa e José Francisco
e irmãos, Francisco e Ângela
por me apoiarem sempre; acreditarem em mim,
me fazerem acreditar e sentir, mesmo nos momentos mais difíceis,
que
O Amor e a Fé vencem os Maiores Obstáculos*

Resumo

Os principais objectivos a atingir com a realização do trabalho, que originou esta Tese, foram conhecer mais aprofundadamente como se processa a dissipação de energia a jusante de uma estrutura hidráulica, fundada sobre leitos móveis, possíveis efeitos desse fenómeno e como controlar consequências indesejáveis, especificamente na zona do tapete de enrocamento de protecção do leito de jusante.

Para este fim optou-se por concretizar este trabalho num modelo físico que reproduzisse à escala o aproveitamento de fins múltiplos de Crestuma-Lever, do qual já havia estudos anteriores realizados pelo LNEC, existindo, assim, disponibilidade de alguns dados.

Estudaram-se diferentes situações de escoamento: dois tipos de aberturas das comportas (superior e inferior), diferentes caudais de cheia, e diferentes características granulométricas das camadas constituintes do tapete de enrocamento. O modelo realizado dispunha apenas de um vão completo, pelo que as medições se efectuaram no eixo de simetria do vão central.

Na expectativa de que os escoamentos fossem bidimensionais e respeitassem a lei logarítmica da parede, procedeu-se a medições por ALD, das velocidades médias do escoamento e suas flutuações. Verificou-se que não só eram tridimensionais, como pertenciam a uma família de escoamentos turbulentos, em que não há equilíbrio, sendo afectados de forma desconhecida pelas condições de montante. Para esta situação não é ainda conhecida qualquer lei analítica que os permita caracterizar, pelo que foi necessário recorrer a uma abordagem diferente.

Primeiro procedeu-se a uma cuidadosa observação do que ocorreu durante os ensaios. Conseguiu-se através das medições efectuadas, nalguns escoamentos, determinar a energia cinética média específica e a intensidade de turbulência.

Foram analisados os resultados obtidos, através da identificação do tipo de regime de escoamento, por verificação da auto-semelhança e critério de Rotta e dos critérios de início de movimento. Obtiveram-se os valores da velocidade média crítica tendo-se recorrido a diferentes fórmulas empíricas, propostas por Goncharov, Neil e Gardé e também ao ábaco de Hjulström. Posteriormente utilizou-se o critério da tensão crítica de arrastamento, que se determinou indirectamente através da velocidade de atrito junto ao leito, pelos métodos analíticos, para regime uniforme e para regime não uniforme. Para este último aplicaram-se as equações de movimento de Saint Venant. Verificou-se que o método gráfico de Clauser não era adequado às situações estudadas.

Pelos valores das tensões de arrastamento obtidas foi possível, usando o diagrama de Shields modificado e o critério de Lane, compará-los com as tensões críticas de arrastamento definidas por estes investigadores.

Foram ainda analisados complementarmente os valores das flutuações das velocidades, para confirmar o tipo de escoamentos ensaiados e alguns dos resultados obtidos.

Finalmente, procedeu-se a uma análise comparativa dos vários métodos utilizados e do que foi observado nos ensaios.

Para todos os métodos aplicados, com as simplificações e adaptações que foi necessário introduzir, dadas as características dos escoamentos estudados, confirmaram-se as conclusões tiradas durante a realização dos ensaios.

A turbulência ganha particular importância nos fenómenos de transporte e arrastamento de sedimentos, para escoamentos desacelerados.

Este estudo revelou uma condição que possibilitou a alteração do posicionamento da fossa, o que poderá permitir a optimização de soluções do ponto de vista: da segurança, ambiental e económico.

Abstract

The aim of this work, which originated this Thesis, was to know in more detail the process of energy dissipation in hydraulic structures established on mobile bed, its possible effects and how to control unwanted consequences, namely in the downstream alluvial bed rock fill protection.

To achieve this physical model conception and construction was used. Crestuma-Lever's dam was chosen since there was some available data from LNEC's previous studies.

Different flow conditions were studied: two dam gates' openings, two distinct flow rates and different rock fill protection gravel bed dimensions. The executed model had only one complete dam gate opening so the measurements were made on the symmetry axis of this dam gate opening.

LDA measurements were carried out to obtain flow average velocities and RMS values profiles. Obtaining two-dimensionality of the flow in the central region and a valid representation of it by the inner region log-law was not possible as the flow was clearly three-dimensional and of a non-equilibrium turbulent boundary-layer flow family "memory-dependent" (affected in an unknown manner by upstream conditions). There is still no analytical law known to represent this kind of flows, which led to a different kind of approach.

A careful observation of the experiments and measurements was done. Average kinetic energy and turbulence intensity in the symmetry axis could be computed for some flows.

The results obtained were analysed through the determination of the flow regime, by self-similarity's verification and Rotta's criteria and with the initiation of movement criterion. Average critical velocity was determined with different empirical formulae, proposed by Goncharov, Neil and Garde and Hjulström's abacus. Subsequently critical shear stress criterion was used by its indirect determination through the friction velocity values computed by analytical methods, for uniform flow and non-uniform flow. This last method was based on Saint Venant's equation of motion. Clauser's graphical method results showed that it was not suitable to the studied conditions.

The values of bottom shear stress obtained were compared with the critical shear stress defined by Shields, in his modified Shields diagram, and Lane, in his criterion.

Complementarily velocity's RMS values were analysed to confirm the flow regime and some of the achieved results.

All the applied methods, with the necessary simplifications and adaptations, given the studied flow characteristics, confirmed the observations and analysis made during the set of experiments.

Turbulence gains importance in sediment transport's phenomenon for decelerating flow.

This study revealed a condition which permitted the change of positioning of the bed scour, which may allow the optimization of solutions considering the trinomial safety-environment-price.

Prefácio

É difícil resumir em poucas linhas todas as razões e motivações que levaram à decisão da realização de um tipo de tese como a que se desenvolveu. Procura-se, no entanto, nestas breves linhas aflorá-las.

Na verdade quando surgiu a proposta deste tema para a tese, vivia-se o rescaldo dum acontecimento que tinha trazido para a actualidade estes problemas. O acontecimento mencionado foi a tragédia ocorrida em Castelo de Paiva, com a queda da Ponte de Entre-os Rios e a morte de várias pessoas. Isto levou a que o interesse pelo tema fosse grande, uma vez que muitas dúvidas surgiram e muitas questões se levantaram. A tentativa de que o trabalho desenvolvido pudesse porventura lançar bases para outros, de âmbito mais alargado, que trouxessem alguma luz a estas questões, constituiu um dos motivos de aceitação desta tese.

Outra razão foi o facto de esta ser uma tese de carácter essencialmente experimental, pois a ausência desta componente, no curso de Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto foi uma das lacunas sentidas. Assim o interesse e curiosidade pela componente prática e experimental, nomeadamente da investigação laboratorial pesaram bastante na decisão.

O facto de a tese prever também a realização de ensaios em modelo reduzido constituiu forte motivação, uma vez que este tipo de estudos desde cedo foi fonte de interesse.

Muitas foram as dificuldades a ultrapassar, devido à mudança de instalações, à falta de condições, equipamentos, recursos humanos e ao pouco tempo disponível para a realização do trabalho. Aliás não se teria conseguido realizar não fosse o grande esforço colocado na sua execução, a boa vontade de numerosas pessoas que em muito contribuíram para a sua conclusão.

Contudo pensa-se que permitiu uma grande evolução e uma maior satisfação pelo cumprimento de objectivos do que qualquer outro tipo de trabalho, pelo menos no que toca a alguns aspectos, um extraordinariamente importante, que é por exemplo a capacidade de ultrapassar as dificuldades e falta de meios, à custa de bastante criatividade. Foi preciso muito “engenho e arte” para concretizar o que se pretendia.

O trabalho de investigação laboratorial, pelo que se pôde apreciar, permitiu concluir que este sector é um “parente pobre”, pois não lhe é dado o devido relevo, continuando a ser muito ingrato, pois os apoios são poucos ou nenhuns.

O futuro se encarregará de fazer deste “parente pobre” um ser mais visível e reconhecido.

Agradeço reconhecida, a todos os que me ajudaram a realizar este projecto, particularmente:

Ao Professor Doutor Rodrigo Maia, por me ter convidado para desenvolver o tema desta Tese e ter-se responsabilizado pelo seu acompanhamento.

À Professora Doutora Maria Fernanda Proença, por a meio do processo ter aceitado contribuir com a sua prestimosa colaboração.

Ao Professor Doutor Veloso Gomes, pela atenção dispensada.

Aos Professores Doutores Álvares Ribeiro e Ferreira de Lemos, por facultarem alguns elementos relativos ao Projecto do aproveitamento de Crestuma-Lever.

Ao Doutor Francisco Piqueiro, pela disponibilidade demonstrada e pela cedência de alguns elementos de consulta que foram bastante úteis.

À EDP, na pessoa do Sr. Engenheiro Dias da Silva, pela amabilidade com que permitiu a consulta do Projecto e Relatórios do LNEC.

Ao Sr. Jerónimo de Sousa, pela sua incansável e preciosa colaboração no desenvolvimento do trabalho experimental, pela sua experiência e amizade.

Aos Sra. D. Fátima, Sr. Martins e Sr. Domingos, pela dedicação demonstrada.

Aos demais Funcionários, do Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, da Secção de Materiais de Construção, Serviços Técnicos de Manutenção e Biblioteca, por sempre me terem atendido com a melhor boa vontade.

Aos meus AMIGOS e todos os que não foram mencionados, que me ajudaram a percorrer este caminho e que no meu coração não estão esquecidos.

A toda a minha FAMILÍA, que pela sua união e espírito de entreatajuda, foi sempre o meu porto de abrigo.

Mais uma vez o meu sincero agradecimento.

Índice

Índice geral

Resumo

Abstract

Prefácio

Índice

Simbologia

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Organização da Tese.....	1.2
1.2 Breve descrição do aproveitamento de Crestuma-Lever.....	1.4

Capítulo 2 - Enquadramento Teórico

2.1 Barragens Móveis: Questões ligadas ao seu dimensionamento hidráulico.....	2.1
2.2 Dissipação de Energia a jusante duma Barragem Móvel.....	2.2
2.2.1 <i>Ressalto hidráulico</i>	2.3
2.2.1.1 Tipos de ressalto.....	2.3
2.2.1.2 Determinação das principais características do ressalto.....	2.6
2.2.1.2.1 Determinação das alturas conjugadas e da perda de energia verificada no ressalto....	2.6
2.2.1.2.2 Comprimento do ressalto.....	2.7
2.2.2 <i>Bacias de dissipação por ressalto hidráulico</i>	2.8
2.2.3 <i>Tapetes de enrocamento de protecção</i>	2.10
2.3 Transporte Sólido.....	2.13
2.3.1 <i>Configuração do fundo</i>	2.14
2.3.1.1 Encouraçamento do leito do rio.....	2.15
2.3.2 <i>Transporte sólido por arrastamento</i>	2.16
2.3.2.1 Critério da velocidade média crítica.....	2.16
2.3.2.2 Critério da tensão crítica de arrastamento	2.19
2.4 Distribuição de velocidades num canal.....	2.23
2.4.1 <i>Representação da distribuição de velocidades</i>	2.26

2.5 Verificação da auto-semelhança dos escoamentos.....	2.27
2.6 Critério de Rotta.....	2.27
2.7 Determinação da velocidade de atrito junto ao leito.....	2.28
2.7.1 Método analítico para escoamento em regime uniforme.....	2.29
2.7.2 Método gráfico de Clauser.....	2.30
2.7.3 Método analítico para escoamento em regime não uniforme.....	2.30
2.8 Análise das flutuações das velocidades.....	2.31

Capítulo 3 - Estudos Anteriores Efectuados em Modelo Reduzido

3.1 Estudo em modelo reduzido do aproveitamento de Crestuma – 1º Relatório – Maio 1972.....	3.2
3.2 Estudo em modelo reduzido da Operação das Comportas – Relatório de Julho de 1985.....	3.6

Capítulo 4 - Concepção, Execução e Montagem do Modelo

4.1 Estudos sobre modelos reduzidos.....	4.1
4.1.1 Modelos locais.....	4.2
4.1.1.1 Modelo de Semelhança de Froude.....	4.2
4.1.1.2 Modelos com fundo móvel.....	4.4
4.2 Descrição do Modelo Utilizado.....	4.7
4.2.1 Introdução.....	4.7
4.2.2 Concepção e Execução do Modelo.....	4.10
4.2.3 Montagem do Modelo.....	4.16
4.2.4 Tapete de Enrocamento de Protecção do Aproveitamento de Crestuma (tapete A).....	4.18
4.2.5 Dimensionamento dos Tapetes B e C.....	4.22

Capítulo 5 - Instalações e Procedimento Experimental

5.1 Introdução.....	5.1
5.2 Descrição do canal e respectivo circuito hidráulico.....	5.1
5.3 Estado das instalações. Trabalhos, equipamentos complementares e ensaios	5.4
5.3.1 <i>Calibração dos Equipamentos e Dispositivos de controlo do caudal e nível de escoamento</i>	5.6
5.3.1.1 Medidor Electromagnético de Caudal.....	5.6
5.3.1.2 Medidor Ultra-Sónico de Nível.....	5.12
5.3.1.3 Curva de Vazão da Comporta de Jusante.....	5.12
5.3.2 <i>Dispositivos de Tranquilização do Escoamento</i>	5.22
5.3.3 <i>Estrutura para Suporte do Laser</i>	5.24
5.4 Anemometria Laser-Doppler.....	5.25
5.4.1 <i>Equipamento utilizado</i>	5.26
5.4.2 <i>Medições efectuadas. Procedimento adoptado</i>	5.29

Capítulo 6 - Estudo do Comportamento do Modelo no Canal e visualização de Escoamentos

6.1 Determinação da Curva de Vazão das Comportas.....	6.1
6.1.1 <i>Comparação dos coeficientes de vazão com valores teóricos</i>	6.7
6.2 Visualização do Escoamento.....	6.13
6.3 Conclusão.....	6.25

Capítulo 7 - Apresentação dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

7.1 Descrição e caracterização geral dos ensaios.....	7.1
7.1.1 <i>Caracterização geral dos ensaios</i>	7.2
7.2 Apresentação dos Resultados obtidos.....	7.5
7.2.1 <i>Comparação entre as duas aberturas – Caudal 11,5 L/s</i>	7.7
7.2.2 <i>Condições que levaram à ruptura do tapete –</i> <i>Comparação entre os dois caudais – 11,5 L/s e 12,2 L/s</i>	7.19
7.2.3 <i>Comparação entre as diferentes granulometrias</i>	7.24

Capítulo 8 - Análise dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

8.1 Introdução.....	8.1
8.1.1 Critério da velocidade média crítica.....	8.3
8.1.2 Critério da tensão crítica de arrastamento.....	8.3
8.1.2.1 Método analítico para regime uniforme.....	8.3
8.1.2.2 Método gráfico (método de Clauser).....	8.5
8.1.2.3 Método analítico para regime não uniforme.....	8.6
8.2 Características dos perfis medidos para cada escoamento.....	8.7
8.3 Comparação entre as duas aberturas – Caudal 11,5 L/s	8.8
8.3.1 Critério da velocidade média crítica.....	8.8
8.3.2 Critério da tensão crítica de arrastamento.....	8.11
8.3.2.1 Verificação de auto-semelhança.....	8.11
8.3.2.2 Método analítico para regime uniforme.....	8.14
8.3.2.3 Método Gráfico (de Clauser).....	8.16
8.3.2.4 Verificação do critério de Rotta.....	8.19
8.3.2.5 Método analítico para regime não uniforme.....	8.23
8.3.2.6 Comparação entre os diferentes métodos.....	8.25
8.3.2.7 Critério de Lane.....	8.27
8.3.3 Análise dos valores das flutuações da velocidade.....	8.28
8.4 Condições que levaram à ruptura do tapete –	
Comparação entre os dois caudais – 11,5 L/s e 12,2 L/s.....	8.32
8.4.1 Critério da velocidade média crítica.....	8.32
8.4.2 Critério da tensão crítica de arrastamento.....	8.34
8.4.2.1 Método analítico para regime uniforme.....	8.34
8.4.2.2 Método analítico para regime não uniforme.....	8.35
8.4.2.3 Comparação entre os diferentes métodos.....	8.37
8.4.2.4 Critério de Lane.....	8.39
8.5 Comparação entre as diferentes granulometrias.....	8.39
8.5.1 Critério da velocidade média crítica.....	8.40
8.5.2 Critério da tensão crítica de arrastamento.....	8.42
8.5.2.1 Método analítico para regime uniforme.....	8.43
8.5.2.2 Método analítico para regime não uniforme.....	8.44
8.5.2.3 Comparação entre os diferentes métodos.....	8.46
8.5.2.4 Critério de Lane.....	8.48

8.5.3 <i>Análise dos valores das flutuações da velocidade</i>	8.48
8.6 Conclusão.....	8.50

Capítulo 9 - Conclusões

9.1 Comentário crítico e sugestões para desenvolvimentos futuros.....	9.11
---	------

Bibliografia

Anexo A

A.1 Estado das instalações. Trabalhos, equipamentos complementares e ensaios	A.1
A.1.1 <i>Dispositivos de Tranquilização do Escoamento</i>	A.4
A.1.2 <i>Dispositivos para Filtração da Água</i>	A.6
A.2 Descarregador Triangular.....	A.7
A.2.1 <i>Pré-dimensionamento</i>	A.7
A.3 Descarregador Rectangular.....	A.17

Anexo B

B.1 Características dos perfis medidos para cada escoamento.....	B.1
B.2 Verificação da auto-semelhança dos escoamentos.....	B.6
B.3 Método analítico para regime uniforme.....	B.8
B.4 Método Gráfico (de Clauser).....	B.10
B.5 Verificação do Critério de Rotta.....	B.12
B.6 Método analítico para regime não uniforme.....	B.14

Índice de figuras

Capítulo 1 - Introdução

Figura 1.1 – Aspecto geral do aproveitamento de Crestuma-Lever.....	1.4
Figura 1.2 – Aspecto geral do aproveitamento de Crestuma-Lever.....	1.5
Figura 1.3 – Perfil ao longo do eixo da barragem do aproveitamento de Crestuma-Lever.....	1.5
Figura 1.4 – Corte da barragem do aproveitamento de Crestuma-Lever.....	1.6
Figura 1.5 – Planta da barragem do aproveitamento de Crestuma-Lever.....	1.7

Capítulo 2 - Enquadramento Teórico

Figura 2.1 – Tipos de Ressalto Hidráulico de acordo com o n.º de Froude.....	2.4
Figura 2.2 – Ressalto afogado.....	2.5
Figura 2.3 – Alturas conjugadas e perda de energia verificada no resalto	2.6
Figura 2.4 – Ábaco para determinação do comprimento do resalto em canais de secção rectangular.....	2.8
Figura 2.5 – Configurações do fundo num escoamento de fundo móvel.....	2.14
Figura 2.6 – Ábaco de Hjulström (1935), com indicação das zonas I; II e III.....	2.18
Figura 2.7 – Esquema das forças actuantes sobre uma partícula de um fundo móvel	2.19
Figura 2.8 – Diagrama de Shields para a caracterização do início do movimento, Cardoso...	2.20
Figura 2.9 – Diagrama de Shields modificado.....	2.22
Figura 2.10 – Distribuição de velocidades.....	2.24
Figura 2.11 – Distribuição de velocidades.....	2.25
Figura 2.12 – Método de Clauser - exemplo.....	2.30

Capítulo 3 - Estudos Anteriores Efectuados em Modelo Reduzido

Figura 3.1 – Significado das variáveis utilizadas na expressão (3.1) de Meyer-Peter e Müller.....	3.4
Figura 3.2 – Curvas de vazão natural a jusante, $Q < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$	3.8
Figura 3.3 – Curvas de vazão natural a jusante, $Q > 3000 \text{ m}^3/\text{s}$	3.9
Figura 3.4 – Curva de vazão dum comporta com abertura superior.....	3.10
Figura 3.5 – Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – $N_m = 13,20 \text{ m}$	3.12

Figura 3.6 – Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – Nm = 13,20 m	3.13
Figura 3.7 – Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – Nm = 13,00 m,	3.14
Figura 3.8 – Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – Nm = 13,00 m	3.15
Figura 3.9 – Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – Nm = 11,00 m	3.16
Figura 3.10 – Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – Nm = 11,00 m.....	3.17
Figura 3.11 – Tapete de enrocamento de Crestuma - Planta.....	3.18
Figura 3.12 – Tapete de enrocamento de Crestuma – Corte.....	3.18

Capítulo 4 - Concepção, Execução e Montagem do Modelo

Figura 4.1 – Definição da soleira descarregadora do aproveitamento de Crestuma.....	4.7
Figura 4.2 – Definição do pilar.....	4.8
Figura 4.3 – Definição do vão.....	4.9
Figura 4.4 – Definição das comportas.....	4.9
Figura 4.5 – Modelo em planta instalado no canal.....	4.10
Figura 4.6 – Definição do modelo utilizado - Corte.....	4.13
Figura 4.7 – Comportas.....	4.13
Figura 4.8 – Pilar.....	4.14
Figura 4.9 – Tapete de enrocamento de Crestuma - Planta.....	4.19
Figura 4.10 – Tapete de enrocamento de Crestuma - Corte.....	4.20

Capítulo 5 - Instalações e Procedimento Experimental

Figura 5.1 – Planta e Corte do Canal (largo) do Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos.....	5.2
Figura 5.2 – Dimensões.....	5.5
Figura 5.3 – Medição de caudais através da queda livre.....	5.9
Figura 5.4 – Esquema geral de um anemómetro de Laser-Doppler.....	5.25
Figura 5.5 – Esquema simplificado da técnica de anemometria de Laser-Doppler, utilizada no trabalho.....	5.26
Figura 5.6 – Variáveis medidas	5.30
Figura 5.7 – Colocação das calhas no canal (Planta).....	5.31

Capítulo 6 - Estudo do Comportamento do Modelo no Canal e visualização de Escoamentos

Figura 6.1 – Coeficiente de vazão de uma soleira normal.....	6.9
Figura 6.2 – Representação genérica do caso em estudo, com indicação do significado das variáveis.....	6.10
Figura 6.3 – Sequência de fotografias do escoamento com abertura superior e indicação do intervalo de tempo decorrente entre elas (em cima - vista lateral e em baixo - vista superior).....	6.13
Figura 6.4 – Sequência de fotografias do escoamento com abertura inferior e indicação do intervalo de tempo decorrente entre elas (em cima - vista lateral e em baixo - vista superior).....	6.14
Figura 6.5 – Sequência de fotografias do escoamento com $Q = 12,2$ L/s e indicação do intervalo de tempo decorrente entre elas (em cima - vista lateral e em baixo - vista superior).....	6.15

Capítulo 7 - Apresentação dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

Figura 7.1 – Esquema da janela da zona de medição – Localização dos perfis de medição e pormenor das camadas do tapete de enrocamento – Perfil.....	7.3
Figura 7.2 – Zona de medição – Localização dos perfis de medição e pormenor das camadas do tapete de enrocamento – Planta.....	7.3
Figura 7.3 – Esquema da janela da zona de medição do canal – Definição das diferentes aberturas e superfícies livres dos escoamentos de caudal 11,5 L/s.....	7.7
Figura 7.4 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central.....	7.8
Figura 7.5 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior	7.10
Figura 7.6 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior.....	7.10

Figura 7.7 – Evolução dos valores da componente vertical da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior	7.11
Figura 7.8 – Evolução dos valores da componente vertical da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior	7.11
Figura 7.9 – Evolução do valor da flutuação da componente horizontal da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior	7.12
Figura 7.10 – Evolução do valor da flutuação da componente horizontal da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior	7.12
Figura 7.11 – Evolução do valor da flutuação da componente vertical da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no meio vão central – abertura superior.....	7.13
Figura 7.12 – Evolução do valor da flutuação da componente vertical da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior	7.13
Figura 7.13 – Energia cinética média específica, no eixo de simetria do vão central do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura superior.....	7.15
Figura 7.14 – Energia cinética média específica, no eixo de simetria do vão central do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura inferior	7.15
Figura 7.15 – Perfis dos valores RMS (root mean square) das componentes horizontal e vertical da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior	7.17
Figura 7.16 – Perfis dos valores RMS (root mean square) das componentes horizontal e vertical da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior	7.17
Figura 7.17 – Intensidade de turbulência, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central, para a hipótese considerada ($w_{RMS} = v_{RMS}$) – abertura superior	7.18
Figura 7.18 – Intensidade de turbulência, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central, para a hipótese considerada ($w_{RMS} = v_{RMS}$) – abertura inferior	7.18
Figura 7.19 – Esquema da janela da zona de medição do canal – Definição das diferentes aberturas e superfícies livres dos escoamentos de caudal 11,5 L/s e 12,2 L/s – abertura inferior.....	7.19

Figura 7.20 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 11,5 L/s e 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central.....	7.20
Figura 7.21 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central.....	7.21
Figura 7.22 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central.....	7.22
Figura 7.23 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central.....	7.22
Figura 7.24 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central.....	7.23
Figura 7.25 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete de Crestuma - Planta.....	7.24
Figura 7.26 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central (Tapete B – medições efectuadas durante a formação da fossa).....	7.25
Figura 7.27 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central (Tapete B – medições efectuadas após a abertura da fossa).....	7.26
Figura 7.28 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Durante formação da fossa	7.27
Figura 7.29 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Após formação da fossa.....	7.27
Figura 7.30 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete C.....	7.28
Figura 7.31 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Durante formação da fossa.....	7.29
Figura 7.32 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Após formação da fossa.....	7.29

Figura 7.33 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central - Tapete C.....	7.30
Figura 7.34 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete B - Planta.....	7.31
Figura 7.35 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete C - Planta.....	7.32
Figura 7.36 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central – Tapete A (Crestuma) (afectado pelas calhas).....	7.33
Figura 7.37 – Evolução dos valores da componente vertical da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central – Tapete A (Crestuma) (afectado pelas calhas).....	7.33
Figura 7.38 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete A (Crestuma) (afectado pelas calhas) - Planta	7.34

Anexo A

Figura A.1 – Ábacos para a determinação do coeficiente de vazão da fórmula de Kindsvarter e Cárter	A.8
Figura A.2 – Ábaco para a determinação do coeficiente K_b da fórmula de Kindsvarter e Cárter	A.8
Figura A.3 – Pré-Dimensionamento do Descarregador Triangular por utilização de folha de cálculo preparada para o efeito – $\theta = 75^\circ$	A.9
Figura A.4 – Pré-Dimensionamento do Descarregador Triangular por utilização de folha de cálculo preparada para o efeito – $\theta = 90^\circ$	A.10
Figura A.5 – Descarregador Triangular.....	A.11
Figura A.6 – Descarregador Triangular – Dimensões finais.....	A.12
Figura A.7 – Descarregador Rectangular.....	A.17

Índice de fotografias

Capítulo 4 - Concepção, Execução e Montagem do Modelo

Fotografia 4.1 – Elemento superior das comportas	4.15
Fotografia 4.2 – Elemento inferior das comportas.....	4.15
Fotografia 4.3 – Pilares	4.15
Fotografia 4.4 – Montagem do modelo	4.16
Fotografia 4.5 – Montagem do modelo – Vista lateral.....	4.16
Fotografia 4.6 – Montagem do modelo – Vista de frente (de jusante).....	4.16
Fotografia 4.7 – Fundo fixo de jusante.....	4.17
Fotografia 4.8 – Fundo fixo de perspex	4.17
Fotografia 4.9 – Ensaio realizado – Problema com o escoamento da comporta lateral	4.18
Fotografia 4.10 – Réguas de perspex.....	4.18
Fotografia 4.11 – Escoamento nas comportas laterais após colocação das réguas de perspex	4.18
Fotografia 4.12 – Escoamento nas comportas laterais após colocação das réguas de perspex	4.18
Fotografia 4.13 – Tapete A.....	4.20
Fotografia 4.14 – Vista do tapete de enrocamento, à data dos primeiros ensaios, para verificação do funcionamento do modelo.....	4.21
Fotografia 4.15 – Vista do tapete de enrocamento, à data dos primeiros ensaios, para verificação do funcionamento do modelo.....	4.21
Fotografia 4.16 – Vista do tapete de enrocamento, à data das primeiras medições com laser.....	4.21
Fotografia 4.17 – Vista do tapete de enrocamento, à data das primeiras medições com laser.....	4.21
Fotografia 4.18 – Tapete B.....	4.23
Fotografia 4.19 – Tapete C.....	4.23

Capítulo 5 - Instalações e Procedimento Experimental

Fotografia 5.1 – Aspecto geral das bombas	5.3
Fotografia 5.2 – Conduta que alimenta o canal (Outubro 2001).....	5.3
Fotografia 5.3 – Zona de alimentação do canal.....	5.3

Fotografia 5.4 – Pormenor da zona de alimentação eléctrica do medidor de caudal.....	5.5
Fotografia 5.5 – Derivação para o medidor de caudal.....	5.5
Fotografia 5.6 – Sensor.....	5.5
Fotografia 5.7 – Unidade de Controlo	5.6
Fotografia 5.8 – Unidade de Programação.....	5.6
Fotografia 5.9 – Reservatório para calibração do medidor de caudal.....	5.6
Fotografia 5.10 – Calibração do medidor de caudal.....	5.9
Fotografia 5.11 – Queda Livre	5.12
Fotografia 5.12 – Calibração do medidor de nível.....	5.12
Fotografia 5.13 – Descarregador Triangular.....	5.12
Fotografia 5.14 – Descarregador Rectangular.....	5.13
Fotografia 5.15 – Calibração do Descarregador rectangular.....	5.14
Fotografia 5.16 – Zona de tranquilização.....	5.23
Fotografia 5.17 – Zona de tranquilização - Queda	5.23
Fotografia 5.18 – Dispositivo final.....	5.23
Fotografia 5.19 – Dispositivo final.....	5.23
Fotografia 5.20 – Superfície livre sem oscilação	5.24
Fotografia 5.21 – Mesa de Medidas (Abril 2003).....	5.24
Fotografia 5.22 – Comparador.....	5.24
Fotografia 5.23 – Mesa de Medidas.....	5.24
Fotografia 5.24 – Tripé.....	5.25
Fotografia 5.25 – Vista geral da instalação experimental e do equipamento utilizado.....	5.26
Fotografia 5.26 – Vista geral da instalação experimental e do equipamento utilizado.....	5.26
Fotografia 5.27 – Equipamento Laser OMNICHROME.....	5.27
Fotografia 5.28 – Equipamento Laser OMNICHROME.....	5.27
Fotografia 5.29 – Célula de Bragg.....	5.27
Fotografia 5.30 – Equipamento Laser OMNICHROME - Lentes de distância focal 300 mm e 600 mm.....	5.28
Fotografia 5.31 – Equipamento Laser OMNICHROME - Lentes de distância focal 300 mm e 600 mm.....	5.28
Fotografia 5.32 – Fotomultiplicador.....	5.28
Fotografia 5.33 – Contador (em baixo) e analisador de sinal (osciloscópio, em cima).....	5.29
Fotografia 5.34 – Pormenores das calhas e sua colocação no canal.....	5.31
Fotografia 5.35 – Vista das calhas e estabilização por elas provocada.....	5.32
Fotografia 5.36 – Vista das calhas e estabilização por elas provocada	5.32
Fotografia 5.37 – Fossa criada no lado oposto às calhas.....	5.32
Fotografia 5.38 – Perturbação nas medições pela intercepção dos raios laser.....	5.33

Capítulo 6 - Estudo do Comportamento do Modelo no Canal e visualização de Escoamentos

Fotografia 6.1 – Vista das veias líquidas do escoamento superior.....	6.15
Fotografia 6.2 – Vista das veias líquidas do escoamento superior.....	6.15
Fotografia 6.3 – Vista das veias líquidas do escoamento superior, com a introdução do tubo para arejamento da veia líquida do vão central.....	6.16
Fotografia 6.4 – Vista das veias líquidas do escoamento superior, com a introdução do tubo para arejamento da veia líquida do vão central.....	6.16
Fotografia 6.5 – Vista das veias líquidas do escoamento superior, com a introdução do tubo para arejamento da veia líquida do vão central.....	6.16
Fotografia 6.6 – Vista superior dos escoamentos com caudal de 11,5 L/s – abertura inferior.....	6.17
Fotografia 6.7 - Vista superior dos escoamentos com caudal de 11,5 L/s – abertura superior.....	6.17
Fotografia 6.8 – Pormenor do escoamento na zona do pilar para caudal de 11,5 L/s – abertura inferior.....	6.18
Fotografia 6.8 – Pormenor do escoamento na zona do pilar para caudal de 11,5 L/s – abertura superior.....	6.18
Fotografia 6.10 – Vista lateral dos escoamentos com caudal de 11,5 L/s – abertura inferior.....	6.18
Fotografia 6.11 – Vista lateral dos escoamentos com caudal de 11,5 L/s – abertura superior.....	6.18
Fotografia 6.12 – Pormenor da saída do escoamento dos tubos para 11,5 L/s – ab. sup.....	6.19
Fotografia 6.13 – Vista lateral do esc. do caudal 12,2 L/s – ab. inf.....	6.19
Fotografia 6.14 – Vista superior dos escoamentos com abertura superior – caudal de 15,7 L/s.....	6.19
Fotografia 6.15 – Vista superior dos escoamentos com abertura superior – caudal de 24,0 L/s.....	6.19
Fotografia 6.16 – Pormenor do escoamento na zona do pilar para abertura superior – caudal de 15,7 L/s.....	6.20
Fotografia 6.17 – Pormenor do escoamento na zona do pilar para abertura superior – caudal de 24,0 L/s.....	6.20
Fotografia 6.18 – Vista lateral dos escoamentos com abertura superior – caudal de 15,7 L/s.....	6.20

Fotografia 6.19 – Vista lateral dos escoamentos com abertura superior – caudal de 24,0 L/s.....	6.20
Fotografia 6.20 – Pormenor do escoamento na comporta vista de jusante para o caudal de 24,0 L/s.....	6.20
Fotografia 6.21 – Vista superior, a montante, dos escoamentos com abertura da comporta do vão central – abertura inferior.....	6.21
Fotografia 6.22 – Vista superior, a montante, dos escoamentos com abertura da comporta do vão central – abertura superior.....	6.21
Fotografia 6.23 – Vista lateral dos escoamentos apenas no vão central – abertura inferior.....	6.22
Fotografia 6.24 – Vista lateral dos escoamentos apenas no vão central – abertura superior.....	6.22
Fotografia 6.25 – Vista superior, a jusante, dos escoamentos com abertura apenas do vão central – abertura inferior.....	6.22
Fotografia 6.26 – Vista superior, a jusante, dos escoamentos com abertura apenas do vão central – abertura superior.....	6.22
Fotografia 6.27 – Pormenores, do escoamento com abertura inferior da comporta do vão central, ressalto formado.....	6.23
Fotografia 6.28 – Pormenores, do escoamento com abertura inferior da comporta do vão central, material arrastado.....	6.23
Fotografia 6.29 – Vista da fossa criada, pelos escoamentos com abertura do vão central – abertura inferior.....	6.23
Fotografia 6.30 – Vista da fossa criada, pelos escoamentos com abertura do vão central – abertura superior.....	6.23
Fotografia 6.31 – Vista de montante, do escoamento com abertura inferior do vão lateral – vista superior.....	6.24
Fotografia 6.32 – Vista de montante, do escoamento com abertura inferior do vão lateral – vista lateral (visível vórtice).....	6.24
Fotografia 6.33 – Vista de jusante, do escoamento com abertura inferior do vão lateral – vista superior.....	6.24
Fotografia 6.34 – Vista de jusante, do escoamento com abertura inferior do vão lateral – vista lateral (visível vórtice).....	6.24
Fotografia 6.35 – Vista da fossa criada pelo escoamento com abertura inferior do vão lateral.....	6.24
Fotografia 6.36 – Vista de montante, dos escoamentos com abertura superior do vão lateral – vista superior.....	6.25

Fotografia 6.37 – Vista de montante, dos escoamentos com abertura superior do vão lateral – vista superior - pormenor.....	6.25
Fotografia 6.38 – Vista da fossa criada pelo escoamento com abertura superior do vão lateral.....	6.25

Capítulo 7 - Apresentação dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

Fotografia 7.1 – Sistema utilizado na medição das fossas.....	7.5
Fotografia 7.2 – Formação da fossa $t = 88$ min.....	7.23
Fotografia 7.3 – Fossa de erosão final	7.23
Fotografia 7.4 – Estado da fossa entre as 2 medições.....	7.30
Fotografia 7.5 - Fossa de erosão final	7.30
Fotografia 7.6 – Fossa de erosão final (perfil).....	7.31
Fotografia 7.7 - Fossa de erosão final (vista de cima).....	7.31
Fotografia 7.8 – Fossa de erosão final (perfil).....	7.34
Fotografia 7.9 - Fossa de erosão final.....	7.34

Anexo A

Fotografia A.1 – Válvula na conduta de alimentação do canal.....	A.1
Fotografia A.2 – Comporta de jusante.....	A.1
Fotografias A.3 – Vistas do canal – janelas laterais, sem vidros e pisos irregulares.....	A.1
Fotografia A.4 – Vistas do canal – janelas laterais, sem vidros e pisos irregulares.....	A.1
Fotografia A.5 – Aspecto do canal com vidros e piso regularizado.....	A.2
Fotografia A.6 – Descarga de fundo na zona de alimentação do canal.....	A.2
Fotografia A.7 – Escada para acesso ao canal (montante).....	A.2
Fotografia A.8 – Derivação para o medidor de caudal.....	A.3
Fotografia A.9 – Válvula na derivação.....	A.3
Fotografia A.10 – Montagem do Sensor do medidor de nível.....	A.3
Fotografia A.11 – Ensaio de estanqueidade do canal.....	A.4
Fotografia A.12 – Afogamento do jacto a montante.....	A.4
Fotografia A.13 – Dispositivo inicial	A.5
Fotografia A.14 – Ondulação superficial.....	A.5

Fotografia A.15 – Dispositivo alternativo.....	A.5
Fotografia A.16 – Dispositivo alternativo.....	A.5
Fotografia A.17 – Dispositivo alternativo reforçado.....	A.6
Fotografia A.18 – Reservatório superior.....	A.6
Fotografia A.19 – Estado da água.....	A.6
Fotografia A.20 – Filtros – Canal e Reservatório Superior – Solução final.....	A.7
Fotografia A.21 – Filtros – Canal e Reservatório Superior – Solução final	A.7
Fotografia A.22 – Filtros – Canal e Reservatório Superior – Solução final.....	A.7
Fotografia A.23 – Qualidade final da água.....	A.7
Fotografia A.24 – Calibração do Descarregador Triangular	A.13
Fotografia A.25 – Calibração do Descarregador Rectangular - Pormenor da Borracha de vedação.....	A.21
Fotografia A.26 – Calibração do Descarregador Rectangular - Pormenor da Borracha de vedação.....	A.21

Índice de gráficos

Capítulo 5 - Instalações e Procedimento Experimental

Gráfico 5.1 – Gráfico da calibração do medidor electromagnético de caudal.....	5.7
Gráfico 5.2 – Gráfico da calibração do medidor electromagnético de caudal com recurso à queda livre.....	5.11
Gráfico 5.3 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de Bazin	5.16
Gráfico 5.4 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de Rehbock.....	5.16
Gráfico 5.5 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de SIAS.....	5.17
Gráfico 5.6 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de White.....	5.17
Gráfico 5.7 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação entre coeficientes de vazão, considerando ou não velocidade de aproximação	5.19
Gráfico 5.8 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação entre coeficientes de vazão, considerando ou não velocidade de aproximação	5.19
Gráfico 5.9 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico.....	5.20
Gráfico 5.10 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico $\log Q/\log H$	5.20
Gráfico 5.11 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico usando as aproximações lineares determinadas	5.21
Gráfico 5.12 – Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico usando as aproximações obtidas com Gráfico 5.10	5.22

Capítulo 6 - Estudo do Comportamento do Modelo no Canal e visualização de Escoamentos

Gráfico 6.1 – Curva de vazão das comportas – Nível montante = 13,20 m.....	6.3
Gráfico 6.2 – Erros verificados relativamente aos valores teóricos propostos pelo LNEC – Nível montante = 13,20 m.....	6.4
Gráfico 6.3 – Curva de vazão das comportas – Nível montante = 13,00 m.....	6.5

Gráfico 6.4 – Curva de vazão das comportas – Nível montante = 11,00 m.....	6.6
Gráfico 6.5 – Curva de vazão das comportas – Abertura superior.....	6.9
Gráfico 6.6 – Coeficientes de vazão inferior para o nível de montante de 13,20 m.....	6.12

Capítulo 8 - Análise dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

Gráfico 8.1 – Diagrama de velocidades críticas de arrastamento (Hjulström – 1935) para os escoamentos de caudal 11,5 L/s com os dois tipos de abertura estudados.....	8.10
Gráfico 8.2 – Verificação da auto-similaridade do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura superior.....	8.12
Gráfico 8.3 – Verificação da auto-similaridade do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura inferior.....	8.13
Gráfico 8.4 – Diagrama de Shields modificado para os escoamentos de caudal 11,5 L/s Método analítico para regime uniforme.....	8.16
Gráfico 8.5 – Perfis de velocidade medidos para o escoamento com abertura superior das comportas.....	8.17
Gráfico 8.6 – Perfis de velocidade medidos para o escoamento com abertura inferior das comportas.....	8.18
Gráfico 8.7 – Evolução longitudinal da velocidade de atrito adimensionalizada ($u_* / U_{máx}$) para os escoamentos de caudal 11,5 L/s.....	8.21
Gráfico 8.8 – Evolução longitudinal do parâmetro β , para os escoamentos de caudal 11,5 L/s	8.22
Gráfico 8.9 – Evolução longitudinal de $U_{máx} \cdot \delta_* / u_*$, para os escoamentos de caudal 11,5 L/s	8.22
Gráfico 8.10 – Diagrama de Shields modificado para os escoamentos de caudal 11,5 L/s Método analítico para regime não uniforme.....	8.25
Gráfico 8.11 – Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método gráfico (de Clauser) e pelo método para regime uniforme.....	8.26
Gráfico 8.12 – Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método para regime não uniforme e pelo método para regime uniforme.....	8.27
Gráfico 8.13 – Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura superior.....	8.30
Gráfico 8.14 – Perfis das flutuações da componente vertical da velocidade (v) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura superior.....	8.30

Gráfico 8.15 – Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura inferior.....	8.31
Gráfico 8.16 – Perfis das flutuações da componente vertical da velocidade (v) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura inferior.....	8.31
Gráfico 8.17 – Diagrama de velocidades críticas de arrastamento (Hjulström – 1935) para os dois caudais.....	8.33
Gráfico 8.18 – Diagrama de Shields modificado para os dois caudais em análise Método analítico para regime uniforme.....	8.35
Gráfico 8.19 – Diagrama de Shields modificado para os dois caudais em análise Método analítico para regime não uniforme.....	8.37
Gráfico 8.20 – Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método para regime não uniforme e pelo método para regime uniforme.....	8.38
Gráfico 8.21 – Diagrama de velocidades críticas de arrastamento (Hjulström – 1935) para os três tapetes.....	8.42
Gráfico 8.22 – Diagrama de Shields modificado para os três tapetes analisados Método analítico para regime uniforme.....	8.44
Gráfico 8.23 – Diagrama de Shields modificado para os três tapetes analisados Método analítico para regime não uniforme.....	8.46
Gráfico 8.24 – Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método para regime não uniforme e pelo método para regime uniforme.....	8.47
Gráfico 8.25 – Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 12,2 L/s – tapetes A e B.....	8.49
Gráfico 8.26 – Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 12,2 L/s – tapete C.....	8.50

Anexo A

Gráfico A.1 – Gráfico da calibração do descarregador triangular – Comparação com caudal teórico.....	A.14
Gráfico A.2 – Gráfico da calibração do descarregador triangular usando uma escala logarítmica.....	A.15
Gráfico A.3 – Gráfico da calibração do descarregador triangular – Comparação com medidor electromagnético de caudal.....	A.16
Gráfico A.4 – Gráfico preliminar da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico.....	A.20

Anexo B

Gráfico B.1 – Gráfico comparativo entre os valores de velocidade média dos perfis obtida pelos dois métodos.....	B.5
Gráfico B.2 – Verificação da auto-semelhança do escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete C.....	B.6
Gráfico B.3 – Perfis de velocidades médias pontuais P1 no escoamento de 12,2 L/s – Tapetes A e B.....	B.7
Gráfico B.4 – Aplicação do método gráfico (de Clauser) ao escoamento de 12,2 L/s – Tapete C.....	B.11
Gráfico B.5 – Evolução longitudinal da velocidade de atrito adimensionalizada (u_* / U_{\max}) para os três tapetes utilizados.....	B.12
Gráfico B.6 – Evolução longitudinal do parâmetro β para os três tapetes utilizados.....	B.13
Gráfico B.7 – Evolução longitudinal do parâmetro de $U_{\max} \delta_* / u_*$	B.13

Índice de tabelas

Capítulo 4 - Concepção, Execução e Montagem do Modelo

Tabela 4.1 – Quadro resumo das escalas correspondentes à semelhança de Froude.....	4.3
Tabela 4.2 – Tabela resumo de valores característicos dos escoamentos, no protótipo e no modelo.....	4.11
Tabela 4.3 – Características granulométricas dos três tapetes de enrocamento utilizados.....	4.23

Capítulo 5 - Instalações e Procedimento Experimental

Tabela 5.1 – Características do medidor electromagnético de caudal.....	5.5
Tabela 5.2 – Calibração do medidor electromagnético de caudal.....	5.8
Tabela 5.3 – Medição do caudal por recurso à Queda Livre.....	5.11
Tabela 5.4 – Características principais do sistema de anemometria Laser Doppler utilizado.....	5.29

Capítulo 6 - Estudo do Comportamento do Modelo no Canal e visualização de Escoamentos

Tabela 6.1 – Valores dos coeficientes de vazão superiores obtidos no presente estudo.....	6.8
Tabela 6.2 – Valores dos coeficientes de vazão superiores obtidos pelo LNEC 1985	6.8
Tabela 6.3 – Valores dos coeficientes de vazão inferior, obtidos no presente estudo – Nm = 13,20 m.....	6.11
Tabela 6.4 – Valores dos coeficientes de vazão inferior, obtidos pelo LNEC – Nm = 13,20 m	6.11
Tabela 6.5 – Características dos escoamentos visualizados.....	6.17

Capítulo 7 - Apresentação dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

Tabela 7.1 – Características relativas aos escoamentos ensaiados.....	7.4
Tabela 7.2 – Parâmetros de adimensionalização.....	7.7

Capítulo 8 - Análise dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

Tabela 8.1 – Valores da velocidade média.....	8.8
Tabela 8.2 – Valores da velocidade média crítica sugeridos por diferentes investigadores.....	8.9
Tabela 8.3 – Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os escoamentos de 11,5 L/s – Método analítico para regime uniforme.....	8.15
Tabela 8.4 – Valores da velocidade de atrito (u_*) e da constante de integração Br para as duas aberturas.....	8.19
Tabela 8.5 – Valores do parâmetro β para as duas aberturas em análise.....	8.21
Tabela 8.6 – Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os escoamentos de 11,5 L/s – Método analítico para regime não uniforme.....	8.24
Tabela 8.7 – Quadro comparativo do Critério de Lane com os valores determinados no estudo.....	8.28
Tabela 8.8 – Valores da velocidade média.....	8.32
Tabela 8.9 – Valores da velocidade média crítica sugeridos por diferentes investigadores....	8.33
Tabela 8.10 – Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os dois caudais em análise – Método analítico para regime uniforme.....	8.34
Tabela 8.11 – Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os dois caudais em análise – Método analítico para regime não uniforme.....	8.36
Tabela 8.12 – Quadro comparativo do Critério de Lane com os valores determinados no estudo.....	8.39
Tabela 8.13 – Valores da velocidade média.....	8.41
Tabela 8.14 – Valores da velocidade média crítica sugeridos por diferentes investigadores....	8.41
Tabela 8.15 – Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado para os três tapetes utilizados – Método analítico para regime uniforme.....	8.43
Tabela 8.16 – Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado para os três tapetes utilizados – Método analítico para regime não uniforme	8.45
Tabela 8.17 – Quadro comparativo do Critério de Lane com os valores determinados no estudo.....	8.48

Anexo A

Tabela A.1 – Calibração do Descarregador Triangular.....	A.13
Tabela A.2 – Calibração do Descarregador Triangular – Comparação entre os dois métodos.....	A.16
Tabela A.3 – Calibração do Descarregador Rectangular – Mau funcionamento da borracha de vedação.....	A.21
Tabela A.4 – Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,05$ m.....	A.21
Tabela A.5 – Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,10$ m.....	A.22
Tabela A.6 – Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,15$ m.....	A.22
Tabela A.7 – Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,20$ m.....	A.23
Tabela A.8 – Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,25$ m.....	A.24
Tabela A.9 – Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,30$ m.....	A.24
Tabela A.10 – Calibração do Descarregador Rectangular.....	A.25
Tabela A.11 – Calibração do Descarregador Rectangular – Aproximações lineares obtidas.....	A.27
Tabela A.12 – Calibração do Descarregador Rectangular – Aproximações lineares obtidas usando escala logarítmica.....	A.27
Tabela A.13 – Calibração do Descarregador Rectangular – Erros considerando as aproximações lineares obtidas	A.28

Anexo B

Tabela B.1 – Escoamento de 11,5 L/s para abertura superior das comportas.....	B.1
Tabela B.2 – Escoamento de 11,5 L/s para abertura inferior.....	B.2
Tabela B.3 – Escoamento de 12,2 L/s para o tapete A (Crestuma).....	B.2
Tabela B.4 – Escoamento de 12,2 L/s para o tapete B.....	B.2
Tabela B.5 – Escoamento de 12,2 L/s para o tapete C.....	B.3
Tabela B.6 – Valores da velocidade média dos perfis dos escoamentos medidos obtida por integração.....	B.4

Tabela B.7 – Valores da velocidade média pontual ($u_{0,4h}$) dos perfis dos escoamentos medidos.....	B.4
Tabela B.8 – Valores do coeficiente de Strickler (Ks) proposto por diferentes autores.....	B.8
Tabela B.9 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme Q = 11,5 L/s – abertura superior.....	B.8
Tabela B.10 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme Q = 11,5 L/s – abertura inferior.....	B.9
Tabela B.11 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme Q = 12,2 L/s – tapete A (Crestuma).....	B.9
Tabela B.12 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme Q = 12,2 L/s – tapete B.....	B.9
Tabela B.13 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme Q = 12,2 L/s – tapete C.....	B.9
Tabela B.14 – Valores da rugosidade absoluta equivalente (k_s) proposta por diferentes autores.....	B.10
Tabela B.15 – Resultados obtidos por aplicação do método gráfico (de Clauser) para Q = 12,2 L/s – tapete C.....	B.11
Tabela B.16 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme - Q = 11,5 L/s – abertura superior.....	B.14
Tabela B.17 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme - Q = 11,5 L/s – abertura inferior.....	B.14
Tabela B.18 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme - Q = 12,2 L/s – tapete A (Crestuma).....	B.14
Tabela B.19 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme - Q = 12,2 L/s – tapete B.....	B.14
Tabela B.20 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme - Q = 12,2 L/s – tapete C.....	B.15

Simbologia

Simbologia

LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

A	$[L^2M^1T^{-3}]$	–	potência do motor
B _r	$[L^0M^0T^0]$	–	constante de integração
C	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de vazão inferior
C _D	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de vazão
C _{D1}	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de vazão considerando velocidade de aproximação nula
C _{D2}	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de vazão considerando a existência de velocidade de aproximação
D	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente da expressão (2.48)
D _*	$[L^0M^0T^0]$	–	diâmetro característico do material para entrada no diagrama de Shields modificado
Erro _G	$[L^0M^0T^0]$	–	Erro cometido na medição dos valores experimentais da grandeza G $\text{Erro}_G (\%) = \frac{ G_{\text{medido}} - G }{G} \cdot 100$
F _D	$[L^1M^1T^{-2}]$	–	força de arrastamento
F _L	$[L^1M^1T^{-2}]$	–	força de sustentação hidrodinâmica
Fr	$[L^0M^0T^0]$	–	n.º de Froude
Fr ₁	$[L^0M^0T^0]$	–	n.º de Froude imediatamente a montante do ressalto hidráulico
Fr _m	$[L^0M^0T^0]$	–	n.º de Froude calculado com U _m
F ₀	$[L^0M^0T^0]$	–	n.º de Froude na secção de abertura da comporta
\bar{G}		–	valor médio dos valores experimentais da variável G
G _{teórico}		–	valor da variável G obtido por aplicação de uma fórmula teórica, indicada na bibliografia

H	$[L^1M^0T^0]$	–	carga sobre o descarregador diferença de carga entre montante e jusante altura de elevação da bomba
	$[L^0M^0T^0]$	–	parâmetro de forma do perfil
H_c	$[L^1M^0T^0]$	–	energia do escoamento na secção de regime crítico
H_d	$[L^1M^0T^0]$	–	carga de projecto
H_m	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento a montante de uma comporta
I	$[L^0M^0T^0]$	–	inclinação do leito do canal
I_c	$[L^0M^0T^0]$	–	inclinação da linha de energia
I_o	$[L^0M^0T^0]$	–	inclinação do leito do canal
J	$[L^0M^0T^0]$	–	perda de carga unitária
K	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente que tem em conta as características de turbulência do escoamento
K_h	$[L^1M^0T^0]$	–	coeficiente da fórmula de Kindsvater e Carter
K_s	$[L^{1/3}M^0T^{-1}]$	–	coeficiente de Manning-Strickler
L	$[L^1M^0T^0]$	–	largura do canal largura de um vão comprimento do ressalto hidráulico comprimento da bacia de dissipação comprimento da parte horizontal da bacia de dissipação comprimento
$L_{\text{tapete enrocamento}}$	$[L^1M^0T^0]$	–	comprimento do tapete de enrocamento
M_1	$[L^1M^1T^{-1}]$	–	quantidade de movimento total imediatamente a montante do ressalto hidráulico
M_2	$[L^1M^1T^{-1}]$	–	quantidade de movimento total imediatamente a jusante do ressalto hidráulico
N	$[L^0M^0T^{-1}]$	–	velocidade de rotação da bomba
N_c	$[L^1M^0T^0]$	–	nível da crista da comporta
N_j	$[L^1M^0T^0]$	–	nível do escoamento a jusante do aproveitamento
N_m	$[L^1M^0T^0]$	–	nível do escoamento a montante do aproveitamento
NPA	$[L^1M^0T^0]$	–	nível de pleno armazenamento do aproveitamento

P	$[L^{-1}M^1T^{-2}]$	–	pressão
	$[L^2M^1T^{-3}]$	–	potência da bomba
Q	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal
Q _{caudalímetro}	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal de alimentação do canal indicado no caudalímetro (medidor electromagnético de caudal)
Q _d	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal descarregado por uma comporta
Q _i	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal descarregado sob a comporta
Q _{real}	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal real de alimentação do canal
Q _s	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal descarregado sobre a comporta
Q _T	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal total descarregado
Q _{total}	$[L^3M^0T^{-1}]$	–	caudal total descarregado, para aberturas mistas das comportas do aproveitamento
R	$[L^1M^0T^0]$	–	raio hidráulico
Re	$[L^0M^0T^0]$	–	nº de Reynolds
Re _m	$[L^0M^0T^0]$	–	nº de Reynolds calculado com U _m
S	$[L^2M^0T^0]$	–	área da secção
S _G		–	desvio padrão dos valores experimentais da variável G
S ₁	$[L^2M^0T^0]$	–	área da secção de escoamento imediatamente a montante do ressalto hidráulico
S ₂	$[L^2M^0T^0]$	–	área da secção de escoamento imediatamente a jusante do ressalto hidráulico
U	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente horizontal da velocidade média do escoamento (segundo o eixo dos xx)
U _c	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	velocidade média do escoamento na secção de regime crítico
U ₁	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	velocidade média do escoamento imediatamente a montante do ressalto hidráulico velocidade média do escoamento na secção 1
U ₂	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	velocidade média do escoamento na secção 2
U _{cr}	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	velocidade média crítica
U _m	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	valor velocidade média do escoamento obtida pela equação da continuidade ($Q = U_m S$)

U_{jusante}	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	valor da velocidade média do escoamento a jusante do aproveitamento, em regime uniforme
$U_{\text{máx}}$	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	valor da velocidade máxima num dado perfil de escoamento
U_p	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	velocidade média à superfície
V	$[L^3M^0T^0]$	–	volume
	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente vertical da velocidade média do escoamento (segundo o eixo dos yy)
V_f	$[L^3M^0T^0]$	–	volume final
V_i	$[L^3M^0T^0]$	–	volume inicial
W	$[L^1M^1T^{-2}]$	–	peso submerso da partícula
W	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente transversal da velocidade média do escoamento (segundo eixo dos zz)
X	$[L^0M^0T^0]$	–	número de Reynolds das partículas definido com a velocidade de atrito junto ao fundo
	$[L^1M^0T^0]$	–	distância medida na horizontal
X_{cr}	$[L^0M^0T^0]$	–	valor crítico do número de Reynolds das partículas definido com a velocidade de atrito junto ao fundo
Y	$[L^0M^0T^0]$	–	parâmetro de Shields
	$[L^1M^0T^0]$	–	distância medida na vertical
Y_{cr}	$[L^0M^0T^0]$	–	valor crítico do parâmetro de Shields
Z	$[L^0M^0T^0]$	–	submersão relativa $Z = h/d$

LETRAS LATINAS MINÚSCULAS

a	$[L^1M^0T^0]$	–	abertura inferior da comporta
	$[L^1M^0T^{-2}]$	–	aceleração
c	$[L^0M^0T^0]$	–	constante experimental da fórmula (2.24)

c_1	$[L^0M^0T^0]$	–	constante da fórmula (2.20) que determina a força de arrastamento
c_2	$[L^0M^0T^0]$	–	constante da fórmula (2.21) que determina o peso submerso da partícula
d	$[L^1M^0T^0]$	–	diâmetro da partícula de material
d_n	$[L^1M^0T^0]$	–	diâmetro de peneiração tal que n% das partículas, em peso, são mais finas
d'_n	$[L^1M^0T^0]$	–	diâmetro de peneiração do material do filtro de protecção tal que n% das partículas, em peso, são mais finas
f	$[L^0M^0T^{-1}]$	–	frequência da corrente eléctrica produzida no alternador
g	$[L^1M^0T^{-2}]$	–	aceleração da gravidade
h	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento
h_c	$[L^1M^0T^0]$	–	altura crítica do escoamento
$h_{jusante}$	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento a jusante do aproveitamento
$h_{medidor\ nível}$	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento indicada no medidor de nível
h_s	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento na secção S
h'	$[L^1M^0T^0]$	–	distância na vertical entre o leito e o ponto onde a velocidade é máxima
k_s	$[L^1M^0T^0]$	–	rugosidade absoluta equivalente de Nikuradse
k'	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	coeficiente de permeabilidade do filtro de protecção
l	$[L^1M^0T^0]$	–	largura máxima do descarregador triangular
n	$[L^{-1/3}M^0T^1]$	–	coeficiente de Manning
	$[L^0M^0T^0]$	–	número de pontos medidos
		–	dimensão da amostra
p	$[L^1M^0T^0]$	–	valor da profundidade máxima da cavidade de erosão
		–	valor da profundidade da cavidade de erosão
		–	altura do descarregador (correspondente à diferença entre a cota da crista do descarregador e a cota do leito do canal)

q	$[L^2M^0T^{-1}]$	–	caudal por unidade de largura da secção do escoamento $q = Q/L$
t	$[L^0M^0T^1]$	–	tempo intervalo de tempo
u	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente horizontal da velocidade média medida num determinado ponto
u_{RMS} $u_{RMS} = \sqrt{u'^2}$	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	valor R.M.S. (“root mean square”) da flutuação da componente horizontal da velocidade média do escoamento
u'	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	flutuação da componente horizontal da velocidade média caracterizada pelo seu valor RMS (“root mean square”)
u_*	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	velocidade de atrito junto ao fundo
$u_{0.2}$	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente horizontal da velocidade média medida num determinado ponto (0,2h acima do leito)
$u_{0.4}$	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente horizontal da velocidade média medida num determinado ponto (0,4h acima do leito)
$u_{0.8}$	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente horizontal da velocidade média medida num determinado ponto (0,8h acima do leito)
v	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente vertical da velocidade média medida num determinado ponto
v_{RMS} $v_{RMS} = \sqrt{v'^2}$	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	valor R.M.S. (“root mean square”) da flutuação da componente vertical da velocidade média do escoamento
v'	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	flutuação da componente vertical da velocidade média caracterizada pelo seu valor RMS (“root mean square”)
w	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	componente transversal da velocidade média medida num determinado ponto

w_{RMS}	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	valor R.M.S. (“root mean square”) da flutuação da componente transversal da velocidade média do escoamento
$w_{RMS} = \sqrt{w'^2}$			
w'	$[L^1M^0T^{-1}]$	–	flutuação da componente transversal da velocidade média caracterizada pelo seu valor RMS (“root mean square”)
x	$[L^1M^0T^0]$	–	distância ao início do tapete de enrocamento medida na horizontal
y_c	$[L^1M^0T^0]$	–	altura crítica do escoamento
y_1	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento imediatamente a montante do ressalto ou altura conjugada de montante do ressalto
y_2	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento imediatamente a jusante do ressalto ou altura conjugada de jusante do ressalto
y'	$[L^1M^0T^0]$	–	distância ao leito medida na vertical (considerando a correcção do nível do leito para fundos rugosos)
y'_o	$[L^1M^0T^0]$	–	posicionamento do nível de referência do leito, para fundos rugosos
y'_1	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento imediatamente a jusante da comporta
y'_2	$[L^1M^0T^0]$	–	altura do escoamento a jusante do ressalto afogado

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δ	$[L^0M^0T^0]$	–	densidade relativa $\rho_s/\rho - 1$
ΔE	$[L^2M^1T^{-2}]$	–	perda de energia ocorrida no ressalto hidráulico
Δt	$[L^0M^0T^1]$	–	intervalo de tempo
ΔV	$[L^3M^0T^0]$	–	variação de volume
Δy	$[L^1M^0T^0]$	–	distância na vertical (eixo dos yy)

Φ	$[L^1M^0T^0]$	–	diâmetro da conduta
	$[L^0M^0T^0]$	–	rendimento da bomba
Θ	$[L^0M^0T^0]$	–	espessura de quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”)
Ψ	$[L^0M^0T^0]$	–	parâmetro de arrastamento para entrada no diagrama de Shields modificado

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α_1	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de energia cinética ou coeficiente de CORIOLIS, imediatamente a montante do ressalto hidráulico
α_2	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de energia cinética ou coeficiente de CORIOLIS, imediatamente a jusante do ressalto hidráulico
α'_1	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de quantidade de movimento ou coeficiente de BOUSSINESQ, imediatamente a montante do ressalto hidráulico
α'_2	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de quantidade de movimento ou coeficiente de BOUSSINESQ, imediatamente a jusante do ressalto hidráulico
β	$[L^0M^0T^0]$	–	parâmetro do gradiente de pressões adimensional de Clauser
δ_*	$[L^1M^0T^0]$	–	espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”)
ϕ	$[L^1M^0T^0]$	–	diâmetro do material
γ	$[L^{-2}M^1T^{-2}]$	–	peso volúmico da água
γ_s	$[L^{-2}M^1T^{-2}]$	–	peso volúmico do grão de material sólido usado no filtro de protecção

γ'_{sp}	$[L^{-2}M^1T^{-2}]$	–	peso volúmico do grão de material sólido submerso
η_1	$[L^1M^0T^0]$	–	profundidade do centro de gravidade da secção imediatamente a montante do ressalto hidráulico medida segundo a linha de maior declive do plano que contém a secção
η_2	$[L^1M^0T^0]$	–	profundidade do centro de gravidade da secção imediatamente a jusante do ressalto hidráulico medida segundo a linha de maior declive do plano que contém a secção
θ	$[L^0M^0T^0]$	–	ângulo do talvegue de um canal com a horizontal ou ângulo do fundo móvel com a horizontal ângulo do vértice do descarregador triangular
θ_1	$[L^0M^0T^0]$	–	ângulo do talvegue do canal com a horizontal, a montante do ressalto hidráulico
θ_2	$[L^0M^0T^0]$	–	ângulo do talvegue do canal com a horizontal, a jusante do ressalto hidráulico
θ_r	$[L^0M^0T^0]$	–	ângulo de atrito interno do material
κ	$[L^0M^0T^0]$	–	constante universal de Von Karman ($\approx 0,4$)
λ	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente da expressão (2.48)
λ_G	$[L^0M^0T^0]$	–	escala da grandeza G $\lambda_G = \frac{G_{\text{modelo}}}{G_{\text{protótipo}}}$
μ	$[L^0M^0T^0]$	–	coeficiente de vazão coeficiente de vazão superior
ν	$[L^2M^0T^{-1}]$	–	viscosidade cinemática
ρ	$[L^{-3}M^1T^0]$	–	massa volúmica do fluido
ρ_s	$[L^{-3}M^1T^0]$	–	massa volúmica do do grão de material sólido
τ	$[L^{-1}M^1T^{-2}]$	–	tensão de arrastamento
τ_0	$[L^{-1}M^1T^{-2}]$	–	tensão de arrastamento no fundo
$\tau_{0(\text{crit})}$	$[L^{-1}M^1T^{-2}]$	–	tensão crítica de arrastamento definida por Lane
τ_{cr}	$[L^{-1}M^1T^{-2}]$	–	tensão crítica de arrastamento

ABREVIATURAS

ALD	–	Anemometria Laser-Doppler
CPE	–	Companhia Portuguesa de Electricidade
EDP	–	Electricidade de Portugal
FEUP	–	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FHAEU	–	Federal Highway Administration dos Estados Unidos
LDA	–	Laser-Doppler Anemometry
LDV	–	Laser-Doppler Velocimetry
LNEC	–	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NPA	–	Nível de pleno armazenamento do aproveitamento
RMS	–	Root mean square
U.S. Corps of Engineers	–	United States Corps of Engineers

Capítulo 1 – Introdução

1 Introdução

Este trabalho procurou equacionar as questões de dissipação de energia a jusante de estruturas hidráulicas fundadas em leitos móveis.

Em estruturas fundadas em leitos móveis, para protecção dos fundos aluvionares, é habitual utilizar bacias de dissipação com tapetes de enrocamento a jusante, dada a impossibilidade de utilização de outros tipos de estruturas como o salto de esqui, ou a queda livre, pois exigem leitos com material rochoso de boas características.

A presente dissertação de mestrado pretendeu esclarecer um tema complexo e se possível potenciar uma investigação mais vasta relativamente aos efeitos das características do tapete de enrocamento, nomeadamente da sua granulometria, a partir dum melhor conhecimento dos mecanismos de ruptura e protecção do leito.

Com este estudo pretendeu-se a consideração de outras soluções, que em conjunto com o binómio bacia de dissipação/tapete de enrocamento, possam ser, quer económica, quer ambientalmente, mais favoráveis, através da diminuição do comprimento corrente da bacia de dissipação, habitualmente utilizada, com ou sem soleira terminal, com o reforço do tapete de enrocamento.

De acordo com os objectivos pretendidos nesta tese, procurou-se, estudar diferentes tipos de escoamento e de granulometrias do tapete de enrocamento, medindo-se as velocidades do escoamento e suas flutuações, para estas situações.

No desenvolvimento do trabalho, relacionou-se a análise das medições obtidas, com as alterações verificadas no tapete de enrocamento de protecção dos fundo aluvionares de jusante, para os diferentes escoamentos estudados.

Com esta finalidade estudaram-se:

- para o mesmo caudal, dois tipos de descargas de cheia para aberturas diferentes das comportas, que originaram escoamentos com características diferentes;

- para o mesmo tipo de abertura, dois caudais, um que não provocou alteração, coincidente com o do estudo anterior, outro com acréscimo de 6%, que conduziu à erosão do tapete de enrocamento, com a criação de uma fossa;
- para este último caudal, utilizaram-se três tipos de tapetes com constituição granulométrica diferente, um deles com as características já utilizadas nos estudos anteriores e os outros dois com granulometria dos materiais de maiores dimensões.

Para a consecução destes objectivos, além de se ter efectuado uma investigação teórica aprofundada sobre o tema, considerou-se necessário realizar e montar um modelo físico de uma bacia de dissipação clássica existente, com tapete de enrocamento a jusante, para o que se escolheu o descarregador e bacia do aproveitamento de Crestuma-Lever, no rio Douro. Para tal houve que, previamente, executar a preparação e aferição do funcionamento do canal do Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP.

1.1 Organização da Tese

O presente trabalho desenvolveu-se do seguinte modo:

Capítulo 2: enquadramento teórico do tema, nomeadamente sobre: barragens móveis e seu dimensionamento hidráulico; questões de dissipação de energia a jusante de uma barragem móvel, com definição das questões ligadas ao ressalto hidráulico e suas bacias de dissipação, aos tapetes de enrocamento de protecção; transporte sólido; distribuição de velocidades num canal; verificação de auto-semelhança dos escoamentos; critério de Rotta; determinação da velocidade de atrito junto ao leito e análise das flutuações de velocidades.

- Capítulo 3:** descrição de estudos anteriores, efectuados pelo LNEC, em modelo reduzido, para o aproveitamento que se utilizou neste trabalho, e as conclusões retiradas desses estudos.
- Capítulo 4:** descrição da concepção, execução e montagem do modelo, abordando-se a teoria relativa a modelos físicos, a relação de escalas das diferentes grandezas necessárias, caracterização do modelo físico desenvolvido e as diversas etapas de montagem no canal largo do Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP.
- Capítulo 5:** descrição das instalações e do equipamento a utilizar, bem como do procedimento experimental adoptado.
- Capítulo 6:** descrição dos estudos realizados no modelo, com verificação da vazão das comportas, comparação dos resultados obtidos com os de estudos anteriores, análise de experiências de visualização de escoamento realizadas, determinação das aberturas e caudais que causaram problemas no tapete de enrocamento a jusante.
- Capítulo 7:** apresentação dos resultados experimentais obtidos nos diversos escoamentos medidos com anemometria laser-doppler, e suas características.
- Capítulo 8:** análise dos resultados obtidos com base nos critérios de início de movimento, velocidade média crítica e tensão crítica de arrastamento, análise dos tipos de regime de escoamento ensaiados, por diversas abordagens.
- Capítulo 9:** conclusões gerais do trabalho realizado na Tese de Mestrado, comentário crítico e sugestões de desenvolvimentos futuros.

1.2 Breve descrição do aproveitamento de Crestuma-Lever

Para realizar o presente trabalho recorreu-se ao modelo físico do aproveitamento hidráulico de Crestuma-Lever, de fins múltiplos, fundado sobre leitos móveis, último aproveitamento na cascata do rio Douro.



Figura 1.1 - Aspecto geral do aproveitamento de Crestuma-Lever, Portuguese National Committee on Large Dams 1992 (pg. 105)

Apresentam-se algumas das suas características, tais como planta, cortes e fotografias.

A Barragem de Crestuma-Lever foi concluída em 1986, sendo um aproveitamento de fins múltiplos, visando essencialmente a produção de energia eléctrica e a navegabilidade do rio Douro.

A albufeira possui uma área de 1 420 ha, sendo o seu volume total de 106,0 hm³.

A central, de pé de barragem, situa-se na margem esquerda, contendo três grupos do tipo Bolbo de 35 MW, com uma capacidade total instalada de 105 MW, e uma capacidade de produção anual de 399 GWh. Estes grupos são alimentados por circuitos hidráulicos independentes, constituídos por tomadas de água duplas e um difusor.

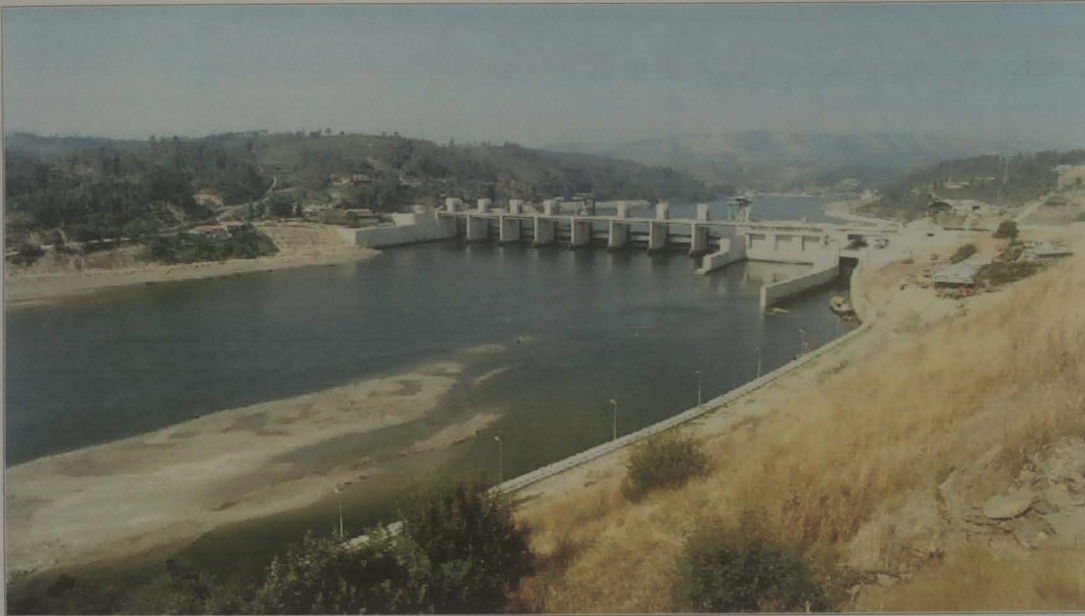
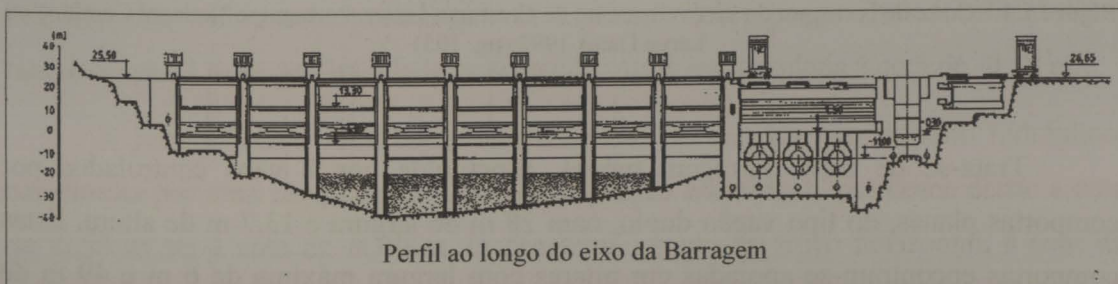


Figura 1.2 - Aspecto geral do aproveitamento de Crestuma-Lever

A barragem tem uma altura máxima de 65 m até ao maciço rochoso (“bed-rock”), um desenvolvimento da crista de 470 m, e um volume de 205 000 m³.

O caudal máximo turbinado é de 1320 m³/s.

Fazem ainda parte do aproveitamento, duas eclusas, uma de peixes e uma de navegação com 85 m de comprimento e 12 m de largura, que permite a passagem de barcos deslocando 3040 t.



Perfil ao longo do eixo da Barragem

Figura 1.3 – Perfil ao longo do eixo da barragem do aproveitamento de Crestuma-Lever, Portuguese National Committee on Large Dams 1992 (pg. 105)

A barragem situa-se numa zona de maior espessura dos aluviões, encontrando-se o maciço rochoso (“bed-rock”) a 40 m de profundidade.

A capacidade máxima de descarga é de 26 000 m³/s, sendo o nível máximo extraordinário de 21,50 m. O nível de pleno armazenamento (NPA) é de 13,20 m.

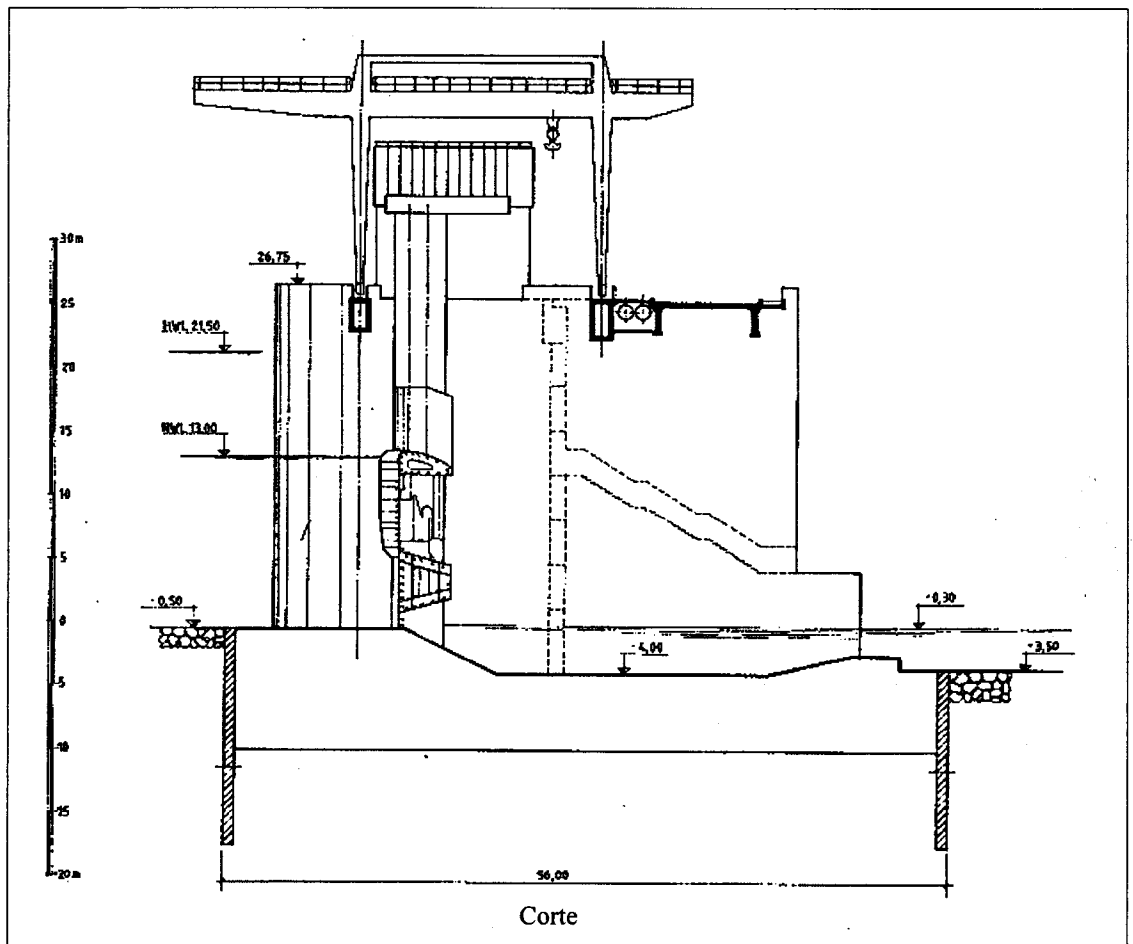


Figura 1.4 – Corte da barragem do aproveitamento de Crestuma-Lever, Portuguese National Committee on Large Dams 1992 (pg. 105)

Trata-se de uma Barragem móvel, constituída por 8 vãos controlados por comportas planas, do tipo vagão duplo, com 28 m de largura e 13,7 m de altura. Estas comportas encontram-se apoiadas em pilares com largura máxima de 6 m e 49 m de comprimento.

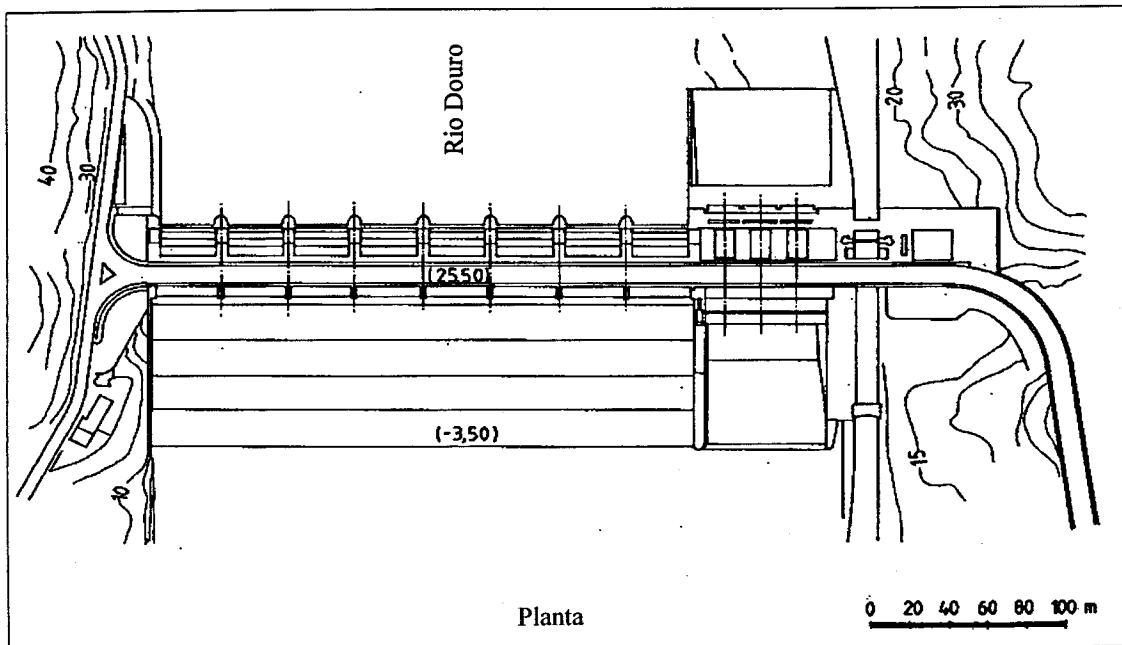


Figura 1.5 – Planta da barragem do aproveitamento de Cretuma-Lever, Portuguese National Committee on Large Dams 1992 (pg. 104)

As comportas são constituídas por dois corpos deslizantes, um superior adaptado a descargas de superfície e outro inferior estudado para realizar descargas profundas. Estes dois corpos têm manobras independentes, funcionando de modo a que o caudal seja descarregado superiormente sobre as comportas até que não seja possível manter o nível de retenção à cota prevista de exploração do aproveitamento (NPA – 13,20 m), quando o corpo superior assenta sobre o inferior.

A partir do momento, em que o caudal é superior, os dois corpos são elevados para uma posição intermédia, passando o escoamento a processar-se superiormente e inferiormente, sob as comportas, que se deslocam sobre peças fixas localizadas em ranhuras com 2 m de profundidade, assentando numa soleira plana à cota de -0,50 m.

A jusante existe uma bacia de dissipação de energia, por ressalto hidráulico, constituída por uma rampa com 7,2 m de projecção horizontal, que desce desde a cota de -0,50 m até à cota de -4,00 m. O desenvolvimento do troço horizontal, à cota de -4,00 m, é de 21,0 m. Segue-se-lhe uma rampa com 6,8 m de projecção horizontal que estabelece a transição entre as cotas de -4,00 m e de -2,50 m.

Existem tapetes de enrocamento de protecção, a montante e a jusante do aproveitamento.

Capítulo 2 – Enquadramento Teórico

2 Enquadramento Teórico

2.1 Barragens Móveis: Questões ligadas ao seu dimensionamento hidráulico

Em rios muito caudalosos, com um grande transporte sólido, é habitual a execução de barragens móveis, permitindo assim assegurar a evacuação do material sólido transportado pelo curso de água, e depositado nas situações de retenção correspondentes à operação corrente.

Uma barragem móvel é uma estrutura concebida de forma a que para a situação de ocorrência da cheia de projecto, com as comportas totalmente abertas, não se criem quaisquer perturbações físicas ao escoamento, com excepção dos pilares, dos encontros do aproveitamento e da bacia de dissipação a jusante.

Para minorar a perturbação causada por estes elementos, este tipo de obra é normalmente realizado numa zona de escoamento alargada, procurando minimizar a redução na largura do escoamento, provocada por esses elementos, nomeadamente em situações de cheia.

Deve garantir-se que haja evacuação do caudal sólido armazenado a montante deste tipo de obra, nas situações de operação corrente, o que depende da cota da soleira das comportas e da largura da barragem, principalmente da sua parte móvel. A cota da soleira das comportas, para que esta não controle ou sobreleve o escoamento a montante, deverá ser colocada sensivelmente no nível médio do leito do rio.

Quanto à largura da barragem, e de acordo com os objectivos pretendidos pela execução desta, o nível de água a montante para um dado caudal não pode ser inferior ao que ocorria antes da realização do empreendimento, devendo a eventual sobreelevação do nível ser a menor possível, para não causar perturbações a jusante. Daqui se conclui que, para respeitar estas condições, a parte móvel da barragem deve ter uma largura sensivelmente igual à do leito natural. Para tal, e para além de se procurar que os pilares sejam tão esbeltos quanto possível, torna-se por vezes necessário “invadir” o leito de cheia, executando a barragem a toda a largura do rio, de modo a que a sua parte móvel tenha a largura do leito natural das situações de escoamento corrente.

No caso do aproveitamento em que se pretende basear este estudo, a barragem de Crestuma-Lever, foi executada num alargamento natural do rio Douro, pelo que a largura da parte móvel da barragem é sensivelmente igual à do leito corrente, em secções a montante e a jusante do aproveitamento.

Quanto à altura da barragem esta é definida em função da largura da mesma e da cota de soleira das comportas, tendo em conta a cheia de projecto, sabendo-se no entanto que a lei de vazão do curso de água não deve ser muito alterada com a construção do aproveitamento.

No que diz respeito ao número de vãos, estes estarão dependentes da largura da barragem, atendendo a que existem relações entre a altura e a largura das comportas que são consideradas mais adequadas, quer economicamente, quer em termos de estabilidade e seu funcionamento.

No caso das comportas, há toda a vantagem que sejam duplas, tal como efectivamente adoptado no caso do aproveitamento em estudo, em que são utilizadas comportas vagão duplo, pois o facto de ter uma comporta superior que baixa, permite a evacuação de corpos flutuantes como árvores, ramos, corpos de animais, etc.. Nesse caso, a regulação do nível de água a montante da barragem é mais fácil de realizar através da comporta superior. No entanto, a descarga conjunta das águas pela comporta superior e pela inferior permite ainda uma maior dissipação de energia através dos jactos cruzados. Por outro lado a utilização da comporta inferior permite a evacuação dos materiais sólidos depositados na retenção, embora a passagem da água inferiormente, produza em certos casos, vibrações importantes na comporta, prejudiciais à conservação do aproveitamento.

2.2 Dissipação de Energia a jusante duma Barragem Móvel

Devido à diferença de cotas entre montante e jusante, indispensável, dados os objectivos da implantação de uma barragem, é fundamental que haja dissipação de energia a jusante desta. Se o escoamento prosseguisse com as características que apresenta na soleira de um descarregador, ou na secção contraída de uma comporta,

levaria à rápida erosão do leito do curso de água a jusante, podendo eventualmente afectar as suas fundações pondo, assim, em risco a segurança da estrutura hidráulica. Este fenómeno torna-se naturalmente mais grave, numa barragem móvel fundada sobre leitos móveis, pois estes são claramente mais susceptíveis a problemas de erosão.

O dispositivo de dissipação de energia mais adequado a este tipo de barragem é a bacia de dissipação por ressalto hidráulico, em que o leito é protegido das erosões pela própria bacia. Forma-se um ressalto hidráulico, passando-se do regime rápido, existente na soleira de um descarregador ou na secção contraída de uma comporta, para um regime lento a jusante, reduzindo assim a velocidade do escoamento, transformação que corresponde a uma grande dissipação de energia.

Com efeito, num primeiro troço, dessa zona, os materiais do fundo são arrastados por uma elevada velocidade do escoamento. Num troço posterior, a velocidade média do escoamento diminui consideravelmente, enquanto que a turbulência aumenta (para a mesma ordem de grandeza da velocidade média a montante), levando ao transporte em suspensão, dos materiais, mesmo dos maiores, que são conduzidos para jusante. Só a jusante do ressalto é que o poder de erosão diminui, passando a haver necessidade de uma menor protecção, podendo esta ser feita por um tapete de enrocamento.

Refira-se que, para além da protecção pela execução de uma bacia de dissipação poderá também ser necessária a execução de cortinas corta águas a montante e jusante da barragem, para evitar a erosão por fenómenos de percolação.

2.2.1 Ressalto hidráulico

O ressalto hidráulico consiste num escoamento permanente rapidamente variado, caracterizado pela passagem brusca de um regime rápido para um regime lento.

2.2.1.1 Tipos de ressalto

Existem vários tipos de ressalto hidráulico que estão relacionados com o $n.^{\circ}$ de Froude a montante (Fr_1), definido por:

$$Fr_1 = \frac{\alpha_1 \cdot Q}{S_1 \cdot \sqrt{g \cdot y_1 \cdot \cos \theta_1}} \quad (2.1)$$

que, para um canal de secção rectangular, de pequena inclinação se transforma em:

$$Fr_1 = \frac{U_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \quad (2.2)$$

Q – caudal

S_1 – área da secção a montante do ressalto

y_1 – altura do escoamento a montante do ressalto

U_1 – velocidade média do escoamento na secção imediatamente a montante

α_1 – coeficiente de energia cinética

θ_1 – ângulo do talvegue com a horizontal

Os tipos de ressalto hidráulico existentes são os seguintes (Figura 2.1):

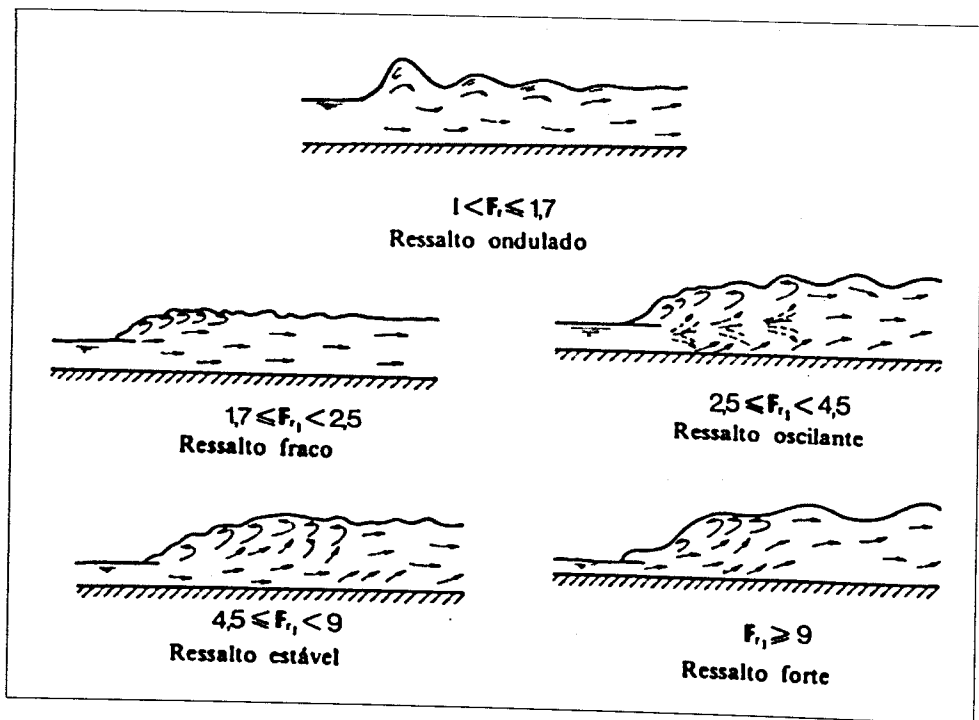


Figura 2.1 - Tipos de Ressonho Hidráulico de acordo com o n.º de Froude, Lencastre 1996 (pg. 210)

Procede-se de seguida a uma sucinta descrição dos diferentes tipos de ressalto apresentados. Poderá encontrar-se uma informação mais detalhada, em Lencastre 1996; Novais-Barbosa, 1986; e Peterka, 1964.

- Ressalto ondulado: Neste tipo de ressalto é muito pequena a diferença de alturas conjugadas do ressalto (alturas do escoamento imediatamente a montante e a jusante deste), dando-se um ligeiro enrugamento na superfície livre, pouco diferente do que se passa no regime crítico.
- Ressalto fraco: Verifica-se o mesmo fenómeno que anteriormente, embora mais acentuado, aparecendo pequenos turbilhões superficiais.
- Ressalto oscilante: O ressalto tem carácter pulsatório, sendo que a maior turbulência tanto ocorre junto ao fundo num dado instante, como à superfície no instante seguinte. Esta oscilação produz uma onda de período irregular, que na natureza, se pode propagar para jusante na extensão de quilómetros, podendo provocar estragos nas margens.
- Ressalto estável: Ressalto bem caracterizado e bem localizado.
- Ressalto forte: A montante do ressalto a velocidade é muito grande e a altura de água é comparativamente pequena, sendo a diferença entre as alturas conjugadas elevada. Neste caso notam-se massas de água que rolam para baixo no início do ressalto e caem no circuito rápido de montante de uma maneira intermitente, provocando novas ondulações para jusante.
- Ressalto afogado ou submerso (Figura 2.2): quando a jusante de um ressalto ordinário se verificam modificações como por exemplo a subida do nível da água, o ressalto tem tendência a deslocar-se para montante podendo atingir o dispositivo de controlo, que provoca o regime rápido e impede a propagação para montante, sendo o ressalto afogado pelo escoamento de jusante.

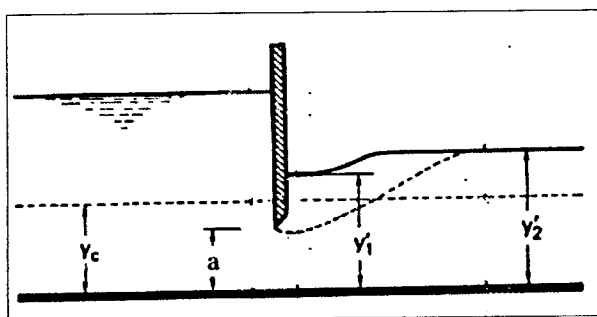


Figura 2.2 - Ressalto afogado, Novais-Barbosa 1986 (pg. 743)

2.2.1.2 Determinação das principais características do ressalto

2.2.1.2.1 Determinação das alturas conjugadas e da perda de energia verificada no ressalto

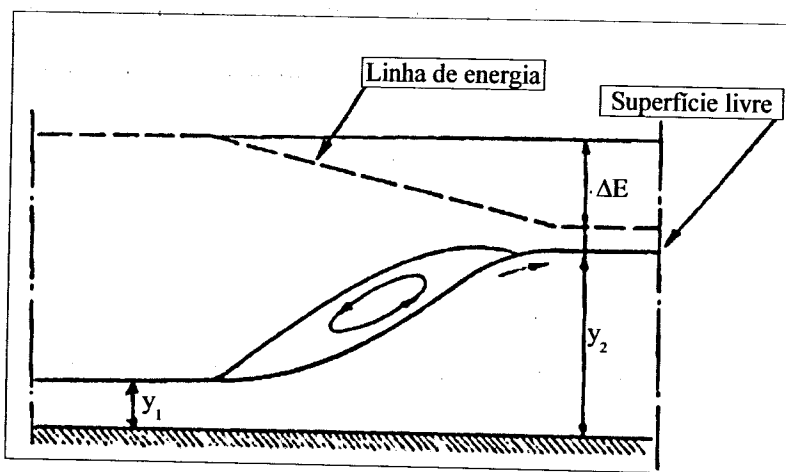


Figura 2.3 - Alturas conjugadas e perda de energia verificada no ressalto, adaptado de Bouvard 1984 (pg.82)

Para a determinação das alturas conjugadas é preciso recorrer ao teorema da quantidade de movimento (M), uma vez que esta permanece constante. Considerando-se as secções imediatamente a montante e a jusante do ressalto (Figura 2.3), ter-se-á então:

$$M_1 = M_2 \Leftrightarrow S_1 \cdot \eta_1 \cdot \cos \theta_1 + \frac{\alpha'_1 \cdot Q^2}{g \cdot S_1} = S_2 \cdot \eta_2 \cdot \cos \theta_2 + \frac{\alpha'_2 \cdot Q^2}{g \cdot S_2} \quad (2.3)$$

η_1 e η_2 – profundidade do centro de gravidade das secções de montante e jusante do ressalto, respectivamente, medida segundo a linha de maior declive do plano que contém a secção;

α'_1 e α'_2 – coeficiente de quantidade de movimento de montante e jusante do ressalto, respectivamente.

Se se considerar um canal de secção rectangular e de pequena inclinação, da equação anterior poderá deduzir-se:

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2 \cdot q^2}{g \cdot y_1}} \quad (2.4)$$

E se se quiser definir a relação entre as alturas conjugadas em função do n.º de Froude a montante do ressalto (Fr_1), pode-se determinar a partir das expressões (2.2) e (2.4):

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1} - 1) \quad (2.5)$$

Através da aplicação do Princípio de Conservação de Energia entre as secções anteriormente consideradas, poderá deduzir-se que a perda de energia verificada no ressalto, será dada por:

$$\Delta E = y_1 \cdot \cos \theta_1 + \frac{\alpha_1 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot S_1^2} - y_2 \cdot \cos \theta_2 - \frac{\alpha_2 \cdot Q^2}{2 \cdot g \cdot S_2^2} \quad (2.6)$$

Novamente, considerando uma secção rectangular e de pequena inclinação, virá:

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_1 \cdot y_2} \quad (2.7)$$

Das expressões (2.5) e (2.7) deduz-se que a perda de energia pode também representar-se por:

$$\Delta E = \frac{y_1 \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1} - 3)^3}{16 \cdot (\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1} - 1)} \quad (2.8)$$

2.2.1.2.2 Comprimento do ressalto

São várias as expressões que podem ser usadas para determinar o comprimento do ressalto, sendo a mais conhecida a que estima que o ressalto tem o comprimento de seis vezes a diferença das alturas conjugadas ou seja:

$$L = 6 \cdot (y_2 - y_1) \quad (2.9)$$

No entanto é habitual estimar-se o comprimento do ressalto a partir de dados experimentais, existindo ábacos que nos dão este comprimento a partir do $n.º$ de Froude a montante, do tipo do que a seguir é representado.

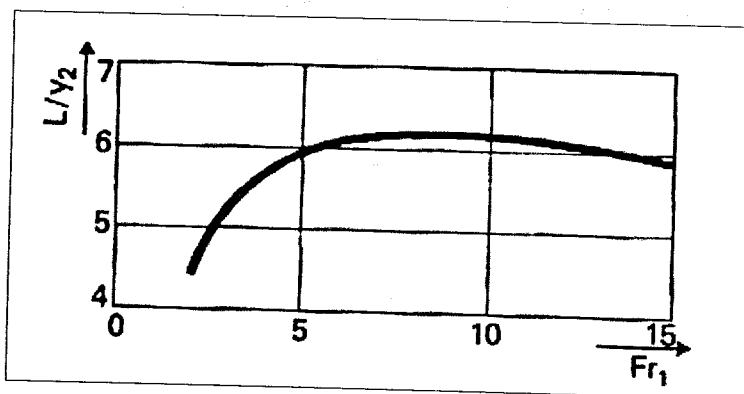


Figura 2.4 - Ábaco para determinação do comprimento do ressalto em canais de secção rectangular, Novais-Barbosa, 1986, pg. 742

Ábacos deste tipo de, em que o comprimento do ressalto poderá exprimir-se também em função da altura conjugada de montante, poderão ser encontrados nomeadamente, em Peterka, 1964.

2.2.2 *Bacias de dissipação por ressalto hidráulico*

Conforme já foi referido, tornou-se actualmente imperioso que haja dissipação de energia a jusante de uma barragem, por forma a evitar que possam ocorrer erosões significativas, no leito do rio, que coloquem em risco a estrutura, sendo portanto conveniente que a restituição de caudais se faça em condições que se aproximem, o mais possível, das naturais.

As bacias de dissipação por ressalto hidráulico mais frequentemente utilizadas são as de planta rectangular e fundo horizontal, devendo ter dimensões adequadas de forma a confinar o ressalto formado para o caudal de dimensionamento, tendo que ser verificado o seu funcionamento para os caudais inferiores.

Quanto à cota da bacia de dissipação esta deverá ser tal que as alturas conjugadas do ressalto (y_1 e y_2) respeitem a expressão definidora do ressalto hidráulico (2.5). Essa cota será função do caudal considerado. Se for adoptado o valor mínimo da cota da

soleira, de acordo com a gama dos caudais descarregados, o ressalto estará sempre localizado na bacia. No entanto, dada a necessidade de atender a critérios económicos, isso frequentemente não ocorre.

No que diz respeito ao comprimento duma bacia de dissipação por ressalto hidráulico, com fundo plano, sem dispositivos de protecção, são diversas as fórmulas e ábacos, que podem ser utilizados para a sua determinação, Bouvard, 1984, (pg. 143), refere, por exemplo:

$$L = 3,6 \cdot \sqrt[3]{q \cdot H} \quad (2.10)$$

em que:

L – comprimento da bacia de dissipação

H – diferença de carga entre montante e jusante

ou:

$$L = 2,72 \cdot y_1 \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot \left[\frac{U_1}{\sqrt{2 \cdot g \cdot y_1}} - 3 \right]} \quad (2.11)$$

em que:

L – comprimento da parte horizontal da bacia de dissipação

y_1 – altura do escoamento a montante do ressalto

U_1 – velocidade média do escoamento a montante do ressalto

A dispersão de resultados entre as diferentes fórmulas é grande, pelo que, efectivamente, apenas se torna possível definir com precisão o comprimento da bacia de dissipação através de um estudo em modelo reduzido.

Deverá salientar-se que, nestas bacias, o desenvolvimento do ressalto hidráulico se mostra muito sensível ao abaixamento do nível de jusante, não devendo este ser inferior ao nível conjugado do ressalto.

Para ajudar à fixação do ressalto podem ser utilizados diversos dispositivos, tais como blocos de queda, blocos de amortecimento e deflectores. No entanto, o uso destes dispositivos está condicionado por riscos de erosão, por cavitação, devido à forte energia envolvida no fenómeno. Existe, no entanto, um dispositivo que reduz o comprimento do ressalto, confinando-o à bacia de dissipação: a soleira terminal. Segundo experiências realizadas e descritas em Noshi 2001, esta soleira reduz as velocidades junto ao leito a jusante da bacia e provoca maior dissipação de energia.

2.2.3 Tapetes de enrocamento de protecção

Para proteger o fundo e as margens a jusante da bacia de dissipação pode usar-se um tapete de enrocamento de protecção, ou filtro invertido que funciona como protecção das camadas aluvionares.

Neste trabalho procedeu-se ao estudo das características do tapete de enrocamento, nomeadamente da sua granulometria, face a escoamentos desfavoráveis. Procurou-se conhecer melhor os mecanismos que conduziam à sua ruptura e prever possíveis formas de a minimizar.

Os escoamentos com velocidades elevadas geram sub-pressões que levam à sucção dos materiais finos e consequentes erosões. Logo as camadas aluvionares devem ser protegidas para valores da velocidade superiores a cerca de 2,5 a 3 m/s, quando a turbulência é superior à existente em condições de escoamento natural.

O limite da zona perturbada deve ser determinado a partir dum estudo completo da turbulência do escoamento. A partir do secção transversal, do curso de água em que a turbulência hidráulica seja similar à do regime natural não será preciso proteger o leito.

Conhecida a granulometria dum solo a proteger é possível dimensionar o filtro e o enrocamento de protecção. Estes são constituídos por camadas aluvionares sobrepostas e caracterizadas por distintas composições granulométricas.

Existem actualmente, diversos critérios e formas de dimensionamento da protecção dos leitos, descritas nomeadamente em Escameia, 1998. Contudo, optou-se, neste estudo, por aplicar o critério utilizado no dimensionamento do tapete de enrocamento de protecção do Aproveitamento de Crestuma-Lever, uma vez que se partiu da reprodução deste aproveitamento em modelo físico.

Assim passa-se a descrever o critério de dimensionamento utilizado, baseado no critério de Terzaghi-Vicksburg (Escalão de Crestuma Projecto – Anexo IV, 1972; LNEC, 1972; LNEC, 1985; FEUP, 2000/2001 [a] e FEUP, 1998/1999 [b]).

O dimensionamento de um filtro deverá cumprir três condições básicas:

- **regra da adaptação** - opor-se à penetração dos elementos finos e não penetrar no maciço
- **regra da permeabilidade** - ser suficientemente permeável (para que quando haja sub-pressões não seja levantado o tapete)
- **regra da estabilidade** - ser estável sob a acção do escoamento

sendo para tal,

d_{15} e d_{85} – valores característicos do diâmetro do material do leito a proteger

d'_{10} , d'_{15} , d'_{60} e d'_{85} – valores característicos do diâmetro do material do filtro,

deverá cumprir-se:

1) *Regra da adaptação:*

$$4 \cdot d_{15} < d'_{15} < 4 \cdot d_{85} \quad (2.12)$$

2) *Regra da permeabilidade:*

$$d'_{60} < 2 \cdot d'_{10} \quad (2.13)$$

Refira-se que segundo Hazen o coeficiente de permeabilidade é dado aproximadamente por:

$$k' = 1 \text{ a } 1,5 \cdot (d'_{10})^2 \quad [\text{m/s}], \quad \text{com } d'_{10} \text{ em cm} \quad (2.14)$$

3) Regra da estabilidade:

Para respeitar a regra da estabilidade utilizam-se vários filtros sobrepostos em camada, sendo as camadas dimensionadas a partir da curva granulométrica do material aluvionar do leito, através das regras de adaptação e de permeabilidade, por um processo iterativo, até à camada superficial. Protegido o leito com a camada 1, passa esta a ser protegida pela camada 2 e assim sucessivamente. Os diâmetros dos elementos da última camada (superficial) não devem permitir o seu arrastamento pelo escoamento. De acordo com o U.S. Corps of Engineers (Pesquisa Internet, Hydraulic_Design_Criteria, [v]; Escalão de Crestuma Projecto – Anexo IV, 1972; LNEC, 1972; LNEC, 1985) deverá ser:

$$d \geq K \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \quad (2.15)$$

K – coeficiente que tem em conta as características de turbulência do escoamento, com valores correntes de:

K = 1,00 – escoamentos turbulentos - Escalão de Crestuma Projecto, 1972

K = 1,35 – escoamentos muito turbulentos - LNEC, 1985

U – velocidade média (m/s)

γ_s – peso específico do material utilizado na protecção

γ – peso específico da água

Como se pode ver, esta metodologia conduz a várias soluções para o tapete de enrocamento, uma vez que não se define com precisão a granulometria das diversas camadas, estabelecendo-se apenas limites quantitativos gerais.

Assim, para que seja conseguido um dimensionamento optimizado e garantida uma melhor eficácia, o tapete de enrocamento deverá ser estudado em modelo reduzido.

2.3 Transporte Sólido

Transporte sólido consiste no deslocamento ou transporte do material sólido existente num curso de água pelo correspondente escoamento. Este material sólido ou carga sólida é, geralmente, proveniente sobretudo da erosão hídrica superficial de bacia drenante.

No caso da carga sólida ser equivalente à capacidade de transporte sólido do curso de água este estará em equilíbrio, em termos de modificação da forma do respectivo leito. Quando a capacidade de transporte sólido do rio for superior ao material sólido, assistir-se-á à erosão do leito. Pelo contrário quando esta capacidade for inferior à carga sólida dar-se-á deposição de material, havendo tendência para uma subida do nível do escoamento.

Este fenómeno do transporte sólido é extremamente importante na Hidráulica Fluvial, nomeadamente na execução de estruturas hidráulicas, que o fazem alterar. Exemplo disto é a construção de uma barragem que vem alterar as condições de transporte sólido existentes, aumentando as deposições na zona da albufeira, devido à retenção de material, e aumentando também a capacidade de transporte sólido nas zonas a jusante, uma vez que o caudal descarregado da albufeira conterà uma menor carga sólida do que anteriormente.

Existem três modos de transporte sólido:

- transporte sólido por arrastamento – em que os materiais rolam e deslizam sobre o fundo sem “praticamente” deixar de estar em contacto com o leito.
- transporte sólido em suspensão – os materiais deslocam-se no seio do escoamento, sem contacto com o leito, não obstante poderem ter densidade superior à da água. A sua sustentação é devida às forças de turbulência que ocorrem no escoamento.
- transporte por saltação, em que os materiais se deslocam por pequenos saltos ou por escorregamento e rolamento sobre o fundo.

Na prática não é fácil estabelecer a distinção entre os diferentes modos de transporte sólido, sendo usual considerar conjuntamente, em termos de cálculo, o caudal sólido por arrastamento e o caudal sólido por saltação.

2.3.1 Configuração do fundo

Após o início do transporte sólido por arrastamento, o escoamento da água sobre um fundo móvel, constituído por material fino incoerente como areia, interactua com ele, modelando-o e dando origem a diferentes configurações do fundo, que se podem observar na Figura 2.5.

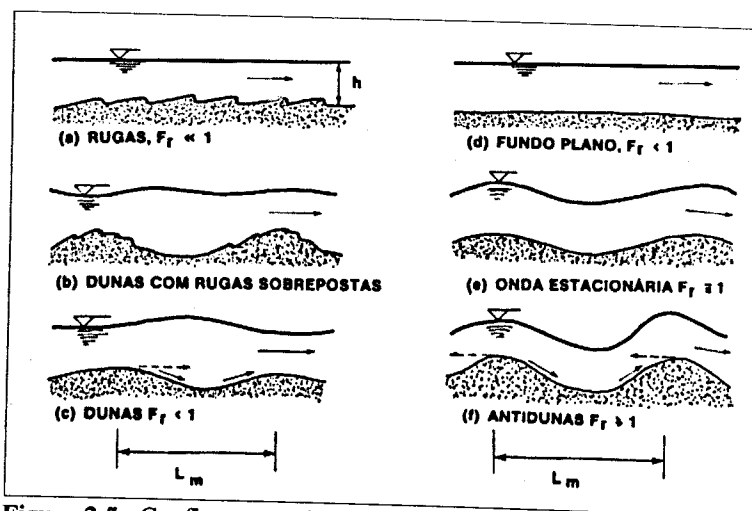


Figura 2.5 - Configurações do fundo num escoamento de fundo móvel, Lencastre e Franco 1984 (pg.362)

Em regime lento ($Fr < 1$), para valores de velocidade reduzidos, formam-se rugas. À medida que aumenta o valor da velocidade aparecem irregularidades maiores, originando-se dunas com rugas sobrepostas e posteriormente desaparecem as rugas permanecendo as dunas, finalmente podem desaparecer as dunas e o fundo ficar liso. As rugas só ocorrem para materiais com diâmetro menor que 2 mm e velocidade de queda inferior a 8 mm/s.

Quer as dunas quer as rugas geralmente não ocupam toda a secção transversal do escoamento, tendendo as duas configurações a constituir cristas que avançam lentamente no sentido do escoamento.

Em regime crítico ($Fr = 1$) formam-se ondulações de areia no fundo, em associação e em fase com ondas estacionárias à superfície da água (ressalto ondulado).

Em regime rápido ($Fr > 1$) as cristas das ondulações do fundo começam a deslocar-se em sentido contrário ao do escoamento, e recebem o nome de antidunas.

A resistência ao escoamento apenas é condicionada pela rugosidade do grão, no caso de canais ou cursos de água com fundos constituídos por materiais grosseiros de granulometria igual ou superior à do seixo ($2 \text{ mm} < D_{\text{seixo}} < 64 \text{ mm}$). As formas do fundo são geralmente pouco desenvolvidas para este tipo de materiais, ao contrário do descrito anteriormente.

Assim, nestes casos, não é considerada a parcela correspondente à rugosidade do fundo, mas apenas a do grão.

2.3.1.1 Encouraçamento do leito do rio

Nos cursos de água, a velocidade de escoamento que tende a arrastar os materiais mais finos é menor do que para os de maiores dimensões, com maior inércia, mesmo que, mesmo que estes estejam dispostos segundo uma camada de espessura mais reduzida. Num leito constituído por materiais caracterizados por uma grande dispersão granulométrica, uma camada com sedimentos de maior dimensão protegerá do arrastamento as camadas de material fino que lhe sejam inferiores. Se estes se imbricarem, o material aluvionar resistirá melhor à acção da corrente, para qualquer gradiente de velocidades, junto ao leito. Forma-se assim, uma protecção do leito (encouraçamento). Os materiais maiores podem, ainda, encaixar-se uns nos outros, de forma a adquirirem uma configuração do tipo “*escama de peixe*”, o que lhes confere uma muito maior resistência ao escoamento.

Pode deduzir-se que se produzirá um encouraçamento num rio tanto mais facilmente quanto mais variada for a granulometria dos materiais do fundo. A formação do encouraçamento também é beneficiada, quando a tensão crítica de arrastamento dos materiais maiores é raramente excedida ao longo do ano.

O caudal crítico de arrastamento no que concerne aos pequenos diâmetros não tem significado quantitativo. Depois de uma cheia que arrastou os materiais finos e

médios, mais nada será transportado até que o encouraçamento seja levantado por uma outra cheia mais importante que a primeira.

A ruptura do encouraçamento produz-se portanto para valores da velocidade média muito maiores do que os necessários para começar o movimento dos materiais na sua composição original. A configuração “*escama de peixe*” deve de início ser destruída. O encouraçamento constitui assim um outro tipo de protecção do material.

2.3.2 Transporte sólido por arrastamento

As condições críticas de início de transporte sólido estão associadas ao equilíbrio de forças que actuam sobre as partículas sólidas do canal. Pode verificar-se que o início do movimento das partículas sólidas está dependente de dois factores: a velocidade e a tensão crítica de arrastamento. Estas duas grandezas permitiram estabelecer os critérios para a determinação do início do transporte sólido.

2.3.2.1 Critério da velocidade média crítica

A velocidade média crítica, U_{cr} , é a máxima velocidade média do escoamento a partir da qual se inicia o arrastamento e que não provoca erosão do fundo nem das margens.

Este critério é polémico, por utilizar a velocidade média do escoamento como termo de comparação, embora o fenómeno de arrastamento dependa da velocidade junto ao leito. No entanto, é de aplicação simples, sendo frequentemente utilizado, porque em muitas situações práticas, apenas se dispõe da velocidade média.

Deve-se ter em consideração os domínios de aplicação das fórmulas utilizadas neste critério, uma vez que foram deduzidas a partir de escoamentos uniformes, com fundos rugosos de granulometria uniforme e para determinadas alturas de água. São fórmulas empíricas, que só são válidas em condições específicas.

São disso exemplo as fórmulas a seguir apresentadas, que são das mais divulgadas para a determinação da velocidade média crítica (U_{cr}), que quando aplicadas a misturas granulométricas, poder-se-á considerar $d = d_{50}$.

Goncharov 1964 propôs a seguinte fórmula, válida para escoamentos turbulentos rugosos:

$$U_{cr} = \log(8,8Z) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d}{3,5 \cdot \gamma}} \quad (2.16)$$

com

$$Z = \frac{h}{d} - \text{submersão relativa (inverso da rugosidade relativa)} \quad (2.17)$$

em que h é a altura do escoamento

Neill 1967 sugeriu a seguinte fórmula:

$$\frac{U_{cr}^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \cdot g \cdot d} = 2,5 \cdot Z^{0,2} \quad (2.18)$$

válida para $0,01 < Z^{-1} < 1,0$

Finalmente Garde 1970 apresentou o seguinte critério:

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{\frac{(\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50}}{\rho}}} = 0,50 \cdot \log(Z) + 1,63 \quad (2.19)$$

sendo ρ a massa volúmica do fluido.

Hjulström, 1935, apresentou o seguinte ábaco, que traduz as suas experiências, para partículas de diâmetro uniforme que relaciona directamente com o valor de velocidade média do escoamento.

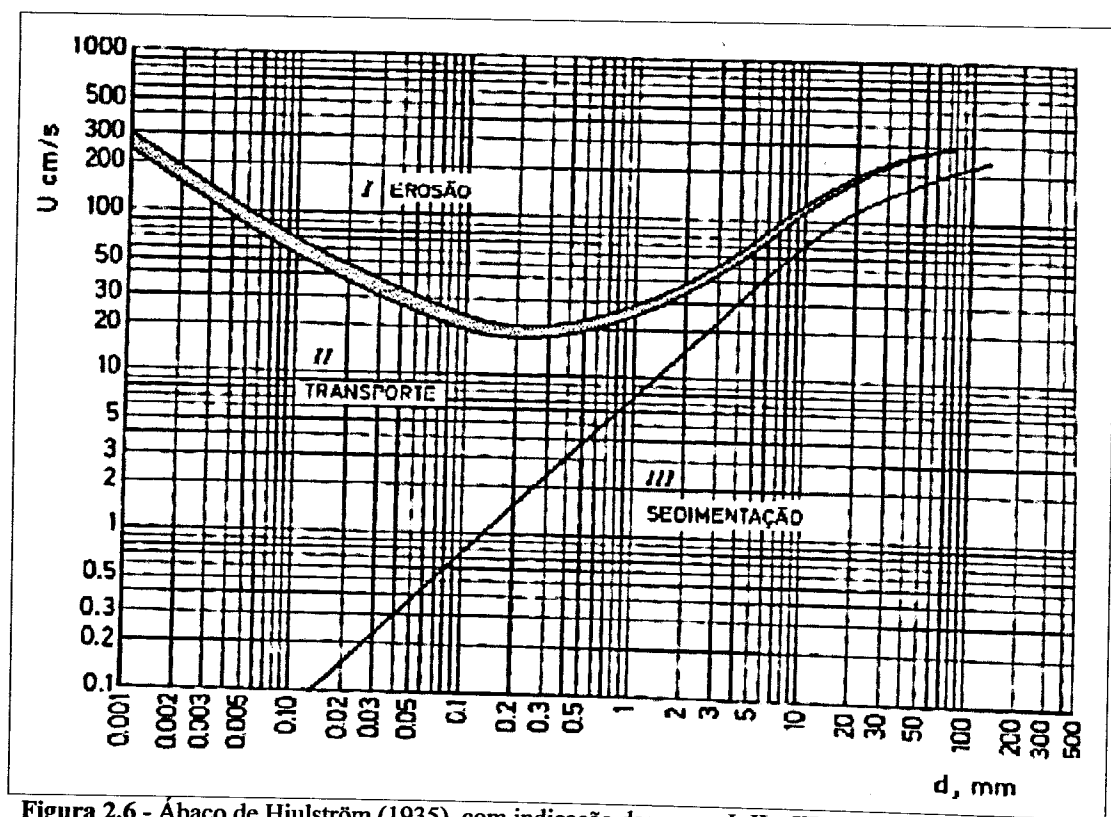


Figura 2.6 - Ábaco de Hjulström (1935), com indicação das zonas I; II e III, Lencastre 1996 (pg. 548)

No gráfico são delimitadas 3 zonas correspondentes a diferentes características de transporte sólido:

Zona I – Erosão – As partículas mais facilmente erodíveis terão diâmetros variando entre 1,0 e 0,1 mm. Para valores inferiores, estabelece-se uma certa coesão que dificulta a erosão; para valores superiores, o peso da partícula assegura a sua estabilidade.

Zona II – Transporte – Nesta zona, as partículas postas em suspensão são transportadas

Zona III – Sedimentação – Para velocidades inferiores à linha de separação das zonas II e III, as partículas em suspensão começam a depositar-se.

2.3.2.2 Critério da tensão crítica de arrastamento

O critério que tem por base a tensão crítica de arrastamento é o mais frequentemente utilizado, permitindo ultrapassar os inconvenientes apontados antes, ao critério da velocidade média crítica.

Na figura seguinte, são indicadas as forças que actuam sobre um grão isolado, em repouso, num leito de material sem coesão.

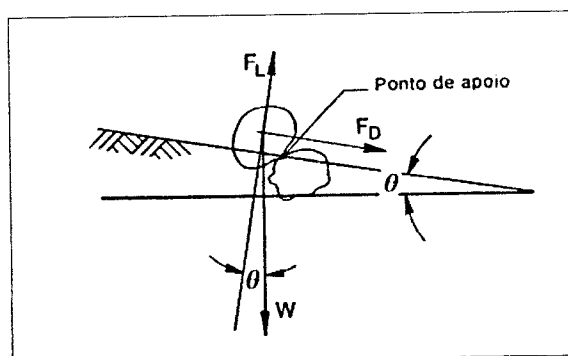


Figura 2.7 - Esquema das forças actuantes sobre uma partícula de um fundo móvel, (F_L – força de sustentação hidrodinâmica; F_D – força de arrastamento) Cardoso, 1998 (pg.115)

As forças referidas são as seguintes:

- forças devidas ao escoamento (forças solicitadoras ou desestabilizadoras), quantificadas pela força de arrastamento:

$$F_D = c_1 \cdot \tau_0 \cdot d^2 \quad (2.20)$$

em que c_1 é uma constante, τ_0 é a tensão de arrastamento e d é o diâmetro da partícula.

- peso submerso da partícula (forças resistentes ou estabilizadoras), quantificado por:

$$W = c_2 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d^3 \quad (2.21)$$

em que c_2 é uma constante, γ_s e γ são, respectivamente, o peso volúmico da partícula e da água.

Neste diagrama relacionam-se dois parâmetros adimensionais, X_{cr} e Y_{cr} , que representam os valores críticos de X e Y , o número de Reynolds das partículas, definido a partir da velocidade de atrito junto ao fundo e o parâmetro de Shields, respectivamente.

A curva de Shields pode ser subdividida em três regiões: a região correspondente ao escoamento laminar, $X_{cr} \leq 2$, a região do escoamento de transição, $2 < X_{cr} < \approx 70$, e a do escoamento turbulento, $X_{cr} > \approx 70$. Esta separação entre os escoamentos de transição e turbulento não é consensual, havendo autores que referem $X_{cr} = 60$ e outros que adoptam $X_{cr} = 400$.

Para o escoamento turbulento tem-se $Y_{cr} = 0,06$ independentemente do valor de X_{cr} . No entanto há autores que definem valores diferentes, sendo o mais frequente $Y_{cr} = 0,047$ proposto por Zeller em 1963 e implicitamente considerado por Meyer-Peter e Müller, em 1948.

Conhecido o diâmetro e a massa volúmica do material do fundo móvel, a massa volúmica e a viscosidade do fluido, é possível, com base no diagrama de Shields, determinar a tensão de arrastamento, para a qual o material entra em movimento se o escoamento for uniforme. No entanto, uma vez que τ_c intervém, simultaneamente, na definição de X_{cr} e Y_{cr} , é necessário proceder iterativamente. Para ultrapassar esta dificuldade foi sugerida a utilização de um terceiro parâmetro adimensional,

$$\frac{d}{\nu} \cdot \sqrt{0,1 \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \cdot g \cdot d} \quad (2.25)$$

que se traduz, no diagrama de Shields, por uma família de linhas oblíquas e paralelas. Conhecendo o valor deste terceiro parâmetro, pode determinar-se, directamente, a tensão crítica de arrastamento por intercepção da correspondente linha oblíqua com a curva de Shields.

Deverá referir-se no entanto, que são reconhecidas algumas limitações a este critério (Hoffmans et al., 1997; Cardoso, 1998), nomeadamente:

- considera somente tensões médias críticas, embora se saiba que os valores instantâneos também podem condicionar o início do movimento
- não considera directamente o efeito da sustentação hidrodinâmica

- não há consenso quanto ao valor de Y_{cr} para o escoamento turbulento rugoso nem quanto ao limite inferior de X_{cr} que define este tipo de escoamento.
- foi definido para granulometrias uniformes.

Será útil também referir que, face à não uniformidade das misturas granulométricas e da imbricação dos grãos (i.e., a orientação preferida dos materiais em certas condições de transporte) Shields apresentou um diagrama modificado, em que representa não só uma curva, mas uma gama de curvas, tal como se verifica na figura seguinte.

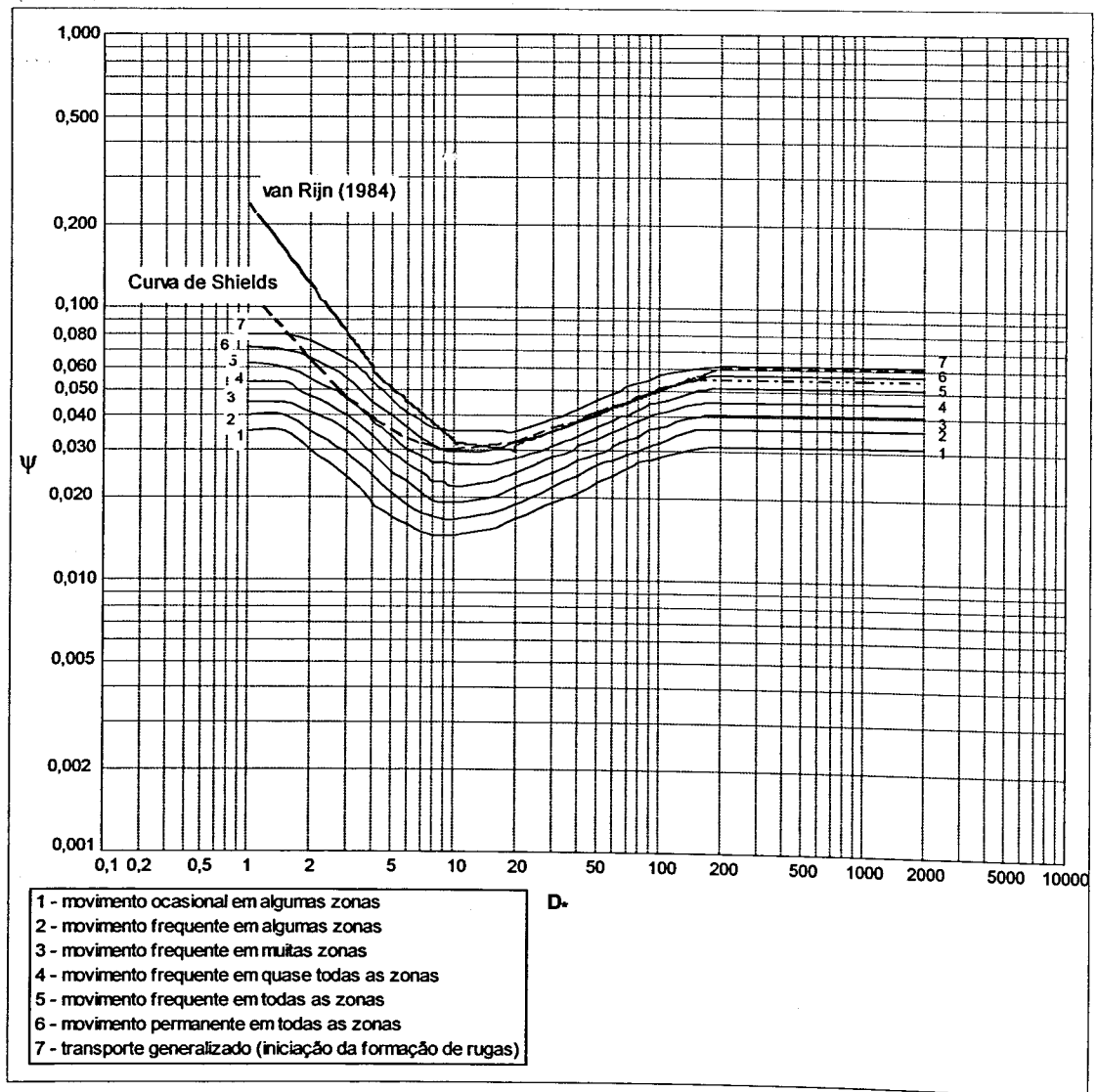


Figura 2.9 - Diagrama de Shields modificado, figura adaptada de Hoffmans et al., 1997 (pg.16)

com:
$$\psi = \frac{u_*^2}{\Delta g d} \quad \text{e} \quad D_* = d \left(\frac{\Delta g}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

Δ – densidade relativa ($\rho_s/\rho-1$)

d – diâmetro da partícula ($d = d_{50}$ tamanho médio do grão)

u_* – velocidade de atrito junto ao fundo

g – aceleração da gravidade

ν – viscosidade cinemática

Ainda dentro dos métodos que utilizam a tensão crítica de arrastamento, Lane, em 1955, que definiu como valor específico de projecto para o leito em materiais não coerentes grosseiros, a seguinte expressão:

$$\tau_{0(\text{crit})} = 8 \cdot d_{75} \left[\text{N/m}^2 \right], \quad \text{com } d_{75} \text{ em cm} \quad (2.26)$$

2.4 Distribuição de velocidades num canal

Num escoamento em superfície livre num canal, a velocidade é nula, junto ao leito, aumentando até à superfície livre. Habitualmente o seu valor máximo ocorre ligeiramente abaixo da superfície livre sendo o perfil de velocidades aproximadamente logarítmico.

Num escoamento permanente a velocidade poderá variar tridimensionalmente (x , y e z), variando de ponto para ponto, de uma qualquer secção transversal, ao longo de um perfil vertical e de perfil para perfil. Quando se está na presença de um canal rectangular de grande largura (em relação à altura do escoamento, $L > 5h$) o escoamento poderá ser considerado bidimensional à excepção de uma pequena área junto às paredes verticais laterais (Figura 2.10).

Em canais de geometria simples com escoamento em superfície livre, em que este é geralmente turbulento, a velocidade média, $u(x,y)$ pode diferir pouco da velocidade média, $U(x)$. No regime permanente esta hipótese permite considerar o escoamento como unidimensional.

Os cálculos hidráulicos são consideravelmente simplificados quando se assume escoamento unidimensional, a velocidade média, $U(x)$, é obtida por:

num perfil vertical
$$U = \frac{1}{h} \int_0^h u(y) dy \quad (2.27)$$

numa secção
$$U = \frac{1}{S} \int_0^L \int_0^h u(y) dy dz \quad (2.28)$$

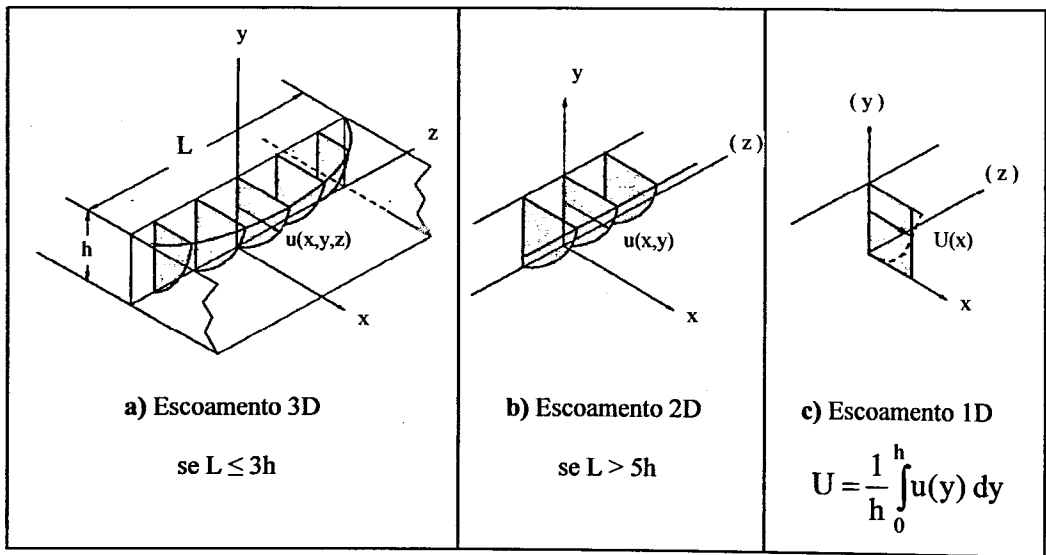


Figura 2.10 - Distribuição de velocidades, adaptada de Graf 1998 (pg. 11)

Para a determinação da velocidade média, U , numa dada secção, podem usar-se as seguintes relações:

$$U \cong (0.8 \text{ a } 0.9) \cdot U_p \quad (\text{fórmula de Prony}) \quad (2.29)$$

$$U \cong 0.5 \cdot (u_{0.2} + u_{0.8}) \quad (\text{fórmula de USGS}) \quad (2.30)$$

$$U \cong u_{0.4} \quad (2.31)$$

em que $u_{0.2}$, $u_{0.8}$, $u_{0.4}$ e U_p são as velocidades média em posições definidas, que podem ser observadas na Figura 2.11.

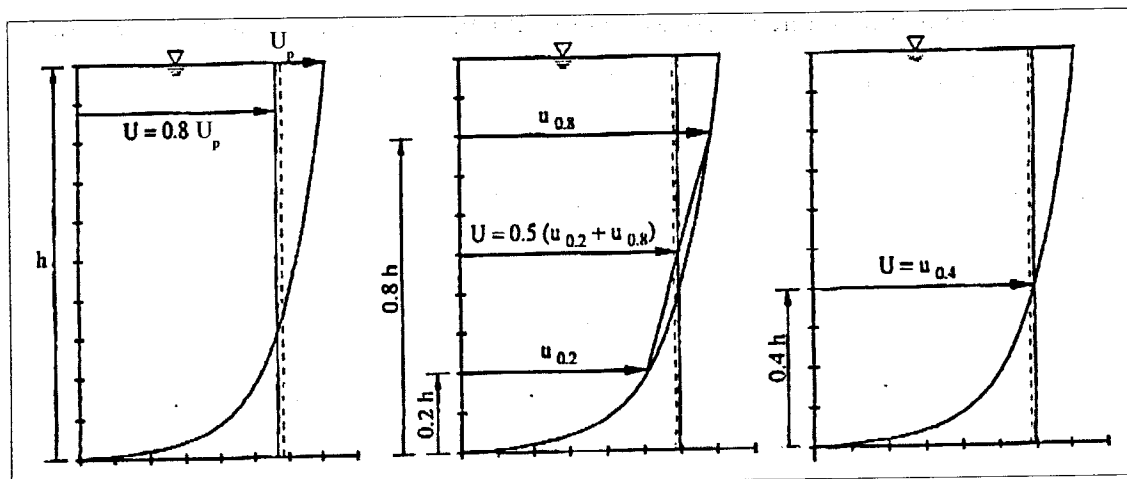


Figura 2.11 - Distribuição de velocidades, adaptada de Graf 1998 (pg. 12)

Alguns parâmetros característicos do perfil de velocidades, δ_* , Θ e H , são definidos pelas expressões:

$$\delta_* = \int \left(1 - \frac{u}{U_p} \right) dy \quad (2.32)$$

$$\Theta = \int \left(\frac{u}{U_p} \right) \left(1 - \frac{u}{U_p} \right) dy \quad (2.33)$$

$$H = \frac{\delta_*}{\Theta} \quad (2.34)$$

sendo u o valor da componente horizontal da velocidade média, δ_* a espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”), Θ a espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”), U_p a velocidade na superfície livre e H o parâmetro de forma do perfil.

Refira-se que experimentalmente foram obtidos para o parâmetro de forma de perfil, H , para os diferentes tipos de regime de escoamento, os seguintes valores: regime acelerado – $H < 1,4$; regime uniforme – $H = 1,4$ e regime desacelerado – $H > 1,4$

Este assunto está tratado com maior desenvolvimento em: Novais-Barbosa, 1986, Cardoso, 1990 e Graf, 1998.

2.4.1 Representação da distribuição de velocidades

Para um escoamento em superfície livre num canal, o perfil vertical de velocidades médias, na bibliografia de referência, é, normalmente dividido em duas regiões: a região interior, zona mais próxima do leito e a restante, até à superfície livre, que é a região exterior. A fronteira que delimita essas duas regiões é habitualmente definida pela relação $y/h = 0,2$, no entanto, se este valor é consensual para regime uniforme já não o é para regimes não uniformes. Cardoso, 1990, concluiu que, para as medições por ele efectuadas, com fundos lisos, em regime acelerado, as leis válidas para esta região, só são aplicáveis até um valor de y/h de 0,02 a 0,05. Refere, ainda outro investigador, Galbraith et al., 1975, que aponta para um valor de $y/h = 0,05$, para a região interior, para estes regimes. Portanto, a fronteira que delimita a região interior da exterior poderá depender do regime de escoamento.

Para escoamentos com fundos rugosos, o nível de referência de posicionamento do leito é mais difícil de escolher devido às irregularidades do material que o constitui. Consequentemente, muitas vezes, é considerada uma correcção do nível do leito. Hinze, 1975, e Graf, 1998, aconselham $y'_0 \cong -0,20 \cdot k_s$. Haizhou et al., 1993 e Song et al., 1994, utilizaram $y'_0 \cong -0,25 \cdot k_s$. Assim, os fundos rugosos implicam dificuldades acrescidas quanto ao posicionamento do nível do leito.

Em escoamentos turbulentos com fundos rugosos, para regimes uniformes, na região interior, a distribuição de velocidades num perfil vertical, pode ser representada pela lei logarítmica:

$$\frac{u(y')}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{y'}{k_s}\right) + B_r \quad (2.35)$$

u é a velocidade média segundo x ; y' a distância vertical ao leito, considerando a correcção, para fundos rugosos; u_* - velocidade de atrito junto ao fundo; $\kappa \approx 0,4$ - constante universal de Von Karman; k_s - rugosidade absoluta equivalente de Nikuradse; $B_r = 8,5 \pm 15\%$, para regimes uniformes - constante de integração.

Esta lei também pode ser aplicada aceitavelmente a toda a altura do escoamento, para determinadas situações de escoamento, tal como concluído em Nezu et al., 1986, Cardoso, 1990 e Graf, 1998.

2.5 Verificação da auto-semelhança dos escoamentos

Para avaliar a uniformidade do escoamento e portanto a validade da lei logarítmica (expressão 2.35) é necessário realizar a verificação da sua auto-semelhança. Quando se está em presença de regime uniforme, os perfis verticais de distribuição de velocidades, seguem uma lei semi-logarítmica, mesmo que adimensionalizados por parâmetros exteriores à região interior.

A verificação da auto-semelhança consiste na representação e adimensionalização dos perfis, feita por comparação gráfica de:

$$\frac{u}{U_{\text{máx}}} \quad \text{vs} \quad \frac{y'}{h}$$

em regime uniforme, os perfis mantêm-se inalterados ao longo do escoamento, podendo ser representados por uma única curva, do tipo:

$$\frac{u(y')}{U_{\text{máx}}} = A \cdot \ln\left(\frac{y'}{h}\right) + B \quad (2.36)$$

Sempre que não se verifique a auto-semelhança a aplicação da lei logarítmica 2.35 deverá ser criteriosamente avaliada, dados os condicionalismos respeitantes ao diferente regime de escoamento.

2.6 Critério de Rotta

A lei logarítmica da parede deixa de ser válida, de acordo com Rotta 1962, referido em Cardoso 1990, se deixarem de se observar as seguintes condições:

$$\frac{u_*}{U_{\text{máx}}} = \text{const.} \quad (2.37)$$

$$\beta = \text{const.} \quad (2.38)$$

$$\frac{d\left(\frac{U_{\text{máx}} \delta_*}{u_*}\right)}{dx} = \text{const.} \quad (2.39)$$

β – Parâmetro do gradiente de pressões adimensional de Clauser, definido pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{\delta_*}{\tau_0} \cdot \frac{dP}{dx} = \frac{\rho g h \cdot \left(-I + \frac{\partial h}{\partial x}\right)}{\tau_0} \quad (2.40)$$

em que I é a inclinação do leito e P a pressão.

Para valores de:

$\beta < -1$ – regime acelerado

$\beta = -1$ – regime uniforme

$\beta > -1$ – regime desacelerado

Estes escoamentos estão associados a uma nova família, de escoamentos turbulentos em que não há equilíbrio, ou seja, o escoamento, em qualquer secção, é afectado de uma maneira desconhecida pelas condições a montante. A distribuição adimensional de velocidades varia ao longo do escoamento.

Para este caso não existe na bibliografia utilizada uma solução analítica para a representação dos perfis.

2.7 Determinação da velocidade de atrito junto ao leito

A velocidade de atrito junto ao leito (u_*) está relacionada com a tensão de arrastamento (τ_0), de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_0 = \rho \cdot u_*^2 \quad (2.41)$$

ρ – massa volúmica do fluido

A velocidade de atrito junto ao leito pode determinar-se de diversas formas:

- ◆ Método analítico para escoamento em regime uniforme, utilizando a

expressão:
$$u_* = \sqrt{g \cdot h \cdot I_0} \quad (2.42)$$

- ◆ Método gráfico de Clauser, através da medição dos perfis de velocidades médias pontuais

- ◆ Método analítico para escoamento em regime não uniforme, através das equações de movimento de Saint Venant
- ◆ Medição directa através de sonda adequada
- ◆ Medição dos perfis da tensão de Reynolds: $-\rho \overline{u'v'}(y)$

(Graf et al., 1995; Haizhou et al., 1993, Nezu et al., 1986)

As duas últimas formas de obtenção da velocidade de atrito, referidas, não foram aplicadas no desenvolvimento desta tese, pelo que apenas foram descritas mais pormenorizadamente as três primeiras.

A medição directa deste parâmetro não dá resultados razoáveis, uma vez que as sondas disponíveis e testadas não são tecnologicamente adequadas a medições em fundos rugosos, como é o caso. (Graf et al., 1995)

Não se realizou a medição do perfil da tensão de Reynolds ($-\rho \overline{u'v'}(y)$), por limitações de tempo.

2.7.1 Método analítico para escoamento em regime uniforme

A fórmula para escoamento permanente e uniforme $u_* = \sqrt{ghI_0}$ pode ser utilizada, assumindo que o inclinação do leito (I_0) é igual à inclinação da linha de energia (J), e considerando o raio hidráulico (R) é aproximadamente igual à altura do escoamento (h), uma vez que a secção é rectangular, sendo a altura do escoamento praticamente desprezável, relativamente à sua largura:

$$u_* = \sqrt{gRJ} \quad (2.43)$$

A perda de carga unitária pode ser calculada pela fórmula de Manning-Strickler:

$$J = \frac{U^2}{K_S^2 \cdot R^{4/3}} \quad (2.44)$$

K_S – coeficiente de Strickler

2.7.2 Método gráfico de Clauser

O método de Clauser no caso dos escoamentos com fundos rugosos é de difícil aplicação, pois os dados da região interior dos perfis de velocidades não são fáceis de medir, dada a irregularidade do fundo. Para além desta razão, recorda-se ainda o que foi atrás mencionado, relativamente à fronteira da região interior (também por vezes designada por região da parede). Há ainda como já referido, a dificuldade de definição de posicionamento do nível de referência do leito.

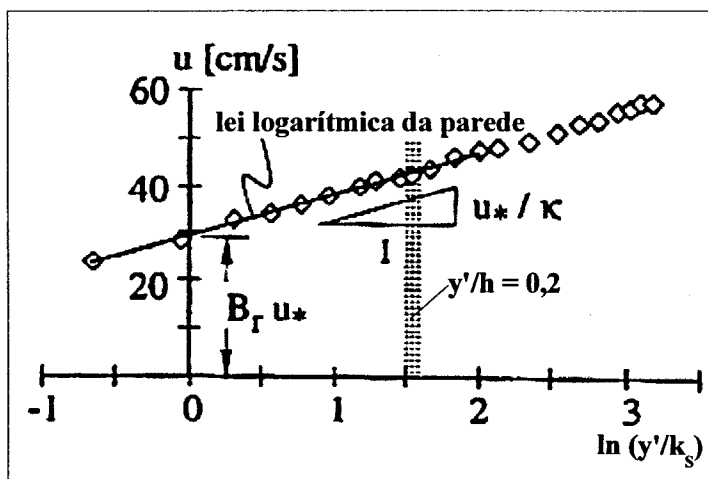


Figura 2.12 - Método de Clauser - exemplo, adaptada de Graf 1998 (pg. 54)

Conjugando a análise da expressão 2.35 com a observação da Figura 2.12, pode facilmente concluir-se como se determinam os parâmetros u_* e B_r , através do método gráfico de Clauser.

Para um maior aprofundamento deste assunto pode consultar-se Cardoso 1990 e Graf 1998.

2.7.3 Método analítico para escoamento em regime não uniforme

As equações de movimento de Saint Venant, para escoamento permanente não uniforme reduzem-se às seguintes expressões:

Os coeficientes apresentados em segundo lugar, em Nezu e Rodi 1986 ($D = 1,23$ e $\lambda = 0,67$) e em Kironoto e Graf 1994 ($D = 1,14$ e $\lambda = 0,76$) são utilizados numa expressão análoga à 2.48, em que substituíram u_{RMS} por v_{RMS} .

Comparando os perfis de valores das flutuações de velocidades, com a representação gráfica das curvas obtidas a partir da substituições dos coeficientes na expressão 2.48, pode-se concluir que quando se obtêm valores situados abaixo dessas curvas, o regime de escoamento é acelerado, pelo contrário, se forem obtidos valores superiores aos das curvas citadas, o regime de escoamento é desacelerado.

Capítulo 3 – Estudos Anteriores Efectuados em Modelo Reduzido

3 Estudos Anteriores Efectuados em Modelo Reduzido

Na presente tese tomou-se como referência e base de estudo o aproveitamento hidráulico de fins múltiplos de Crestuma-Lever fundado sobre leitos móveis por se tratar de uma obra recente e de grande envergadura. Como em relação a este aproveitamento já se dispunha de estudos em modelo reduzido, poder-se-ia mais facilmente evitar efeitos de escala já que havia disponibilidade de dados que além disso permitiriam a comparação com resultados que se viessem a obter, servindo como meio de validação, nomeadamente no comportamento das comportas e do tapete de enrocamento, do qual se conhecia o dimensionamento.

À data da realização do empreendimento, as incertezas deixadas pelos estudos teóricos e a impossibilidade de tratamento apenas pelo cálculo, dos problemas hidráulicos surgidos com a construção dum aproveitamento com características tão peculiares como este, levaram a Companhia Portuguesa de Electricidade a solicitar ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil o seu estudo em modelo reduzido. Foi assim realizado um 1º Relatório em Maio de 1972, do Estudo Hidráulico em Modelo Reduzido do Aproveitamento de Crestuma.

Posteriormente a EDP – Electricidade de Portugal viu necessidade de completar o estudo anterior, solicitando ao LNEC novo estudo, desta vez focando com maior pormenor a Operação das Comportas. Realizou-se assim um 2º Relatório datado de Julho de 1985.

A análise do trabalho desenvolvido, pelo LNEC, que deu origem a esses relatórios, é feita neste capítulo.

Foi ainda possível obter, desse estudo, dados que não constavam dos elementos do Escalão de Crestuma Projecto – Anexo IV, 1972, a que se teve acesso.

As diferenças entre o 1º e 2º Relatórios do LNEC foram consequência do 1º ter sido resultante dum pré-dimensionamento do Aproveitamento, que foi depois completado com o 2º Relatório, relativamente à operação das comportas e ao dimensionamento do tapete de enrocamento.

No 1º estudo efectuado utilizaram materiais de natureza diferente (pedra pomes e casca de noz) para simular o fundo aluvionar (constituído por material de diâmetro inferior a 20 mm no protótipo). No 2º estudo, utilizaram material britado, uma vez que já havia um pré-dimensionamento do tapete de enrocamento, com diversas camadas, que à escala adoptada, dadas as suas dimensões no protótipo, podiam ser representadas por este tipo de material. Estes dados facilitaram a tomada de decisões quanto à execução do tapete de enrocamento.

3.1 Estudo em modelo reduzido do aproveitamento de Crestuma – 1º Relatório – Maio 1972

O projecto inicial do aproveitamento previa um descarregador formado por 6 portadas com um vão livre de 28 m, separadas por pilares com 6 m de espessura. Com base neste relatório, decidiu a então CPE alterar a concepção e a localização do aproveitamento, cujo descarregador passou a ter 8 vãos (mais dois, iguais aos do projecto anterior), desenvolvendo o estudo em modelo reduzido para esta nova situação. No local onde ficou situado o aproveitamento havia um alargamento natural, tendo assim a barragem um desenvolvimento em planta quase igual à largura natural do rio a jusante, pelo que a central, os pilares e eclusa originavam apenas uma pequena contracção. Obtinham-se, assim, caudais unitários de valor similar aos verificados em perfis situados a jusante, em condições naturais.

Este estudo incidiu sobre:

- a) Determinação da zona do rio perturbada pela barragem através de medições de velocidades antes e depois da construção;
- b) Afinamento da soleira e muros extremos, de forma a melhorar as condições de chegada e a minorar as erosões a jusante do descarregador de cheias;

- c) Estudos dos tapetes de protecção a jusante e montante da barragem, com pré-dimensionamento feito em modelo a 2 dimensões, à escala 1/80, reproduzindo um vão e dois meios vãos laterais;
- d) Estudo análogo ao anterior em modelo à escala 1/36, reproduzindo apenas meio vão;
- e) Verificação e eventual melhoria das condições de chegada às tomadas de água da central;
- f) Determinação da curva de vazão com comportas totalmente abertas a partir de um caudal de 6 000 m³/s;
- g) Análise do comportamento, como filtro dinâmico, em modelo à escala 1/36, do tapete de protecção de jusante, relativo à nova localização da barragem (8 vãos).

Para a presente tese de Mestrado, apenas são relevantes os objectivos das alíneas c), d) e g). Para os concretizar foram realizados pelo LNEC, um modelo tridimensional com fundo móvel à escala 1/80, e dois modelos bidimensionais também de fundo móvel às escalas 1/80 e 1/36.

Em relação ao fundo móvel o LNEC constatou, por análise das diferentes curvas granulométricas obtidas de amostras colhidas no leito do rio, que só uma percentagem muito reduzida do material dos fundos aluvionares, da zona do aproveitamento, apresentava diâmetros maiores que 20 mm. Tal facto significava que a reprodução à escala geométrica (a não ser que fosse adoptada uma escala incomportável com as dimensões do canal) do material do leito natural não era viável, por conduzir a diâmetros muito pequenos. Isto faria intervir efeitos de tensão superficial e coesão, não existentes no material do protótipo.

Uma das soluções, então encarada, foi a de utilizar um modelo distorcido, com distorsão entre as escalas horizontal e vertical, ou deformação do material do leito, ou ambas. No entanto a distorsão das escalas não se apresentou razoável, neste caso, pois alteraria completamente os fenómenos hidráulicos localizados, como por exemplo o ressalto hidráulico.

A alternativa escolhida consistiu em modelar o fundo móvel por material de natureza diferente (diâmetro, peso específico, etc.) que fosse equivalente do ponto de vista hidráulico. Para tal foi utilizado o critério de semelhança de Meyer-Peter e Müller, que se apresenta a seguir, e onde para a redução conveniente das escalas se aplica uma expressão semelhante à indicada por estes autores, para o cálculo do valor das escavações.

$$\frac{P_{\text{protótipo}} + N_{j_{\text{protótipo}}}}{P_{\text{modelo}} + N_{j_{\text{modelo}}}} = \left(\frac{\gamma'_{\text{sp}_{\text{modelo}}}}{\gamma'_{\text{sp}_{\text{protótipo}}}} \right)^{2/5} \left(\frac{(N_m - N_j)_{\text{protótipo}}}{(N_m - N_j)_{\text{modelo}}} \right)^{1/2} \left(\frac{q_{\text{protótipo}}}{q_{\text{modelo}}} \right)^{3/5} \left(\frac{d_{90_{\text{modelo}}}}{d_{90_{\text{protótipo}}}} \right)^{2/5} \quad (3.1)$$

sendo:

- p – valor da profundidade máxima da cavidade de erosão
- N_j – nível do escoamento a jusante do aproveitamento
- γ'_{sp} – peso volúmico do grão de material sólido submerso
- N_m – nível do escoamento a montante do aproveitamento
- q – caudal por unidade de largura da secção do escoamento
- d_{90} – diâmetro de peneiração tal que 90% das partículas, em peso, são mais finas

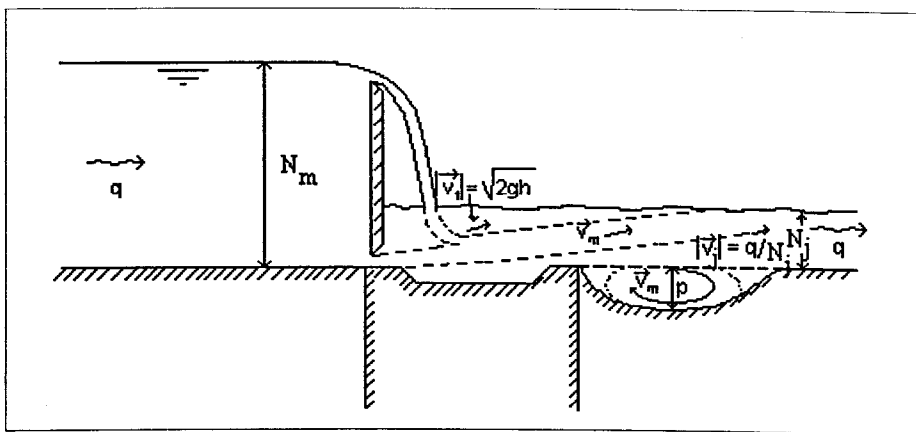


Figura 3.1 - Significado das variáveis utilizadas na expressão (3.1) de Meyer-Peter e Müller, adaptado de LNEC 1972 (pg. A-III-1)

Sabendo-se que:

$$\lambda_1 = \frac{h_{\text{modelo}}}{h_{\text{protótipo}}} = \frac{p_{\text{modelo}} + N_{j_{\text{modelo}}}}{p_{\text{protótipo}} + N_{j_{\text{protótipo}}}} \quad \text{e} \quad \lambda_q = \frac{q_{\text{modelo}}}{q_{\text{protótipo}}} = \lambda_1^{3/2}$$

Tira-se da expressão (3.1), que:

$$\lambda_{d_{90}} = \frac{d_{90_{\text{modelo}}}}{d_{90_{\text{protótipo}}}} = \frac{\gamma_{sp_{\text{protótipo}}}}{\gamma_{sp_{\text{modelo}}}} \lambda_1 \Leftrightarrow \lambda_{d_{90}} = \lambda_{\gamma_{sp}}^{-1} \lambda_1 \quad (3.2)$$

Foram efectuados pelo LNEC ensaios tendo em conta estas considerações, utilizando casca de noz e pedra-pomes nos modelos à escala 1/80 e 1/36, respectivamente, para representar o fundo móvel. Estes dois tipos de materiais foram escolhidos pelo facto de apresentarem um peso volúmico submerso que conduzia a uma dimensão das partículas adequada ao que era pretendido. Esses ensaios foram comparados com outro realizado sem atender a essas considerações de semelhança, em que foi utilizada areia fina com $0,05 \text{ mm} \leq \phi \leq 2 \text{ mm}$, como fundo móvel. Com a realização destes estudos foi verificada a diferença existente entre estes tipos de representação do fundo móvel (casca de noz, pedra-pomes e areia fina).

Foi evidenciado, quanto ao modelo com o fundo móvel constituído por areia que os valores da profundidade das erosões eram inferiores aos obtidos com casca de noz e pedra-pomes. As erosões eram menores no modelo à escala 1/80, o que demonstrava em que medida se afastava da realidade, e por defeito, a extrapolação à escala para o protótipo dos valores obtidos.

Também o facto de terem utilizado dois modelos de escalas diferentes permitiu avaliar a validade dos critérios adoptados. Os estudos efectuados (para o descarregador com 8 vãos) com o fundo sem protecção (sem consideração do tapete de enrocamento), constituído por pedra-pomes ou casca de noz – conforme era utilizado respectivamente, o modelo à escala 1/36 ou à escala 1/80 –, permitiram constatar que os resultados obtidos eram bastante concordantes, o que demonstrou que as erosões em qualquer dos modelos eram extrapoláveis, à escala, para o protótipo.

Neste relatório foi também efectuado o pré-dimensionamento do tapete de enrocamento de jusante utilizando o critério de Terzaghi-Vicksburg, tendo o seu comportamento e dimensionamento definitivo sido avaliado e alterado através de estudos experimentais complementares (2º Relatório, descrito a seguir).

Para estes estudos do tapete de protecção de jusante, não foi possível reproduzir no modelo à escala 1/36 o fundo aluvionar, pelo que o material do fundo utilizado foi uma areia fina com uma curva granulométrica que, à escala, tinha aproximadamente as dimensões da primeira camada filtrante do tapete do protótipo. As outras duas camadas do tapete de enrocamento foram obtidas por redução, à escala, dos valores dos pesos e dimensões dos materiais.

O tapete de protecção de jusante foi assim pré-dimensionado com uma extensão total de 70 m, sendo que: os primeiros 30 m, com uma espessura de cerca de 4,0 m, seria constituído por três camadas, com a seguinte definição:

- a primeira, a superior, de enrocamento com $600 \text{ mm} \leq \phi \leq 2000 \text{ mm}$;
- a segunda com funções filtrantes, com material britado de $30 \text{ mm} \leq \phi \leq 600 \text{ mm}$;
- e a terceira também filtrante, com $0,9 \text{ mm} \leq \phi \leq 60 \text{ mm}$.

A partir dos 30 m de extensão, a espessura do tapete seria reduzida para cerca de 2,5 m sendo o peso dos blocos da camada superior também bastante reduzido. Não se apresentam mais pormenores das camadas constituintes desta zona pois o próprio relatório não contém mais informação significativa.

De referir ainda que imediatamente a jusante da soleira da bacia de dissipação a cota da superfície do tapete foi rebaixada para (-3,50), 1 m abaixo da soleira.

3.2 Estudo em modelo reduzido da Operação das Comportas – Relatório de Julho de 1985

Neste relatório dá-se especial atenção à definição da lei de operação das comportas, tanto do ponto de vista da sua estabilidade como da dos tapetes de enrocamento, dado que pelo facto do aproveitamento se localizar numa zona aluvionar isto se reveste de particular importância.

Na realização deste estudo, pelo LNEC, foi utilizado o modelo tridimensional, à escala 1:80, já existente e usado na realização do 1º Relatório. Procederam apenas às alterações resultantes da nova concepção e localização do aproveitamento, que incidiram fundamentalmente sobre os pilares e a bacia de dissipação de energia.

Os objectivos deste trabalho foram:

- ⇒ Determinação das curvas de vazão nas situações de cotas a montante de 13,20 m; 13,00 m e 11,00 m;
- ⇒ Definição da lei de operação mais adequada para as comportas: na hipótese de estarem todas em funcionamento e na hipótese de avaria de 1 ou de 2;
- ⇒ Definição das condições de operação de uma das comportas, com abertura inferior para a criação de correntes de varrer e de purga do material sólido;
- ⇒ Definição das condições de escoamento na zona a jusante do canal de restituição da central.

Para o presente trabalho, os dois primeiros objectivos, são os mais relevantes.

Para atingir esses objectivos foram tidas em conta as características do equipamento e as condições de funcionamento compatíveis com a estabilidade dos tapetes de protecção de enrocamento. A lei de operação das comportas teve ainda que ser compatível com a de operação dos grupos. Tiveram ainda em consideração o facto de que o seu comando poderia realizar-se de forma gradual, por patamares, ou contínua.

O LNEC pôde concluir, nomeadamente, que uma deficiente operação, por falsa manobra, ou por não cumprimento das regras estabelecidas por este 2º relatório dá origem a erosões pronunciadas nos tapetes de protecção com os consequentes efeitos em relação à estabilidade da obra. Esta conclusão veio a revelar-se fundamental para a execução da presente tese.

A lei de operação proposta por este 2º relatório foi condicionada às curvas de vazão natural obtidas (Figura 3.3 e 3.2):

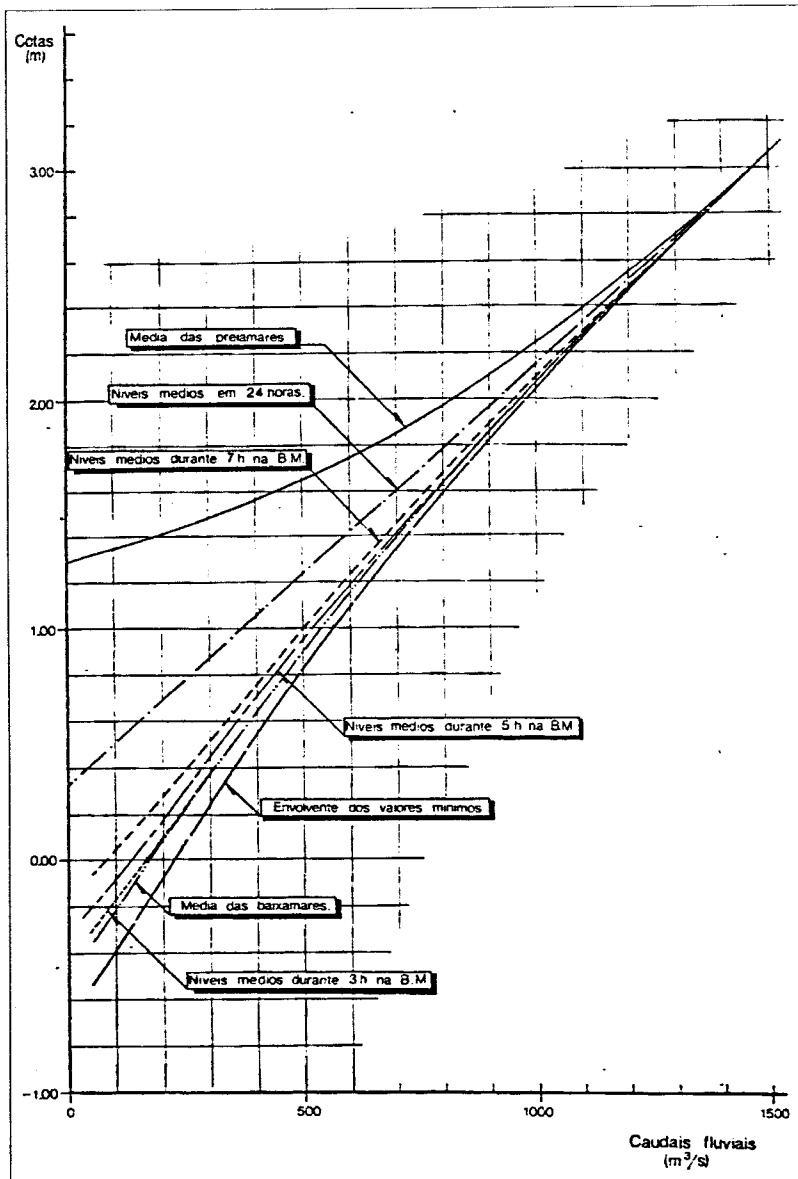


Figura 3.2 - Curvas de vazão natural a jusante, $Q < 1500 \text{ m}^3/\text{s}$, LNEC 1985 (Fig. 8)

No âmbito da presente tese apenas se utilizou a curva de vazão apresentada na Figura 3.2, uma vez que a gama de valores de caudal ensaiada foi, de um modo geral inferior, ao caudal de $1500 \text{ m}^3/\text{s}$ (correspondente no modelo ao caudal de $26,2 \text{ L/s}$). A única excepção consistiu no ensaio efectuado para verificar a adequação da concepção do modelo, influência dos pilares e bacia de dissipação, executado com as comportas totalmente abertas (vãos livres), em que foi utilizada a Figura 3.3.

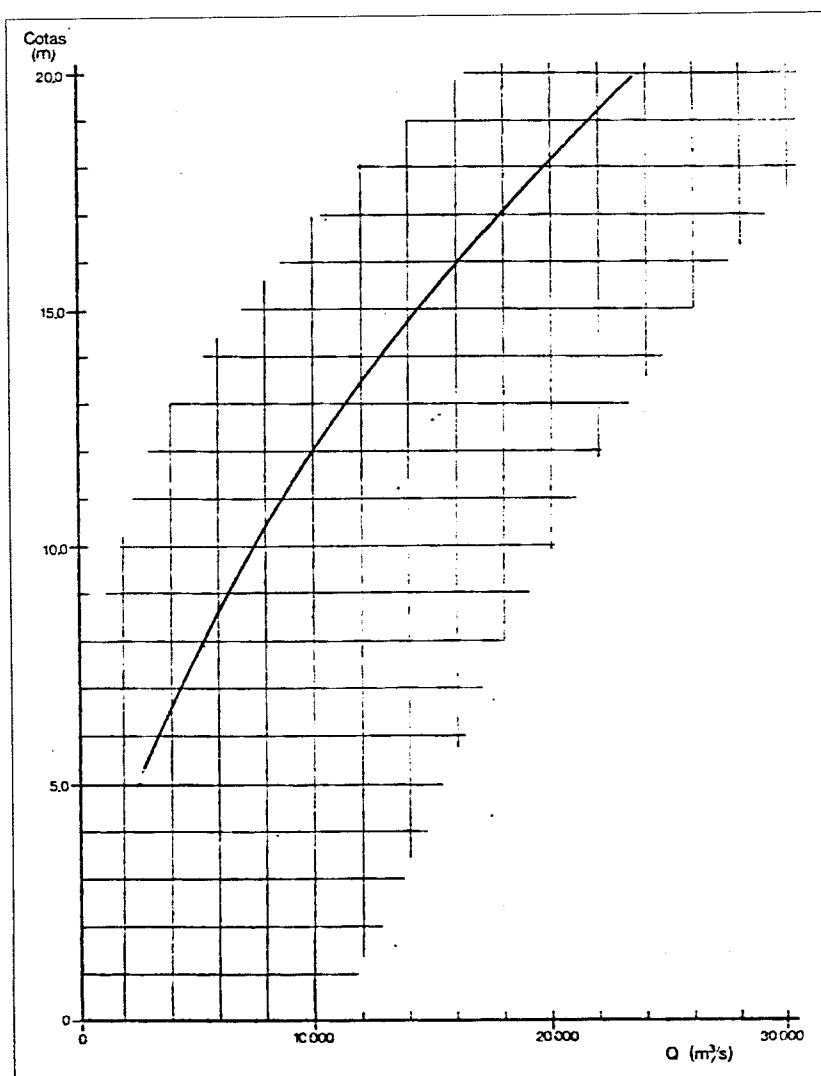


Figura 3.3 - Curvas de vazão natural a jusante, $Q > 3000 \text{ m}^3/\text{s}$, LNEC 1985 (Fig. 9)

No referido segundo relatório do LNEC começou por se considerar a hipótese de funcionamento isolado duma comporta, com escoamento superior e inferior. Com esse estudo foram estabelecidas as condições de escoamento susceptíveis de provocar a expulsão do ressalto hidráulico para o exterior da bacia de dissipação.

Para o caso do escoamento exclusivamente sobre a comporta (escoamento superior), foi obtida uma curva de variação dos níveis mínimos de jusante que garantem a fixação do ressalto (níveis da segunda altura conjugada) em função do valor dos caudais descarregados por uma comporta.

A Figura 3.4 apresenta os níveis mínimos de jusante quer na hipótese da central se encontrar parada, quer com o valor do caudal turbinado de 1250 m³/s. É de salientar que na obtenção dos valores correspondentes foi tida em conta a curva de vazão correspondente à envolvente dos níveis mínimos de maré.

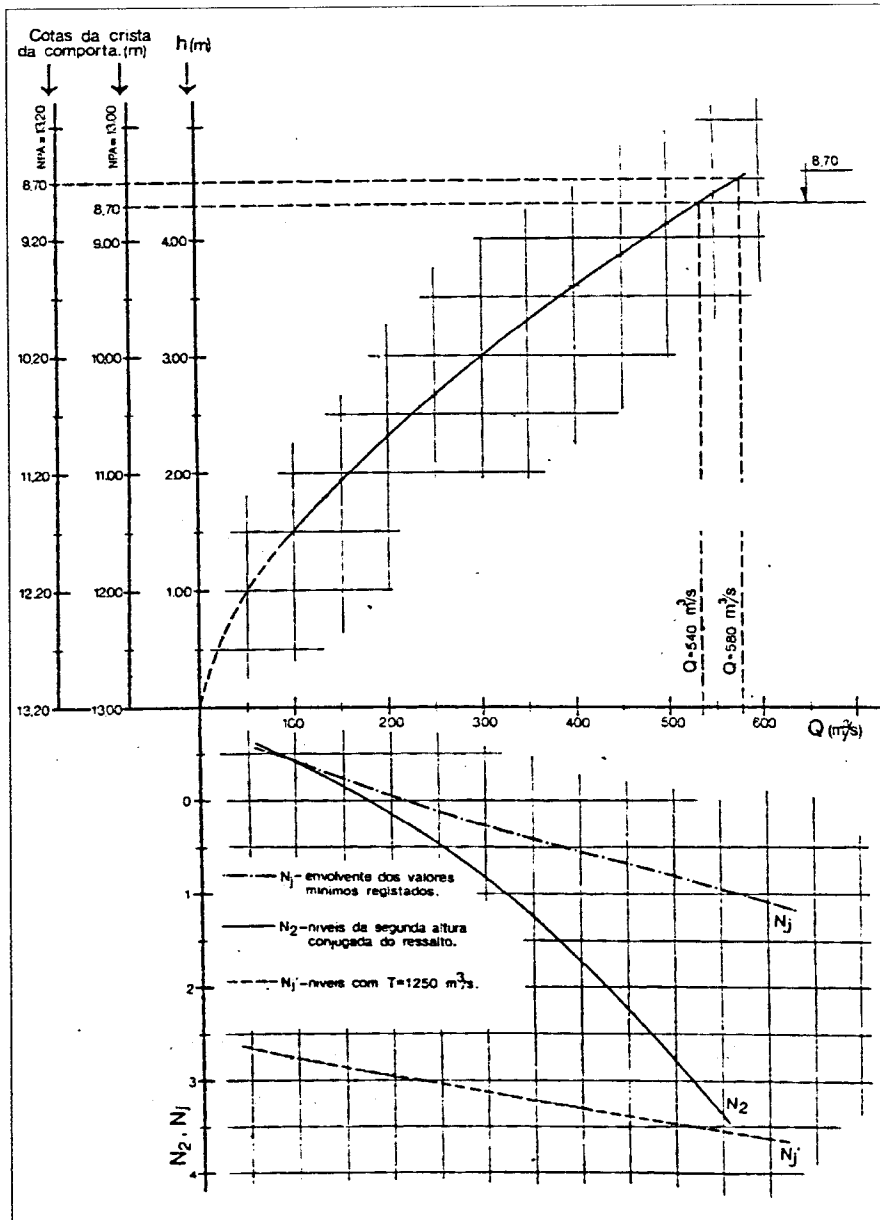


Figura 3.4 - Curva de vazão dum comporta com abertura superior, LNEC 1985 (Fig. 10)

Da análise da Figura 3.4 sobressai que a fixação do ressalto hidráulico, com a central parada e escoamento sobre uma comporta, só é garantida desde que o caudal não ultrapasse os $100 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja desde que a carga sobre a crista seja inferior a 1,5 m.

Para escoamento exclusivamente sob uma comporta (escoamento inferior, sem escoamento sobre a comporta), e com a central parada, o ressalto hidráulico é fixado sempre no interior da bacia de dissipação para caudais inferiores a $160 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja desde que a abertura inferior não ultrapasse 0,5 m.

As experiências conduzidas pelo LNEC permitiram verificar que haverá ruptura dos tapetes de protecção de jusante sempre que:

- ⇒ Uma comporta, em exploração normal e com caudais baixos, seja movimentada de tal forma que se dê expulsão do ressalto hidráulico do interior da bacia;
- ⇒ Uma comporta, em períodos de cheia, seja içada por avaria ou manobra inadequada, e o desnível entre montante e jusante ultrapasse os 2,5 m;
- ⇒ Quando existirem descargas apenas por parte dos vãos, sem se respeitar a lei de operação definida. Foi nomeadamente ensaiada a descarga de $8\,700 \text{ m}^3/\text{s}$, pelos quatro vãos centrais. Verificou-se nesta situação a ruptura total do tapete de protecção de jusante com descalçamento da fundação da soleira terminal.

Da análise destes resultados e das condições de escoamento observadas durante a realização dos ensaios, o LNEC pôde concluir que é vantajosa a operação das comportas para que, sempre que possível, o escoamento se processe apenas superiormente. Significa isto que o movimento ascendente das comportas deve processar-se apenas quando a altura dos dois corpos for igual a 9,20 m (completamente unidos).

As curvas de vazão para situações com aberturas inferiores da comporta (em que ocorre escoamento inferior à comporta, haja ou não escoamento superior à mesma) foram assim obtidas baseando-se nestes pressupostos, e considerando as situações de funcionamento com a central parada e em operação. Foram apresentados dois tipos de curvas de vazão, expressando o caudal escoado num caso em função da abertura inferior, a , e noutro em função, do nível de jusante, N_j . As referidas curvas, foram

obtidas considerando os níveis a montante às cotas 13,00 m, 13,20 m e 11,00 m, valor mínimo fixado pela exploração, estando representadas nas Figuras 3.5 a 3.10.

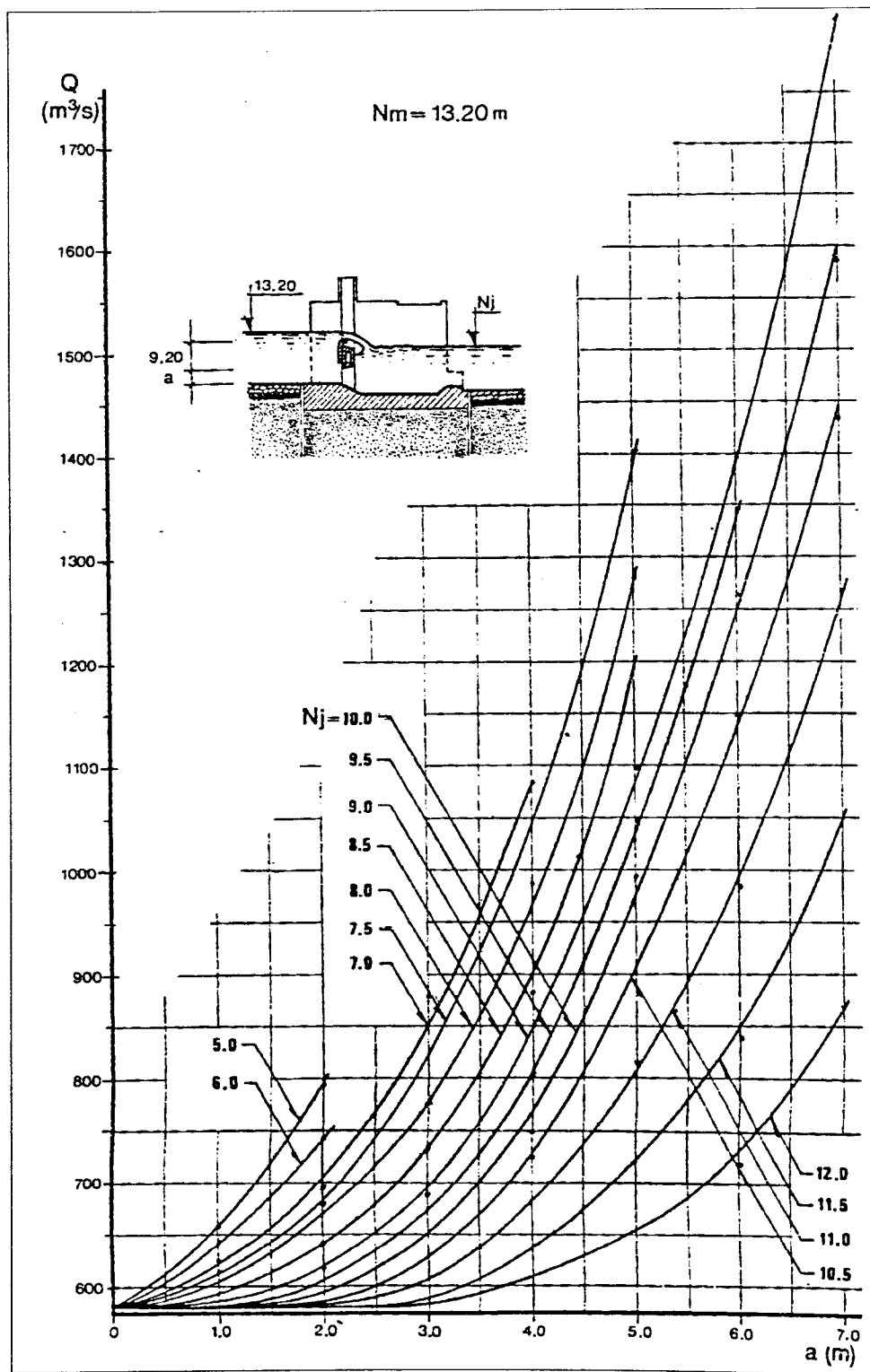


Figura 3.5 - Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – $N_m = 13,20 m$,
LNEC 1985 (Fig. 15 – Folha 1)

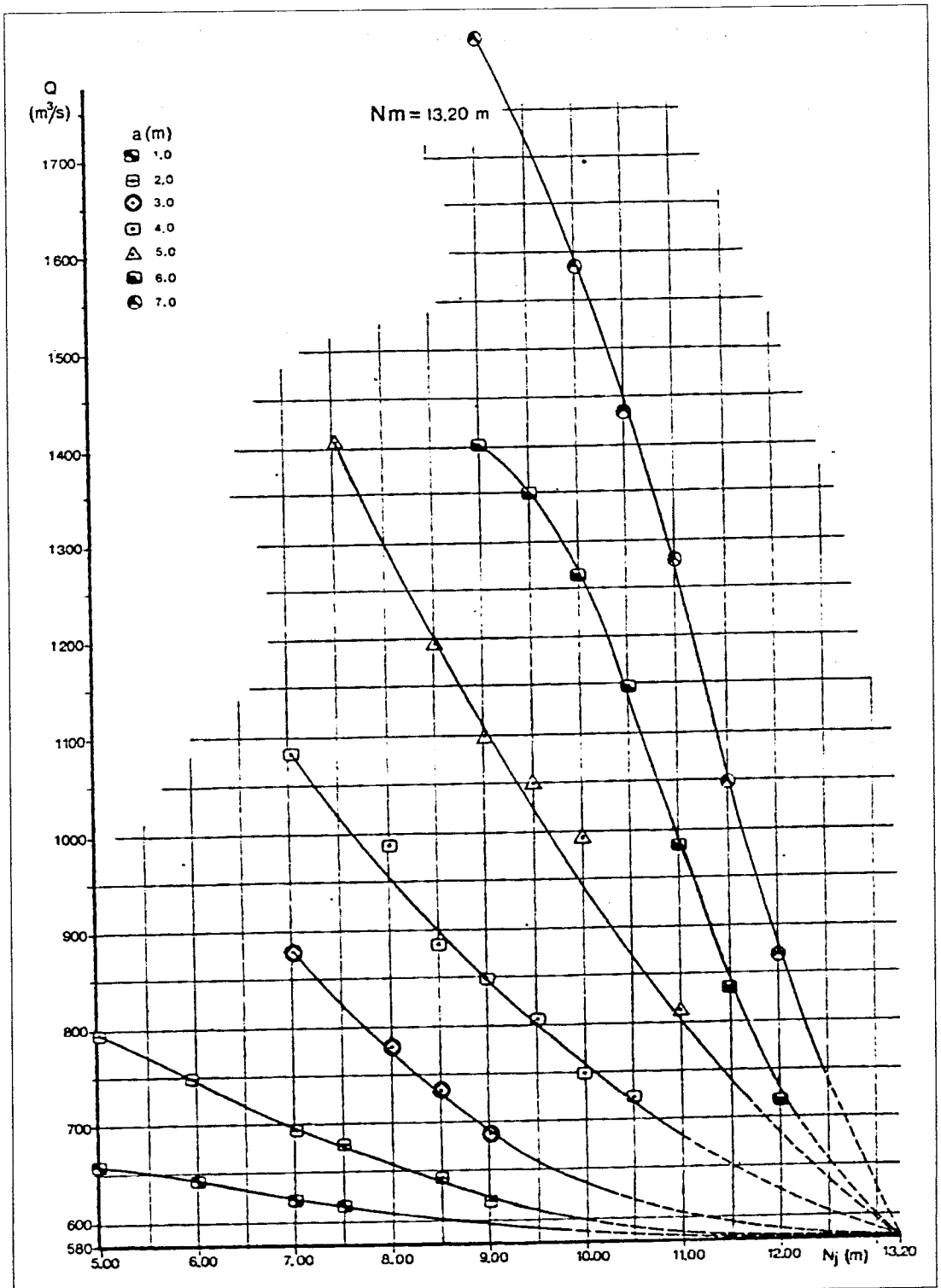


Figura 3.6 - Curva de vazão duma comporta com abertura inferior - $N_m = 13,20$ m, LNEC 1985 (Fig. 15 - Folha 2)

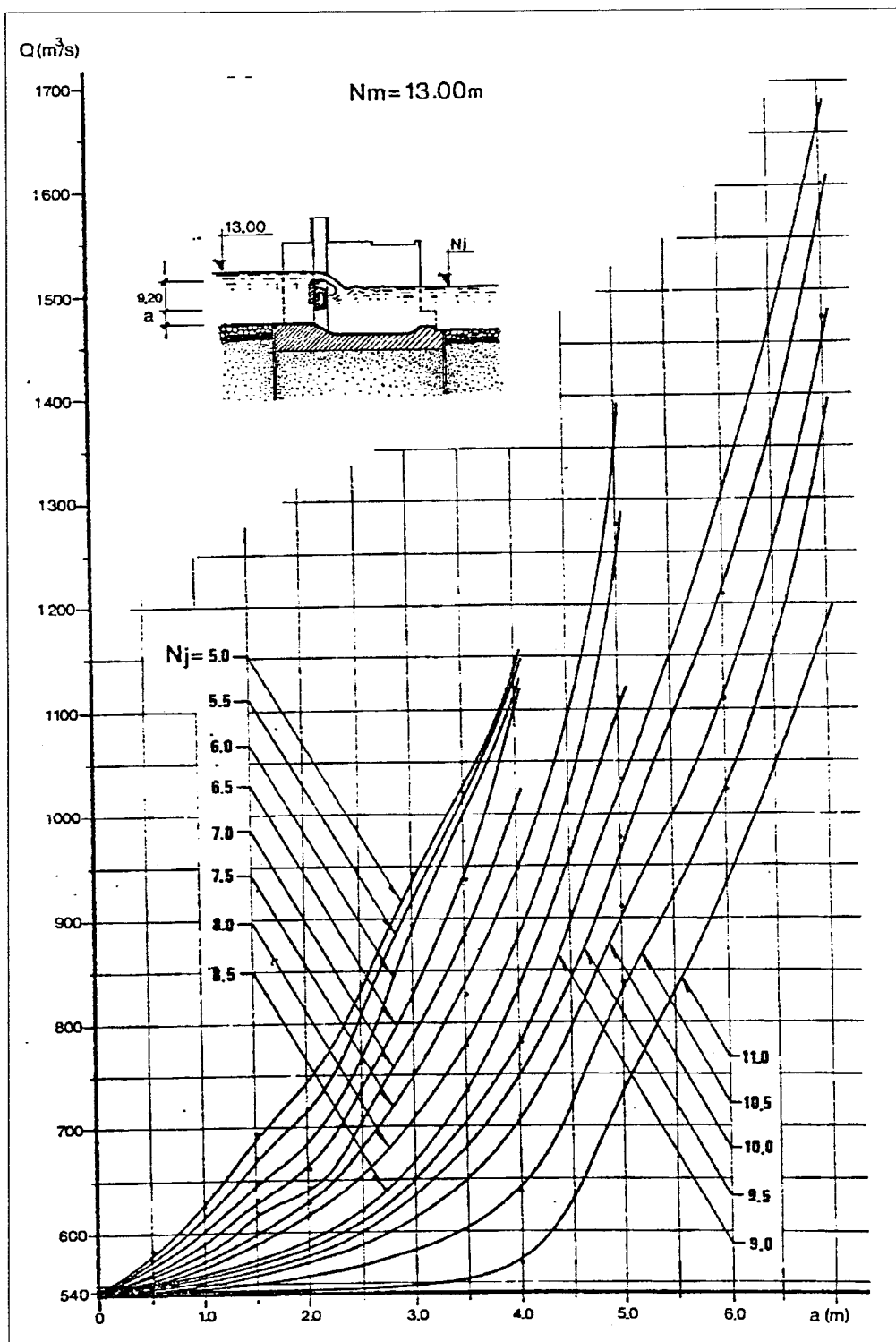


Figura 3.7 - Curva de vazão dum comporta com abertura inferior - $N_m = 13,00\text{ m}$,
LNEC 1985 (Fig. 16 - Folha 1)

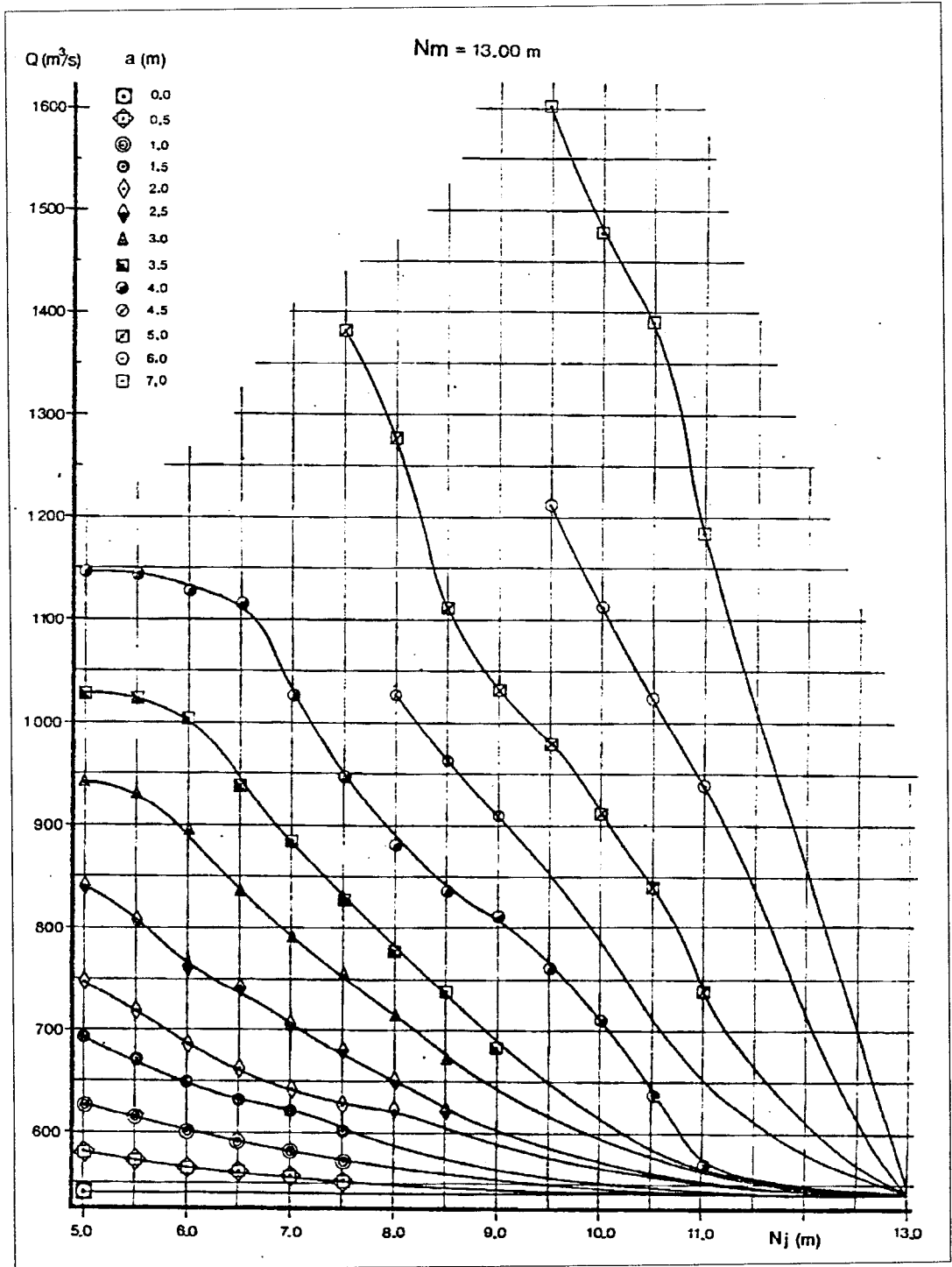


Figura 3.8 - Curva de vazão dum comporta com abertura inferior – $N_m = 13,00$ m, LNEC 1985 (Fig. 16 – Folha 2)

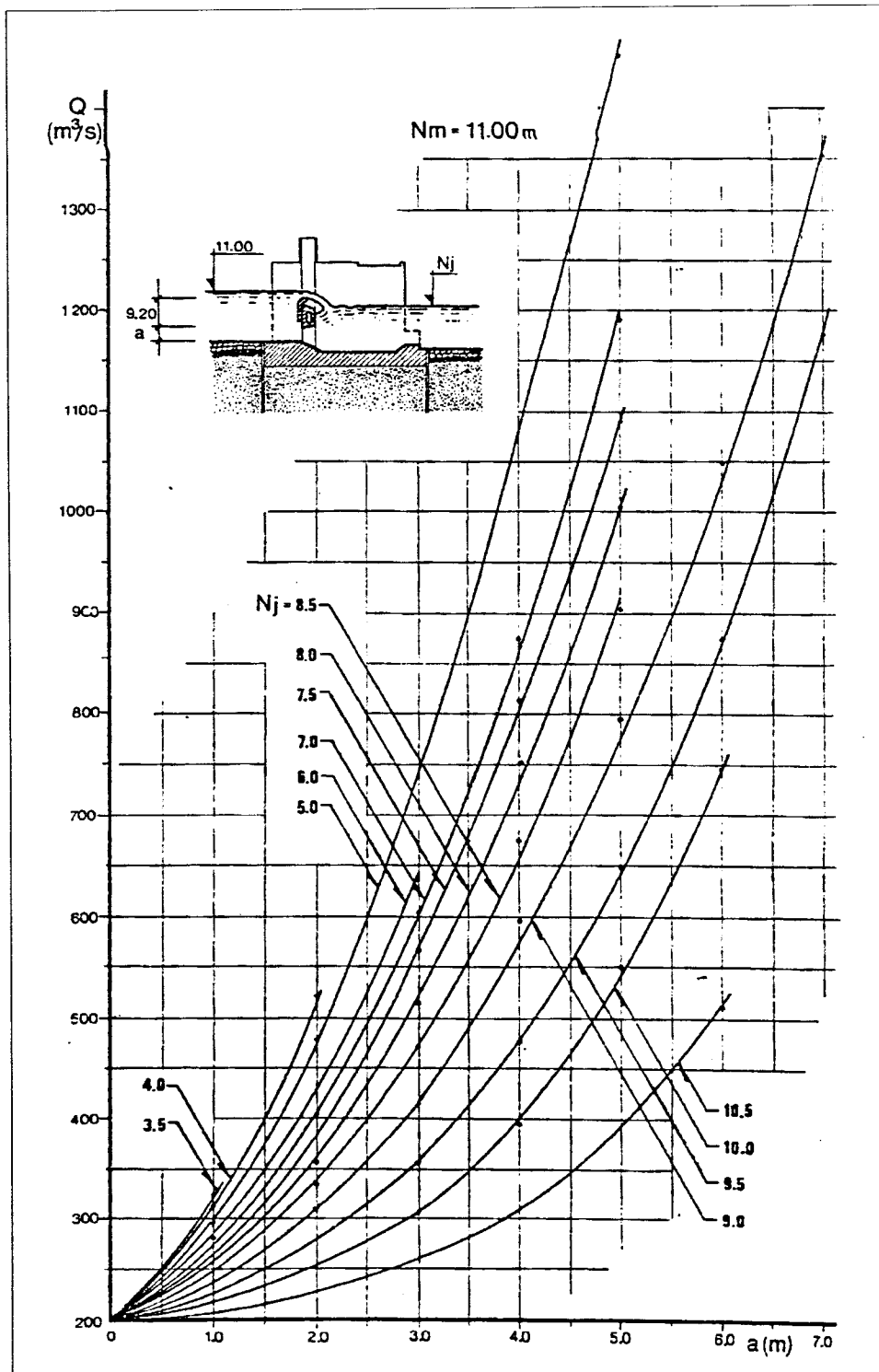


Figura 3.9 - Curva de vazão duma comporta com abertura inferior – $N_m = 11,00 m$, LNEC 1985 (Fig. 17 – Folha 2)

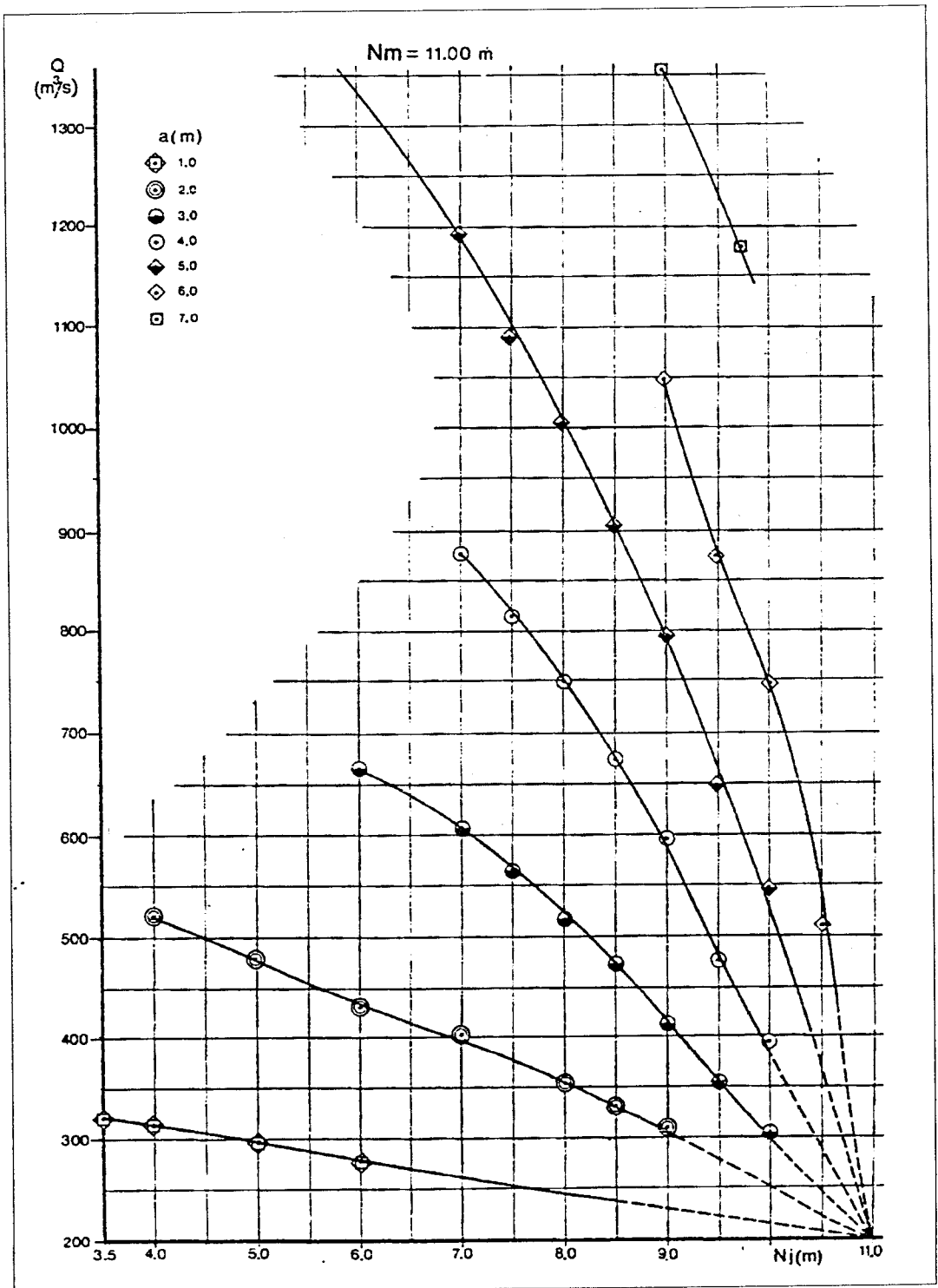


Figura 3.10 - Curva de vazão duma comporta com abertura inferior - $N_m = 11,00$ m, LNEC 1985 (Fig. 17 - Folha 1)

Do trabalho desenvolvido no âmbito deste segundo relatório, foi notório que a estabilidade do leito e dos tapetes de protecção de enrocamento é muito sensível às condições de operação das comportas.

O tipo de comportas adoptado, tendo em conta a elevada gama de caudais que permite regular com escoamento apenas sobre o corpo superior, foi considerado bastante adequado, tanto do ponto de vista da operacionalidade do conjunto como de comportamento em relação a solicitações de natureza hidrodinâmica.

Os tapetes de protecção definidos para as zonas de montante e jusante, são visíveis nas Figuras 3.11 e 3.12.

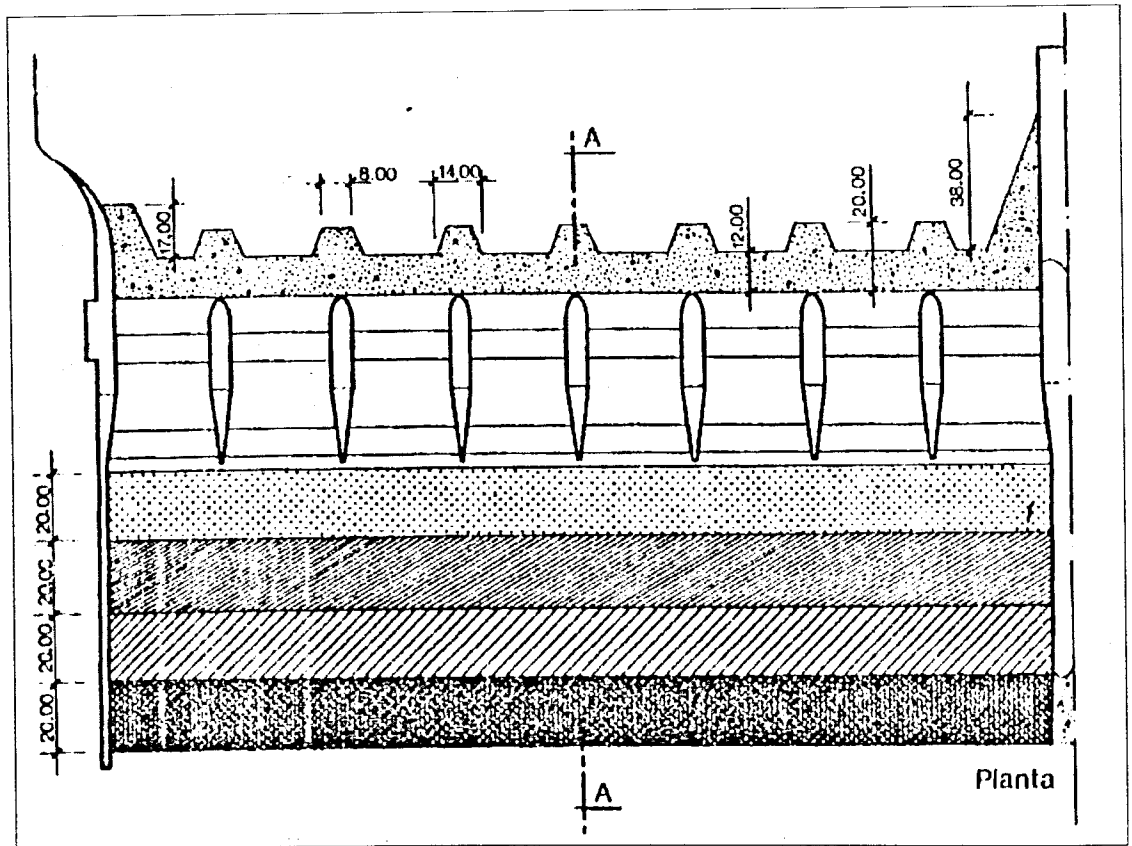


Figura 3.11 - Tapete de enrocamento de Crestuma - Planta, LNEC 1985 (Fig.5)

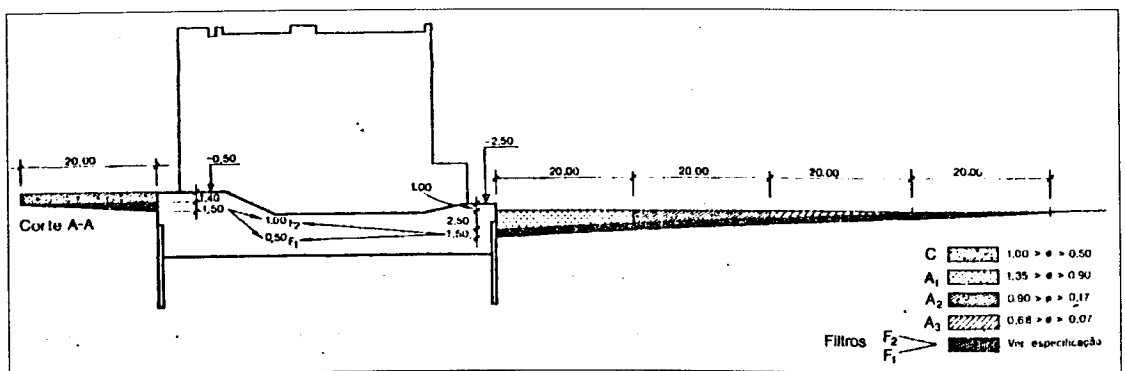


Figura 3.12 - Tapete de enrocamento de Crestuma – Corte, LNEC 1985 (Fig.5)

Neste caso não foi feita uma descrição, pois as características das diferentes camadas constituintes do tapete de enrocamento estão especificadas nas Figuras 3.11 e 3.12.

Os tapetes de protecção adoptados para as zonas a montante e a jusante da barragem-descarregador revelaram-se adequados, desde que sejam satisfeitas as regras de operação propostas.

Para um adequado funcionamento do aproveitamento, a operação das comportas deve processar-se, sempre que possível, de forma a movimentar apenas o corpo superior, criando condições para que o escoamento se dê apenas sobre as comportas, tal como foi referido anteriormente. Verificou-se que esta operação é adequada porque, para além de permitir uma regulação independente dos níveis de água a jusante, permite também melhores condições para a dissipação de energia.

Também, como já referido anteriormente, situações em que por falsa manobra, uma das comportas seja totalmente içada, criando um desnível entre montante e jusante superior a 2,5 m, poderão implicar a ruptura dos tapetes de protecção.

Na sequência das constatações e definições efectuadas, a lei de operação recomendada pelo relatório do LNEC foi a seguinte:

- Sempre que possível deve operar-se as comportas de forma a accionar apenas o corpo superior;
- Para esta situação, com os bordos inferiores apoiados na soleira, com descarga apenas superior, as cotas das diferentes cristas devem ser tais que a diferença entre a capacidade de uma comporta e a correspondente a um vão vizinho não seja superior a $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (abertura correspondente a 1 m);
- O início do escoamento deve dar-se pela comporta do vão da margem esquerda;
- Quando todas as comportas estiverem com os dois corpos unidos, ou seja com altura total de 9,20 m, inicia-se o movimento ascendente do conjunto, sendo os passos de abertura iguais ou inferiores a 1,0 m;

- O início da operação com abertura inferior deve processar-se a partir de uma das comportas centrais;
- A diferença entre as aberturas das comportas de dois vãos vizinhos deve ser igual ou inferior a 1,00 m;
- Devem evitar-se situações de exploração com aberturas inferiores de valor superior a 7,00 m.

O referido relatório propõe ainda uma metodologia para o cálculo do caudal descarregado.

Para tal, considerou-se que a situação de escoamento conjunto sobre o corpo superior e sob o corpo inferior, escoamento cruzado, só se verifica quando os dois corpos estão completamente unidos, com 9,20 m de altura.

Assim determinam que o caudal descarregado por uma comporta é expresso por:

$$Q_d = Q_i + Q_s \quad (3.3)$$

sendo:

$$Q_i = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (N_m - N_c)^{3/2}} \quad (3.4)$$

$$Q_s = C \cdot a \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (N_m - N_j)} \quad (3.5)$$

Q_i – caudal descarregado sob a comporta (m^3/s)

Q_s – caudal descarregado sobre a comporta (m^3/s)

μ – coeficiente de vazão superior

C – coeficiente de vazão inferior

L – largura de um vão – 28 m

N_c – Nível da crista da comporta (m)

a – abertura inferior da comporta (m)

Os valores de μ e de C foram determinados experimentalmente.

Capítulo 4 – Concepção, Execução e Montagem do Modelo

4 Conceção, Execução e Montagem do Modelo

Neste capítulo, procurou-se descrever todos os passos respeitantes à concepção, execução e montagem do modelo no canal e respectivos condicionalismos surgidos. Abordou-se primeiro a teoria relativa aos estudos efectuados em modelos reduzidos, seguindo-se a descrição dos aspectos ligados ao modelo utilizado no presente estudo.

4.1 Estudos sobre modelos reduzidos

Os modelos reduzidos, no caso do estabelecimento de projectos de obras de retenção, são essencialmente utilizados para resolver dois tipos de questões:

- Questões locais – ligadas à estrutura, aproveitamento hidráulico e seu funcionamento, nomeadamente o estudo de: erosões a jusante da barragem, funcionamento das comportas, condições de alimentação da obra de retenção, efeitos da retenção de material sólido, etc.
- Outras questões – ligadas à evolução quer no tempo, quer no espaço: determinação do caudal sólido, transportado pelo curso de água, antes e depois da existência do aproveitamento, para diversos caudais líquidos, na tentativa de determinar as novas condições de equilíbrio do rio, após a entrada da derivação em serviço.

Este segundo tipo de questões envolvem outro tipo de condicionalismos relativamente às escalas a escolher para a modelação física, sendo muitas vezes necessário recorrer à distorção, uma vez que se pretendem estudar fenómenos que ocorrem em períodos de tempo muito longos, devendo existir um especial cuidado com a escolha da escala de tempos. Também consoante a extensão do troço a estudar, por vezes elevada relativamente espaço disponível nas instalações em que os ensaios decorrerão, é conveniente estudar criteriosamente a escala de comprimentos.

No presente caso pretendeu-se estudar questões locais, nomeadamente erosões a jusante da barragem, provocadas pela descarga de cheias, para diferentes posições das comportas da barragem.

4.1.1 Modelos locais

Quando se pretende estudar problemas locais, as estruturas deverão ser representadas no modelo por semelhança “geométrica”, uma vez que a distorção entre as escalas horizontal e vertical deforma os seus contornos, podendo alterar completamente os fenómenos hidráulicos localizados, como por exemplo o ressalto hidráulico.

Nesta Tese, para o fenómeno que se pretendeu estudar, a transformação de energia potencial gravítica em energia cinética é determinante, pelo que a distorção de escalas (consideração de escalas horizontal e vertical diferentes), teria como consequência, conclusões erradas, pois as condições de transformação e/ou transferência de energia seriam significativamente alteradas.

Sendo as forças gravíticas as que têm uma influência predominante relativamente às outras forças intervenientes, nomeadamente às de viscosidade, nas alterações que possam ocorrer, escolheu-se o modelo de semelhança de Froude, para a concepção do modelo a utilizar.

4.1.1.1 Modelo de Semelhança de Froude

Na concepção do modelo reduzido, um dos aspectos fundamentais, a ter em conta, são as questões de semelhança. No fenómeno em estudo há predominância das forças de gravidade em relação às de viscosidade, pelo que se escolheu a semelhança de Froude.

A semelhança de Froude é traduzida pela igualdade dos números de Froude no modelo e no protótipo.

O número de Froude (Fr) é definido pela razão entre as forças de inércia e as forças de gravidade (por unidade de volume, numa dada secção do escoamento e num dado instante), que para escoamentos em canal, com superfície livre. Com base nesta definição, na bibliografia de referência, o número de Froude é representado pelas seguintes expressões:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (4.1) \quad Fr = \frac{U^2}{gh} \quad (4.2)$$

U – velocidade média do escoamento e h – altura do escoamento

Para obter as dimensões do modelo, de acordo com a semelhança de Froude, deduziram-se as seguintes relações (λ – escala que representa a relação entre modelo e protótipo):

$$(\text{Fr})_m = (\text{Fr})_p \Leftrightarrow \frac{U_m^2}{gl_m} = \frac{U_p^2}{gl_p} \Leftrightarrow \frac{U_m}{U_p} = \left(\frac{l_m}{l_p}\right)^{1/2} \Leftrightarrow \lambda_U = \lambda_l^{1/2} \quad (4.3)$$

As restantes escalas obedecem ao critério de semelhança de Froude, relacionado com a expressão anterior:

Escala de tempo $U = \frac{l}{t} \Leftrightarrow \lambda_U = \frac{\lambda_l}{\lambda_t} \Leftrightarrow \lambda_t^{1/2} = \lambda_l \lambda_t^{-1} \Leftrightarrow \lambda_t = \lambda_l^{1/2} \quad (4.4)$

Escala de aceleração $a = \frac{l}{t^2} \Leftrightarrow \lambda_a = \frac{\lambda_l}{\lambda_t^2} \Leftrightarrow \lambda_a = 1 \quad (4.5)$

Escala de caudal $Q = US \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_U \lambda_S \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_l^{1/2} \lambda_l^2 \Leftrightarrow \lambda_Q = \lambda_l^{5/2} \quad (4.6)$

Escala de força $F = ma \Leftrightarrow F = \rho Va \Leftrightarrow \lambda_F = \lambda_\rho \lambda_V \lambda_a \Leftrightarrow \lambda_F = \lambda_\rho \lambda_l^3 \quad (4.7)$

Escala de energia $E = Fl \Leftrightarrow \lambda_E = \lambda_F \lambda_l \Leftrightarrow \lambda_E = \lambda_\rho \lambda_l^4 \quad (4.8)$

Escala de pressão $\Delta p = \frac{F}{S} \Leftrightarrow \lambda_{\Delta p} = \frac{\lambda_F}{\lambda_S} \Leftrightarrow \lambda_{\Delta p} = \frac{\lambda_\rho \lambda_l^3}{\lambda_l^2} \Leftrightarrow \lambda_{\Delta p} = \lambda_\rho \lambda_l \quad (4.9)$

Resumindo-se no quadro:

Tabela 4.1 - Quadro resumo das escalas correspondentes à semelhança de Froude

Escala correspondente à semelhança de Froude								
Comprimento	Massa Volúmica	Velocidade	Tempo	Aceleração	Caudal	Força	Energia	Pressão
λ_l	λ_ρ	λ_U	λ_t	λ_a	λ_Q	λ_F	λ_E	$\lambda_{\Delta p}$
λ_l	λ_ρ	$\lambda_l^{1/2}$	$\lambda_l^{1/2}$	1	$\lambda_l^{5/2}$	$\lambda_\rho \lambda_l^3$	$\lambda_\rho \lambda_l^4$	$\lambda_\rho \lambda_l$

Concluiu-se, que arbitrando as escalas de comprimentos e de massas volúmicas, obtêm-se todas as outras.

4.1.1.2 Modelos com fundo móvel

Os modelos com fundos móveis, para estudo de erosões, apresentam algumas condicionantes que estão essencialmente relacionadas com a diferença entre a ordem de grandeza das dimensões da estrutura e do material aluvionar do leito do rio. Daqui resultam problemas adicionais para a escolha da escala de comprimentos e do tipo de modelo, que terá que ser bem ponderada.

Para além dos condicionalismos referidos devem também ser consideradas as questões ligadas à alimentação de caudal sólido. Constata-se que as erosões numa barragem e os depósitos de material arrastado e acumulado em redor da sua estrutura dependem da carga em caudal sólido do escoamento, a montante, para um determinado caudal líquido.

Existem diferentes tipos de modelos, quer quanto à semelhança, quer quanto ao regime de caudal sólido, que são descritos já de seguida.

- *Os modelos de semelhança geométrica*, têm escala de distâncias verticais e horizontais e massas volúmicas idênticas no protótipo e no modelo.

Em relação aos materiais finos, neste tipo de modelo, pode ocorrer modificação das condições de transporte por arrastamento, em determinadas circunstâncias. Para o modelo, o material deve ser escolhido, de forma a que, o seu diâmetro seja superior a 0,5 mm, porque dimensões inferiores podem fazer com que passem a ser predominantes as acções de viscosidade, coesão e tensão superficial. Esta condição pode obrigar a uma de duas opções: a não serem representados no modelo os materiais mais finos do protótipo ou a ser adoptada uma escala que reduza menos as dimensões do modelo. A opção pela eliminação das camadas granulométricas inferiores, só deverá ser realizada se a sua espessura, a sua quantidade, etc., não for significativa. Quanto maior for a escala de comprimentos do modelo maiores serão as suas dimensões, nomeadamente as do material aluvionar, sendo assim menos provável que os materiais das camadas granulométricas de dimensões inferiores à citada, sejam significativos. Se se pretender

limitar a granulometria dos materiais do modelo a 0,5 mm, os materiais do protótipo equivalentes deverão possuir uma granulometria com diâmetro mínimo igual a $0,5 \times \lambda_1$ mm, o que pode ser bastante elevado, e na prática, reduzir a representatividade da granulometria utilizada no modelo. Assim, quando a escala de comprimentos (característica fundamental do modelo) é muito pequena, fica restringida a capacidade de representação de toda a granulometria existente no protótipo. Por outro lado, a adopção duma escala de comprimentos muito grande pode conduzir a um modelo de dimensões muito elevadas para o espaço disponível.

- Os modelos de semelhança “distorcida”, são frequentemente utilizados, usando granulometrias com materiais de massa volúmica diferente no modelo e no protótipo, porque permitem ultrapassar as limitações referidas para os modelos de semelhança geométrica, no estudo do fenómeno de transporte sólido. Esta abordagem pode ser feita de acordo com o critério de Meyer-Peter (Bouvard, 1984) que recorre à igualdade de tensão crítica de arrastamento no modelo e no protótipo:

$$\tau_{cr} = 0,047 \cdot \gamma'' \cdot d \quad (4.10)$$

$$\gamma'' = \gamma_s - \gamma$$

γ_s – peso volúmico do grão de material sólido,

γ - peso volúmico da água e

d – diâmetro da partícula

O respeito da semelhança da tensão crítica de arrastamento conduz à seguinte condição:

$$\left(\tau_{cr}\right)_{\text{prot}} = 0,047 \cdot \gamma''_{\text{prot}} \cdot d_{\text{prot}} \Rightarrow \left(\tau_{cr}\right)_{\text{mod}} = 0,047 \cdot \gamma''_{\text{mod}} \cdot d_{\text{mod}} \quad (4.11)$$

Se γ''_{mod} é mais pequeno que γ''_{prot} , deverá ajustar-se a granulometria de forma a respeitar o produto $\gamma''d$, o que determina d_{mod} . Logo, utilizar no modelo um material com massa volúmica inferior à existente no protótipo permite aumentar-lhe, respeitando-se, igualmente, a tensão crítica de arrastamento. Deste modo poderá ultrapassar-se o problema da representação das camadas granulométricas inferiores no modelo.

◆ Modelos sem alimentação de caudal sólido

A profundidade da fossa de erosão depende da carga em material, dos escoamentos na barragem, para igual caudal líquido e deverá ser tanto menor quanto mais abundante for o transporte sólido da corrente portadora.

Será de esperar que a erosão produzida por um escoamento sem caudal sólido seja maior, uma vez que só o arrasta e portanto não deposita material. No caso das barragens móveis, esta situação corresponderá quer à entrada em serviço da estrutura, quer em exploração normal, logo após a sua retenção ter sido limpa através de operação adequada das comportas, começando a encher-se de materiais aluvionares temporariamente armazenados a montante.

Como a formação de uma fossa de erosão é inicialmente muito rápida, é imperativo conduzir-se o ensaio suprimindo toda a alimentação de materiais arrastados do modelo, para que não haja substituição do material erodido, pelo material arrastado de montante.

O ensaio é muito fácil de conduzir para um modelo sem alimentação de caudal sólido. Basta reproduzir-se o leito a jusante da barragem, à escala dos comprimentos, de acordo com a granulometria utilizada, fazendo-se escoar os caudais líquidos determinados por semelhança, obedecendo à lei de vazão do protótipo.

◆ Modelos com alimentação de caudal sólido “não doseado”

Ajusta-se mais ou menos empiricamente a carga em materiais arrastados, para cada escoamento, de modo que o nível de água permaneça vizinho daquele que se encontra na natureza. Durante o processo de erosão do leito, deverão repor-se os materiais de fundo transportados, a montante da obra de retenção.

Estes estudos permitem, de certo modo, ter uma ideia do real funcionamento duma obra de retenção, por exemplo da zona onde há depósitos, da eficácia das descargas, etc.

Existe no entanto uma dificuldade que reside na fixação da dosagem de material para o escoamento de certo caudal, parâmetro de difícil obtenção.

4.2 Descrição do Modelo Utilizado

4.2.1 Introdução

Pretendeu-se estudar os efeitos das características do tapete de enrocamento, com recurso à análise do escoamento nesta zona para uma gama de caudais alargada.

Para executar os objectivos indicados anteriormente, realizou-se e montou-se um modelo físico de uma bacia de dissipação clássica existente, com tapete de enrocamento a jusante, tendo-se optado por executar o modelo físico do descarregador, bacia de dissipação e tapete de enrocamento do aproveitamento de Crestuma, do rio Douro.

Podem observar-se algumas características deste aproveitamento nas figuras apresentadas, a seguir:

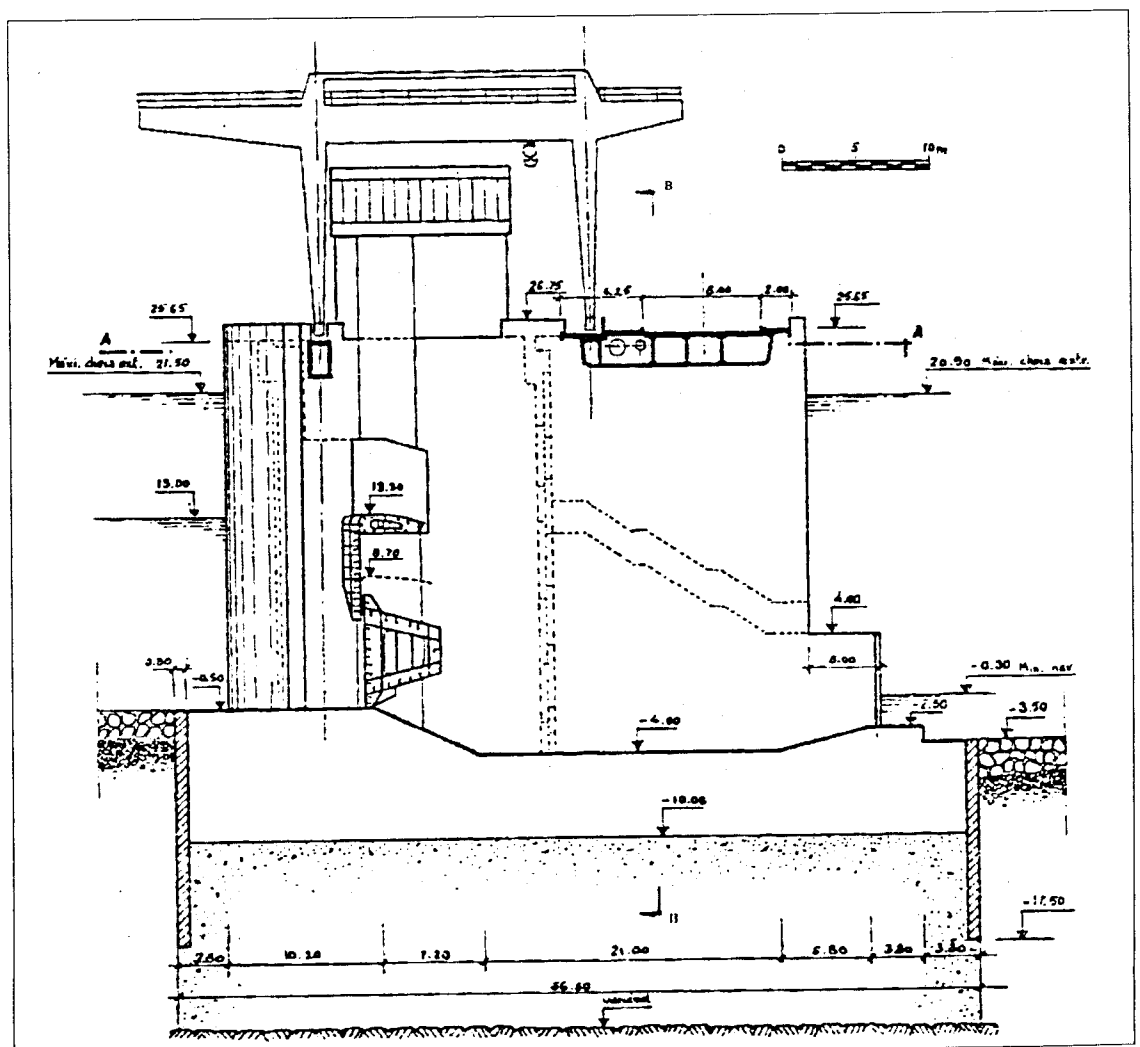


Figura 4.1 - Definição da soleira descarregadora do aproveitamento de Crestuma, LNEC 1985 (Fig. 3)

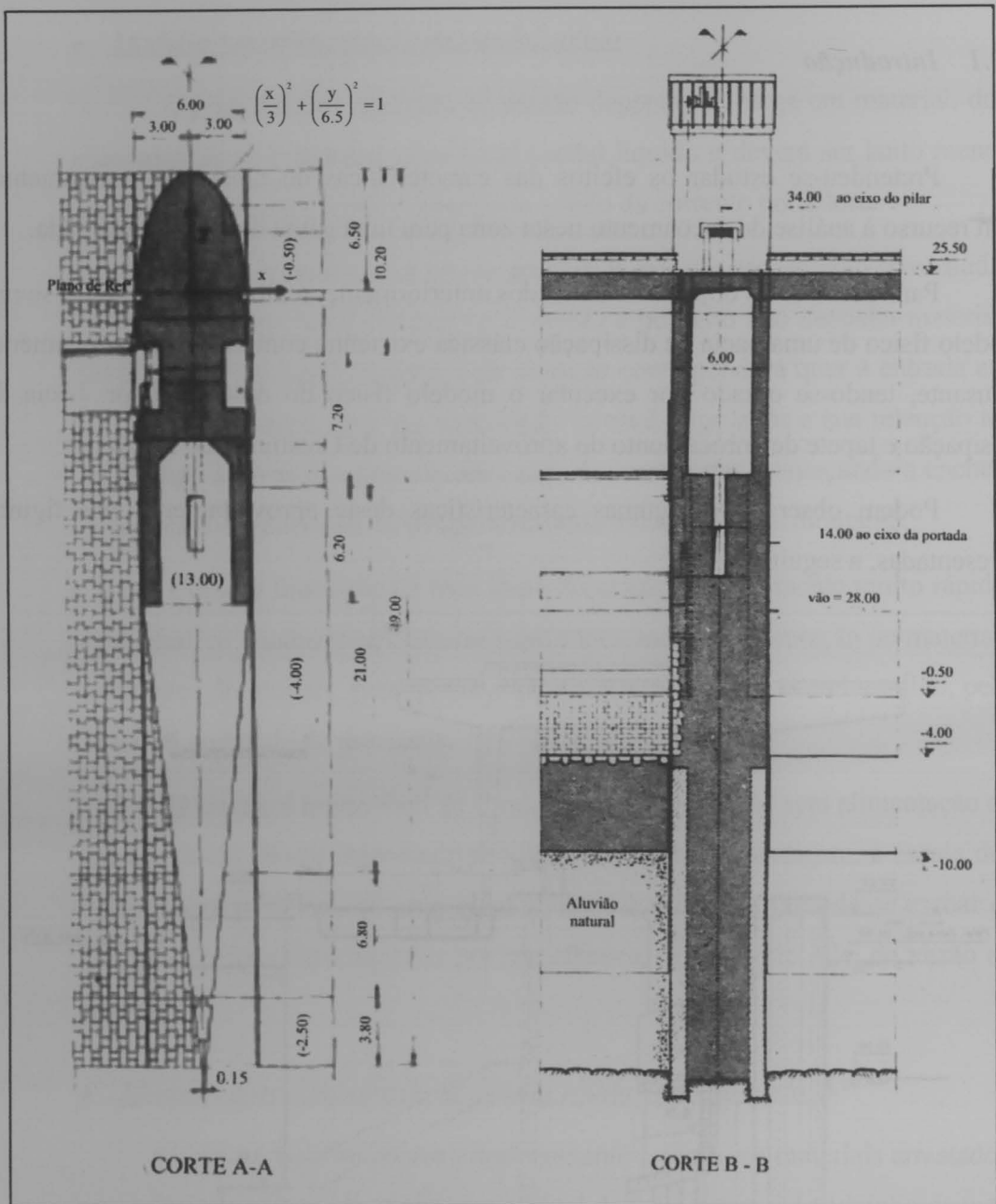


Figura 4.2 - Definição do pilar, LNEC 1972 (Fig. 30)

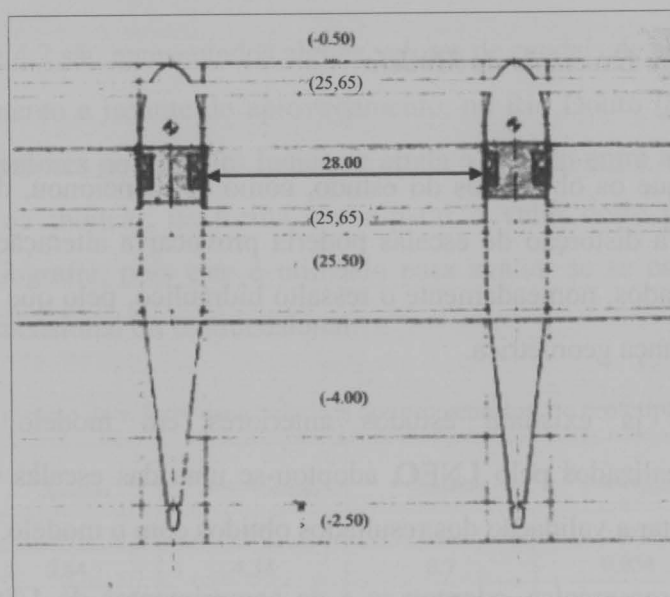


Figura 4.3 - Definição do vão, LNEC 1972 (Fig. 28)

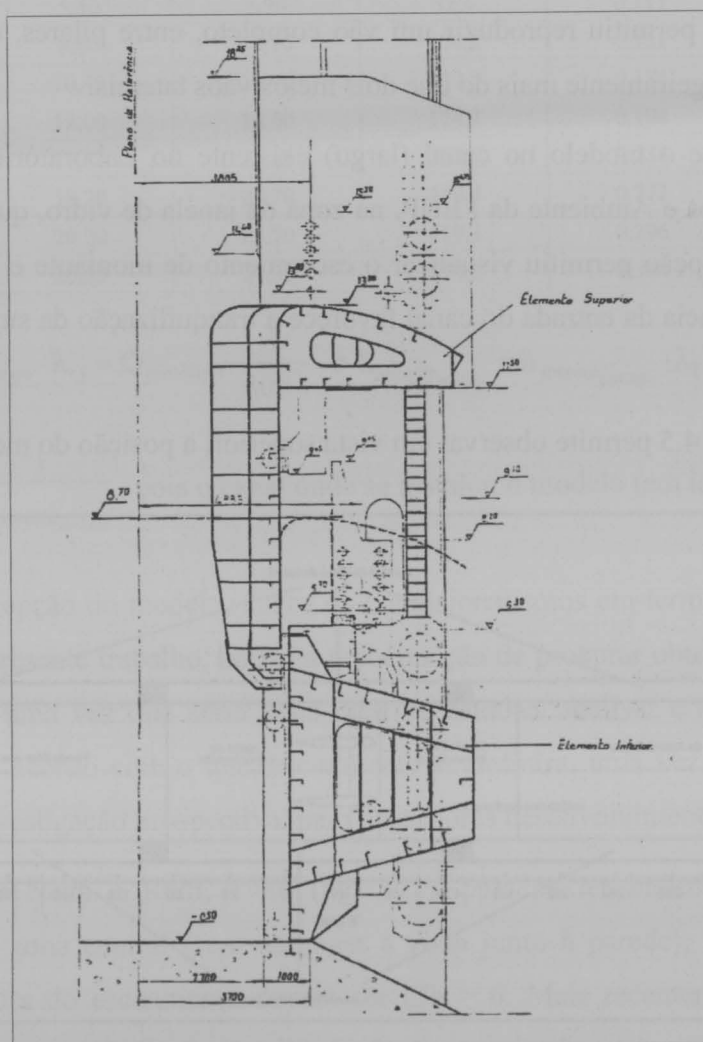


Figura 4.4 - Definição das comportas, LNEC 1985 (Fig. 4)

4.2.2 Conceção e Execução do Modelo

Uma vez que os objectivos do estudo, como se mencionou, diziam respeito a problemas locais, a distorção de escalas poderia provocar a alteração dos fenómenos hidráulicos localizados, nomeadamente o ressalto hidráulico, pelo que se optou por um modelo de semelhança geométrica.

Dado que já existiam estudos anteriores em modelo reduzido deste aproveitamento, realizados pelo LNEC, adoptou-se uma das escalas utilizadas nesses estudos, para facilitar a validação dos resultados obtidos com o modelo.

Assim, dessas escalas, adoptou-se a de comprimentos de 1/80, por ser a que melhor se adequa às dimensões do canal utilizado. Sendo a largura do canal utilizado de 1 m, esta escala permitiu reproduzir um vão completo, entre pilares, centrado com o eixo de canal e ligeiramente mais do que dois meios vãos laterais.

Instalou-se o modelo no canal (largo) existente no Laboratório de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP, na zona da janela de vidro, quinta a contar de montante. Esta opção permitiu visualizar o escoamento de montante e também porque uma maior distância da entrada do canal favorece a tranquilização da superfície livre do escoamento.

A Figura 4.5 permite observar em vista superior, a posição do modelo no canal.

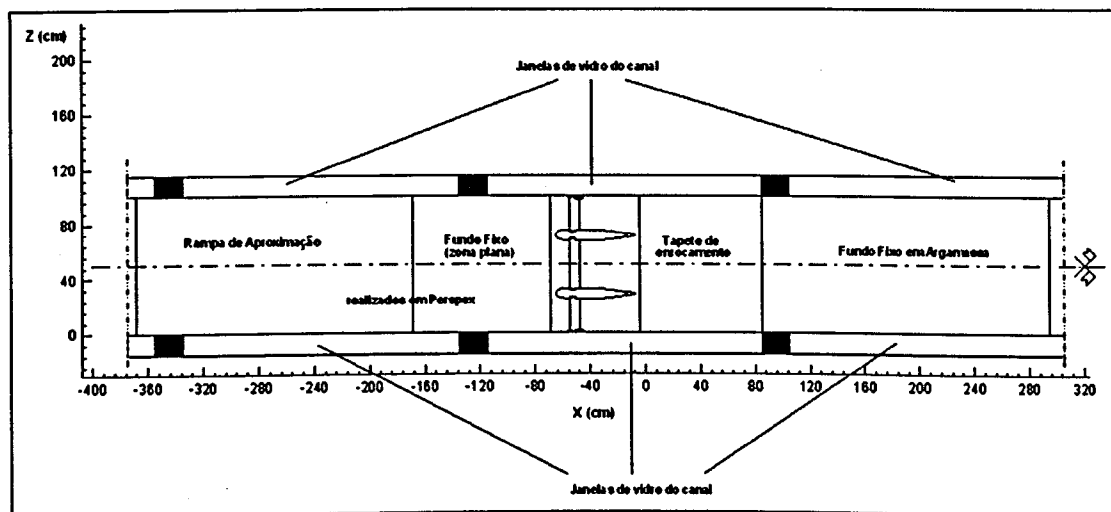


Figura 4.5 - Modelo em planta instalado no canal

Na Tabela 4.2 são apresentados alguns valores de caudais de cheia, os níveis e as alturas de escoamento a jusante do aproveitamento, no Rio Douro (protótipo), com os correspondentes valores no modelo. Indica-se ainda a relação entre a largura e a altura do escoamento, no modelo, de forma a comparar o valor deste parâmetro com os referidos na bibliografia, pois este é utilizado para avaliar se se está na presença de escoamento tridimensional ou bidimensional.

Tabela 4.2 - Tabela resumo de valores característicos dos escoamentos, no protótipo e no modelo

$Q_{\text{cheia}_{\text{protótipo}}}$	$N_{j_{\text{protótipo}}}$	$h_{\text{jusante}_{\text{protótipo}}}$	Q_{modelo}	$h_{\text{jusante}_{\text{modelo}}}$	$(L/h)_{\text{modelo}}$
m ³ /s	m	m	l/s	m	-
500	0,84	4,34	8,7	0,054	18,5
1 000	2,04	5,54	17,5	0,069	14,5
1 500	3,06	6,56	26,2	0,082	12,2
3 000	5,40	8,90	52,4	0,111	9,0
6 000	8,60	12,10	104,8	0,151	6,6
8 000	10,40	13,90	139,8	0,174	5,8
10 000	12,00	15,50	174,7	0,194	5,2
15 000	15,30	18,80	262,0	0,235	4,3
20 000	18,20	21,70	349,4	0,271	3,7
24 000	20,20	23,70	419,3	0,296	3,4
26 000	20,85	24,35	454,2	0,304	3,3

$$Q_{\text{modelo}} = Q_{\text{protótipo}} \cdot \lambda_Q = Q_{\text{protótipo}} \cdot \frac{1}{80^{5/2}} \quad \text{e} \quad h_{\text{jusante}_{\text{modelo}}} = h_{\text{jusante}_{\text{protótipo}}} \cdot \lambda_1 = h_{\text{jusante}_{\text{protótipo}}} \cdot \frac{1}{80}$$

$$(L/h)_{\text{modelo}} = \frac{1}{h_{\text{jusante}_{\text{modelo}}}}, \text{ pois o canal onde se instalou o modelo tem largura de 1 m.}$$

Na concepção do modelo, dados os condicionalismos em termos de tempo e os objectivos do presente trabalho, houve a preocupação de procurar obter um escoamento bidimensional, uma vez que seria mais fácil de estudar, analisar e retirar conclusões mais gerais, de acordo com o que inicialmente se definira, uma vez que se pretendia realizar uma investigação prospectiva, para posteriores desenvolvimentos.

Segundo Nezu e Rodi, 1986 (pg. 341), para se ter bidimensionalidade do escoamento na zona central (sem abranger a zona junto à parede), a relação entre a largura e a altura do escoamento deverá ser $L/h > 6$. Mais recentemente Graf, 1998 (pg. 11), refere que a bidimensionalidade do escoamento pode ser obtida desde que $L/h > 5$.

Observando a Tabela 4.2, verifica-se que para caudais de cheia inferiores a aproximadamente 8 000 m³/s temos relações de $L/h > \approx 6$ e até aos 10 000 m³/s de $L/h > 5$, pelo que se conclui que deveríamos obter escoamentos bidimensionais para esse intervalo de caudais. Como a partir de aproximadamente 9 000 m³/s o escoamento se processa com as comportas totalmente abertas, as situações de escoamento que se pretendiam estudar, de acordo com os objectivos do estudo, seriam de caudais sempre inferiores a este valor, pelo que se esperavam obter escoamentos bidimensionais. No entanto, apesar destes cuidados, obtiveram-se escoamentos claramente tridimensionais, como poderá ser observado nos **Capítulos 6 e 7**, devido à proximidade do ressalto hidráulico e dos pilares do modelo.

Quanto à alimentação em caudal sólido, encarou-se a hipótese de realizar dois tipos de estudos: um sem alimentação de caudal sólido e outro com alimentação de caudal sólido, ficando a constituição do fundo a montante do modelo dependente do tipo de estudo a realizar. Devido a diversas dificuldades encontradas, e ao limitado tempo disponível, optou-se por realizar apenas o primeiro.

Quanto ao modelo foram colocadas diversas hipóteses quanto à sua concepção, nomeadamente em relação ao material a utilizar para a sua realização.

Primeiro pensou realizar-se o modelo em argamassa. Contudo dadas as características do aproveitamento, designadamente as definições dos pilares e comportas que exigiriam a realização de moldes adequados para a sua execução, acabou por se abandonar esta ideia. Na realidade isso implicaria a existência de uma oficina devidamente equipada e montada, bem como de pessoal preparado para esta tarefa, não dispondo a Faculdade, nessa altura, de condições para o efeito.

Estes factos, aliados à possibilidade de uma melhor visualização do escoamento e também de se conseguir efectuar um modelo com controlo de geometria mais seguro e com características que permitissem a sua utilização em ensaios posteriores, levou a que a opção recaísse sobre um modelo executado em perspex.

Deste modo a execução do modelo foi realizada por uma firma especializada neste tipo de material, o que conjugado com algumas condicionantes relativas à especificidade do trabalho em questão, viria a atrasar a sua execução.

Apresentam-se de seguida o corte do modelo e pormenores das comportas e pilares realizados para a execução do modelo utilizado.

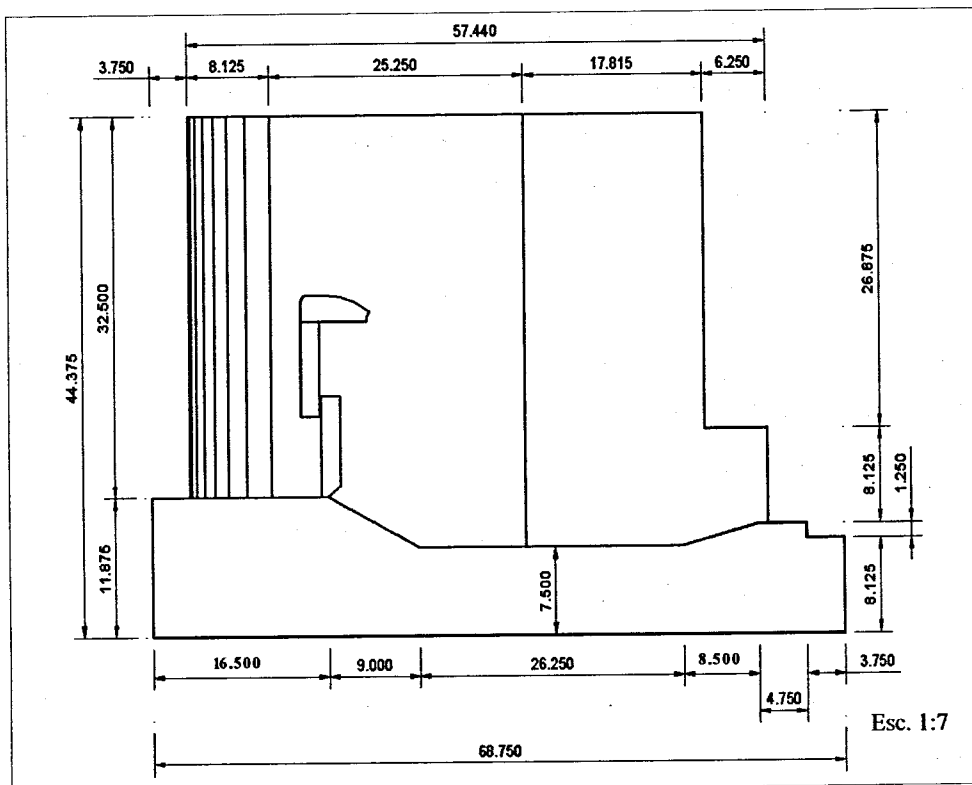


Figura 4.6 - Definição do modelo utilizado - Corte

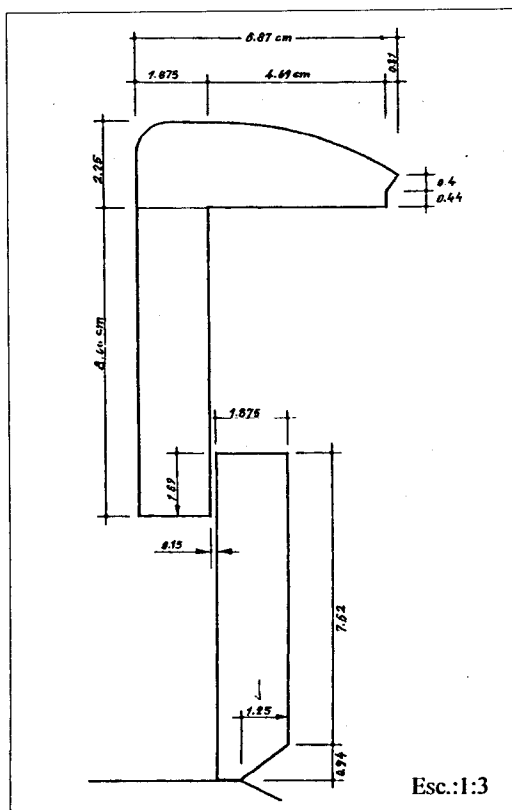


Figura 4.7 - Comportas

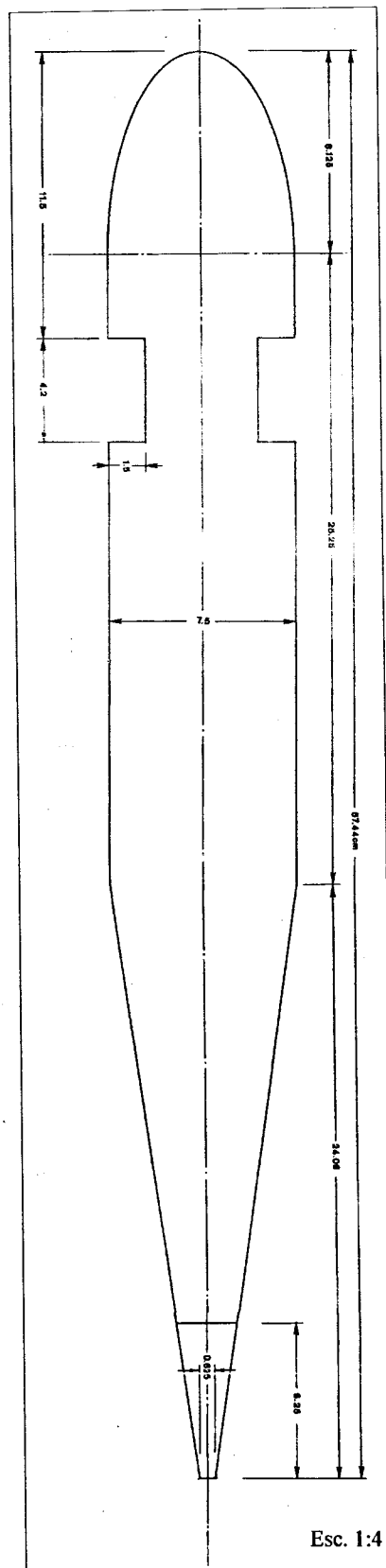


Figura 4.8 - Pilar

* As medidas referenciadas estão expressas em cm

Para a realização do modelo foi necessário definir com o devido rigor todos os pormenores do aproveitamento à escala, efectuando-se as devidas alterações nesta redução.



Fotografia 4.1
Elemento superior das comportas



Fotografia 4.2
Elemento inferior das comportas

Algumas das alterações necessárias estiveram relacionadas com a concepção das comportas, seu suporte e vedações devido à dificuldade de encontrar soluções que se afigurassem inteiramente adequadas, quer para a escala escolhida, quer para os objectivos e rigor pretendidos pelo ensaio.

No entanto, em relação às vedações das comportas, após a realização de alguns ensaios, verificou-se que a vedação não era satisfatória, tendo sido necessário melhorar a solução adoptada.

Também no que diz respeito às ligações entre os diversos elementos, pilares, bacia de dissipação e comportas, houve especial cuidado, de maneira a que tudo funcionasse adequadamente.

Dadas as grandes dimensões apresentadas pela bacia de dissipação, que provocariam grandes dificuldades, na sua execução, transporte e montagem no local, optou-se por executá-la por módulos, que foram unidos por colagem.

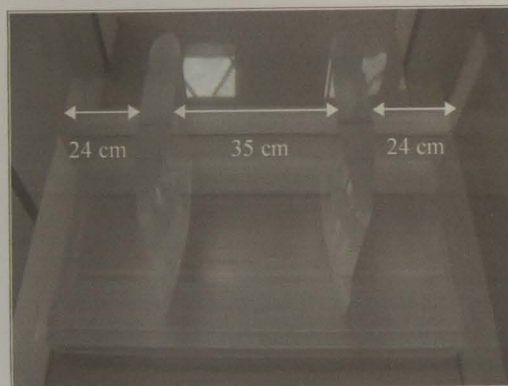


Fotografia 4.3 - Pilares

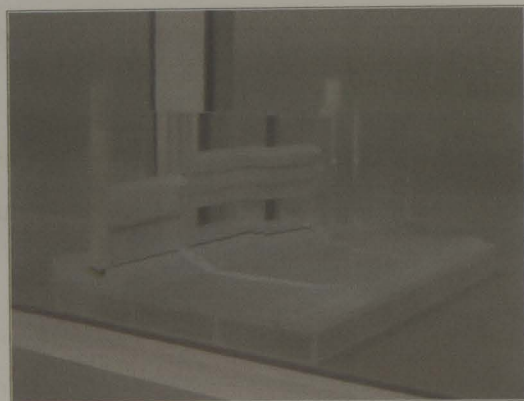
4.2.3 Montagem do Modelo

Procedeu-se à montagem do modelo, no canal (largo) do Laboratório de Hidráulica Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP, na quinta janela a contar de montante, tal como referido.

O vão central é o único que reproduz um vão completo do aproveitamento modelado, apresentando 35 cm de desenvolvimento. Os dois vãos laterais foram dimensionados, aproveitando o restante espaço disponível de forma a que existisse um plano de simetria a meio vão, do vão central, pelo que ficaram com 24 cm de desenvolvimento (Fotografia 4.4).



Fotografia 4.4 - Montagem do modelo



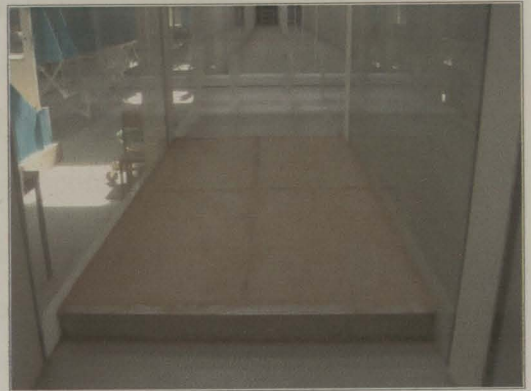
Fotografias 4.5 e 4.6 - Montagem do modelo – Vista lateral e vista de frente (de jusante)

Foi ainda necessário, para ajustar as dimensões do modelo ao canal, colocar umas réguas de perspex, lateralmente, junto aos vidros.

Uma vez que se objectivou estudar a zona a jusante mais sujeita à erosão, devida à energia dissipada pela descarga de uma cheia, optou-se por simular, com fundo móvel, apenas a zona do tapete de enrocamento, consecutiva à bacia de dissipação.

Para evitar um desnível a jusante do tapete de enrocamento que influenciava os resultados concebeu-se e executou-se um fundo fixo, em argamassa.

Este fundo fixo, com um comprimento total de cerca de 2 m foi construído juntando quatro placas de 50 cm de largura e 1 m de comprimento, assentes em réguas com 1 m de largura, executadas em argamassa, para calçamento e nivelamento (Fotografia 4.7).



Fotografia 4.7 - Fundo fixo de jusante

Para simular o fundo aluvionar do rio e a sua rugosidade, a camada superior destas placas teve um acabamento a areia fina.

Para os ensaios, o fundo a montante foi revestido com placas de perspex, assentes sobre travessas de madeira, a fim de vencer o desnível criado pelo modelo relativo ao fundo do canal e de modo a que esta transição fosse realizada de forma suave, sem dar origem a qualquer degrau. Realizaram-se dois troços distintos: o primeiro em rampa, com cerca de 2 m em projecção horizontal, subindo desde o piso do canal até ao nível de coroamento da base do modelo e um segundo plano, de nível, com cerca de 1 m de comprimento, até à extremidade de montante do modelo.



Fotografia 4.8
Fundo fixo de perspex

Após os 1^{os} ensaios efectuados constatou-se a necessidade de remediar algumas causas de erro. Para não existirem infiltrações de água que provocavam efeitos de “piping”, e correspondente erosão no tapete de enrocamento, provocada por este fenómeno, foi preciso vedar os fundos fixos colocados a montante e jusante com bastante cuidado, pelo que inicialmente se utilizou silicone. Esta solução mostrou-se ineficaz, tendo-se retirado o fundo fixo de montante, para proceder à raspagem da superfície, substituindo a silicone por betume, com obtenção de melhores resultados.

Constatou-se, ainda, que no escoamento superior, havia perturbações nas comportas laterais devido à folga existente entre estas e os vidros, como é visível na Fotografia 4.9.

Preencheram-se estas folgas, com réguas de perspex (Fotografia 4.10) que através do prolongamento do suporte das comportas nos vidros permitiram obter o resultado desejado como se pode observar nas Fotografias 4.11 e 4.12.



Fotografia 4.9 - Ensaio realizado –
Problema com o escoamento
da comporta lateral



Fotografia 4.10
Réguas de perspex



Fotografias 4.11 e 4.12 - Escoamento nas comportas laterais
após colocação das réguas de perspex

Após diversos ensaios o sistema de vedações utilizado nas comportas deixou de ser eficaz, tendo sido feita nova correcção, desta vez com borracha, reforçando-se ainda esta vedação com uma massa semelhante à plasticina permitindo, assim, evitar as perdas verificadas pelas comportas.

4.2.4 Tapete de Enrocamento de Protecção do Aproveitamento de Crestuma (tapete A)

Quanto à reprodução, à escala, do tapete de enrocamento, existente no aproveitamento de Crestuma, representado nas Figuras 4.9 e 4.10, colocaram-se várias hipóteses relativamente aos materiais e granulometrias a utilizar.

Segundo o primeiro relatório do LNEC (1972), já mencionado, o comprimento total previsto para o tapete de enrocamento era 70 m a que corresponderia, à escala, no

modelo 87,5 cm, tendo sido preparado o fundo segundo este pressuposto, ficando apenas observável 85,0 cm, na janela de vidro do canal utilizada para as medições, já que o restante, 2,5 cm, se encontrava oculto pela moldura da janela (Figura 7.1).

Pelo conhecimento posterior do 2º relatório do LNEC (1985), verificou-se ter havido alteração do comprimento total do tapete de enrocamento, que passou a ser de 80 m (Figura 4.9), a que à escala, no modelo corresponderia a 100,0 cm.

Não sendo viável a alteração de posicionamento do modelo, no canal, para corresponder a essa mudança, foram fielmente reproduzidas as três primeiras camadas (60 m, que correspondem a 75,0 cm), tendo-se encurtado o comprimento da última, o que não causou inconveniente pois, a partir dos 87,5 cm estava instalado o fundo fixo de argamassa de jusante, descrito anteriormente, que foi concebido de forma a simular o leito do rio. Esta situação não impediu a obtenção das medições necessárias à consecução dos objectivos propostos, uma vez que a granulometria do material da zona do tapete de enrocamento não observável correspondia sensivelmente à do fundo aluvionar.

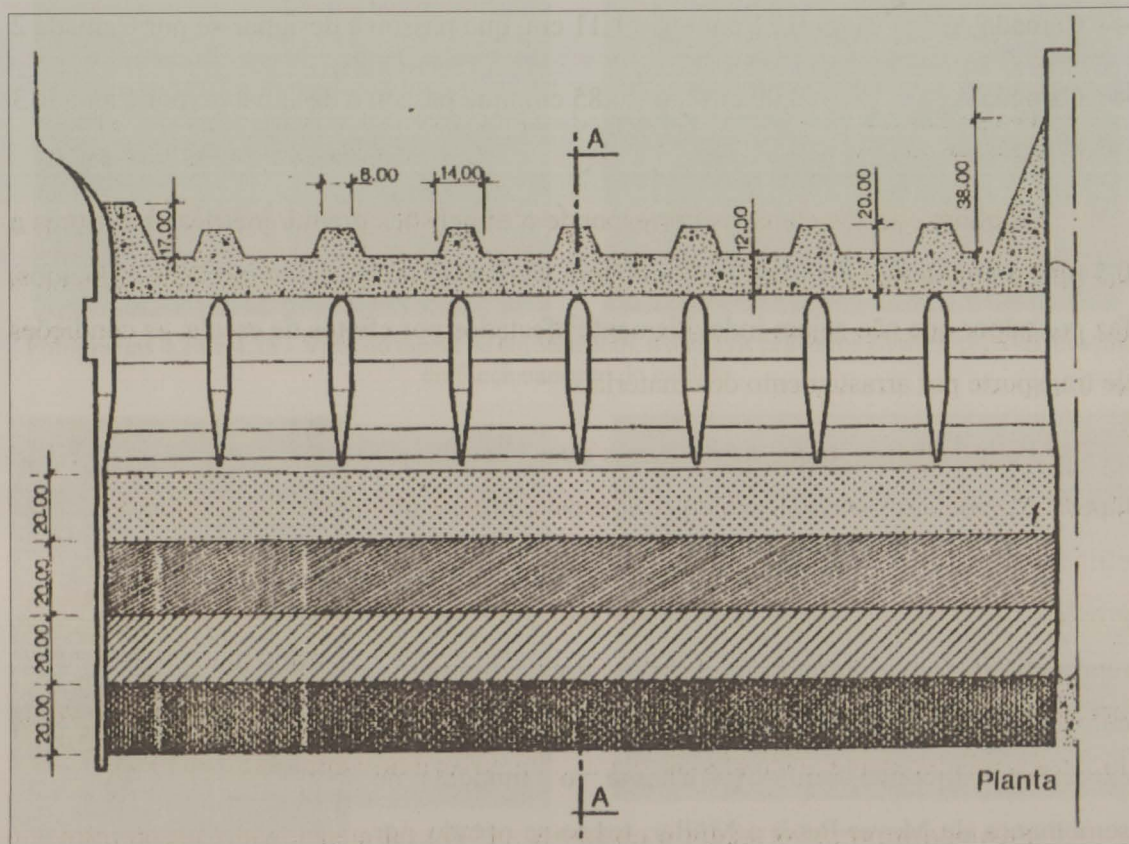


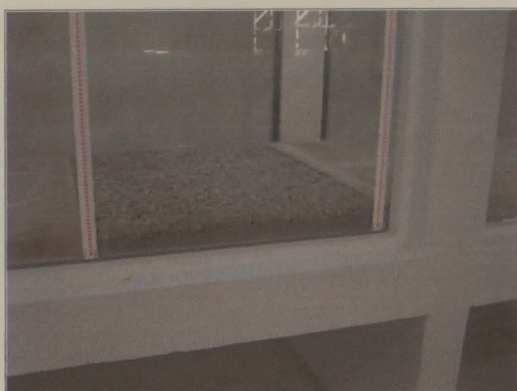
Figura 4.9 - Tapete de enrocamento de Crestuma - Planta, LNEC 1985 (Fig.5)

Na execução dos tapetes de enrocamento, e para a caracterização da fossa de erosão, utilizou-se uma régua especialmente concebida para o efeito, com a largura do canal, tendo-se verificado o adequado posicionamento do leito com o nível.

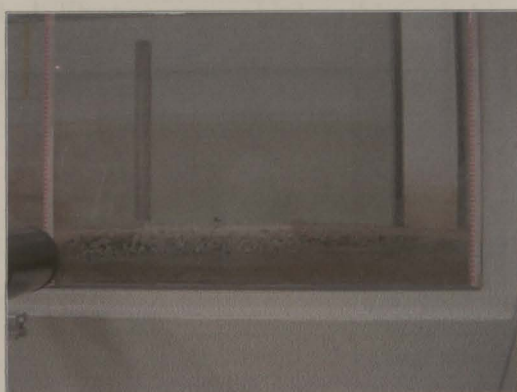
Foram analisadas amostras dos materiais do enrocamento utilizados, tendo-se determinado a densidade dos diferentes materiais. Por comparação com os valores médios definidos nas Tabelas Técnicas, concluiu-se que cada um destes se encontrava dentro do respectivo intervalo.

Assim consideraram-se para os diferentes materiais utilizados, os seguintes valores do peso volúmico:

- material britado (granito) 26 KN/m^3
- areia 16 KN/m^3
- areia húmida 18 KN/m^3



Fotografias 4.14 e 4.15 - Vista do tapete de enrocamento, à data dos primeiros ensaios, para verificação do funcionamento do modelo



Fotografias 4.16 e 4.17 - Vista do tapete de enrocamento, à data das primeiras medições com laser

4.2.5 Dimensionamento dos Tapetes B e C

Refira-se que no âmbito desta tese se utilizaram mais dois tapetes de enrocamento, para além daquele que reproduz o existente no Aproveitamento de Crestuma, atrás mencionado, que se designou por tapete A. A esses dois tapetes foi atribuída as designações de tapetes B e C.

Para a obtenção da camada 1 do tapete B, a granulometria foi escolhida de forma a que o valor médio das suas dimensões fosse exequível à escala real, quer em termos de transporte, quer economicamente. Optou-se pela dimensão média de 2,00 cm, que no protótipo corresponderia a 1,60 m, o que possibilitou a utilização de um material com granulometria comercial normalizada (brita 15-25), isto é, com dimensões 15 mm – 25 mm.

A camada 1 do tapete C foi obtida por aplicação da fórmula de dimensionamento proposta pelo U.S. Corps of Engineers, usada no Escalão de Crestuma Projecto, 1972:

$$d \geq K \cdot \frac{U^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \quad (4.12)$$

K – coeficiente que tem em conta as condições de turbulência do escoamento

K = 1,00 – escoamentos turbulentos - Escalão de Crestuma Projecto, 1972

K = 1,35 – escoamentos muito turbulentos - LNEC, 1985

Assim, considerou-se o valor da velocidade média obtido para o perfil 1 do tapete A ($U = 0,86$ m/s), o valor de $K = 1,35$, uma vez que o escoamento era muito turbulento e obteve-se a dimensão média de aproximadamente 3,00 cm para a granulometria da camada 1 do tapete C.

A constituição das camadas 2 e 3 dos tapetes B e C foi planeada respeitando o critério de proporcionalidade com as correspondentes camadas do tapete A, tendo como base a relação entre a camada 1 desses tapetes e a camada 1 do tapete A.



Fotografias 4.18 e 4.19 - Tapetes B e C, respectivamente

Na tabela seguinte apresentam-se as características das três diferentes camadas de granulometria utilizadas para realizar cada um dos tapetes de enrocamento referidos anteriormente.

Tabela 4.3 - Características granulométricas dos três tapetes de enrocamento utilizados

		Tapete A (Crestuma)	Tapete B	Tapete C (Fórmula de dimensionamento)
		(cm)		
Camada 1	d₃₅	1,32	1,85	2,85
	d₅₀	1,50	2,00	3,00
	d₆₅	1,55	2,15	3,15
	d₇₅	1,60	2,25	3,25
	d₈₄	1,76	2,34	3,34
	d₈₅	1,77	2,35	3,35
	d₉₀	1,81	2,40	3,40
Camada 2	d₃₅	0,72	0,85	1,19
	d₅₀	0,80	1,00	1,35
	d₆₅	0,82	1,15	1,52
	d₇₅	0,90	1,25	1,63
	d₈₄	1,36	1,34	1,72
	d₈₅	1,37	1,35	1,74
	d₉₀	1,41	1,40	1,80
Camada 3	d₃₅	0,66	0,71	0,95
	d₅₀	0,70	0,75	1,05
	d₆₅	0,75	0,80	1,16
	d₇₅	0,80	0,83	1,22
	d₈₄	1,12	0,85	1,23
	d₈₅	1,17	0,86	1,30
	d₉₀	1,20	0,87	1,33

Capítulo 5 – Instalações e Procedimento Experimental

5 Instalações e Procedimento Experimental

5.1 Introdução

Neste capítulo procede-se à descrição do canal (largo) do laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP e do seu modo de funcionamento.

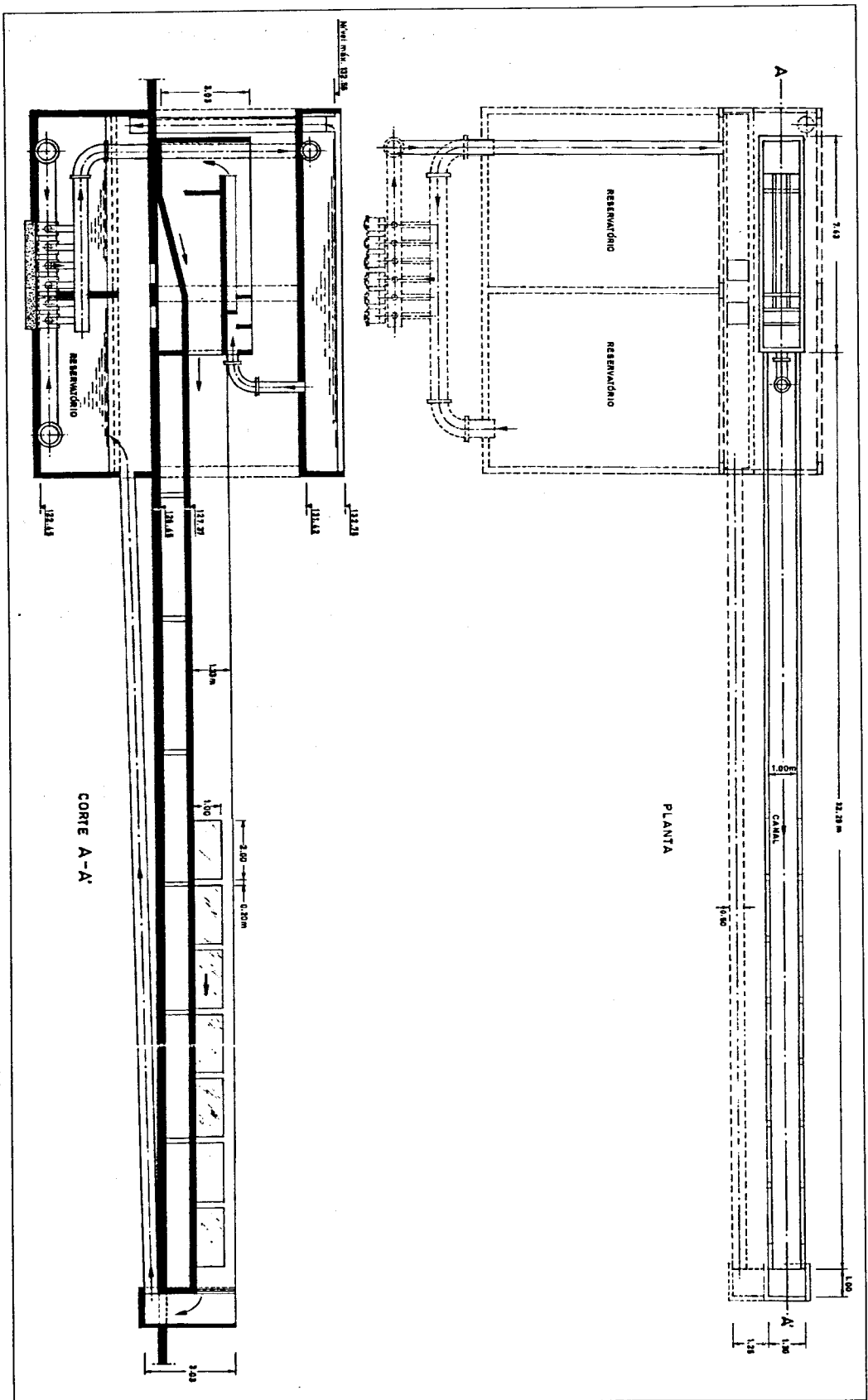
Elabora-se ainda uma breve síntese da situação das instalações, dos equipamentos a montar, ensaios e trabalhos complementares necessários à execução da tese.

Caracteriza-se também o equipamento a utilizar na medição das variáveis que se pretende estudar e define-se o esquema de medidas.

5.2 Descrição do canal e respectivo circuito hidráulico

Como se pode ver pela planta e corte apresentados de seguida, na Figura 5.1, a água é bombada de 2 reservatórios, situados a nível inferior (sob o piso da zona laboratorial), com 6,0 m de largura, 8,0 m de comprimento e 2,5 m de altura, com fundo situado à cota 122,45. A água é bombada destes reservatórios por 4 bombas associadas em paralelo. No entanto a instalação está preparada para a colocação de mais duas bombas, se necessário.

A ligação ao canal faz-se por uma conduta de 500 mm de diâmetro que alimenta um reservatório de dimensões 12,3 m por 3,3 m, e 1,3 m de altura, com fundo situado à cota 131,42, acima do canal, permitindo que o nível máximo de água atinja a cota de 132,56. Neste reservatório existe uma estrutura (“drop-line”), que mantém o nível da água constante, permitindo assim que o caudal de alimentação do canal seja constante.



As bombas utilizadas para alimentação do canal são da marca EFACEC, de dois modelos distintos, com as seguintes características:

⇒ Modelo 1 (três unidades)

$Q = 108 \text{ m}^3/\text{h} \approx 0,030 \text{ m}^3/\text{s} \approx 30,00 \text{ l/s}$
 $H = 12 \text{ m}$ $N = 1440 \text{ rpm}$ $f = 50 \text{ Hz}$
 $\Phi = 0,80$ $A = 7,5 \text{ CV}$ $P = 5,5 \text{ kW}$

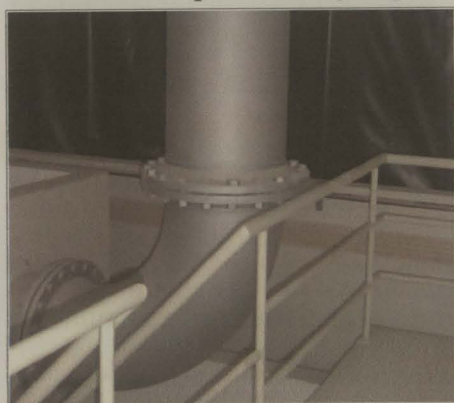
⇒ Modelo 2 (uma unidade)

$Q = 210 \text{ m}^3/\text{h} \approx 0,05833 \text{ m}^3/\text{s} \approx 58,33 \text{ l/s}$
 $H = 12 \text{ m}$ $N = 1450 \text{ rpm}$ $f = 50 \text{ Hz}$
 $\Phi = 0,85$ $A = 20 \text{ CV}/14,7 \text{ kW}$ $P = 5,5 \text{ kW}$



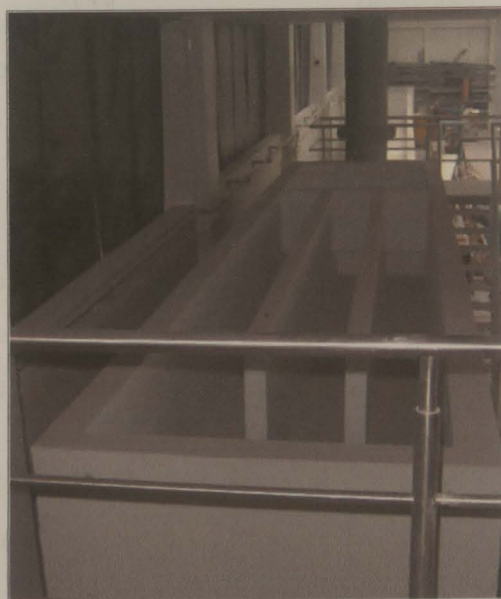
Fotografia 5.1 - Aspecto geral das bombas

O transporte da água para o canal propriamente dito é feito através de uma conduta de 500 mm de diâmetro, que liga este reservatório superior à zona de alimentação do canal. Esta é constituída por uma área superior destinada à tranquilização do escoamento, que se poderá designar por zona de tranquilização, com 6,0 m de comprimento e 1,5 m de largura. Aqui podem-se distinguir três troços:



Fotografia 5.2 - Conduta que alimenta o canal (Outubro 2001)

um inicial, com 1,5 m de comprimento, interrompido por uma parede vertical colocada transversalmente ao canal, com altura de 0,4 m, constituindo um primeiro obstáculo, seguindo-se um segundo troço, com 4,5 m de comprimento em que o escoamento é conduzido por três canais, separados por duas paredes verticais paralelas ao eixo longitudinal do canal, também com 0,4 m de altura. A água é introduzida no canal através de uma queda de cerca de 2,0 m de



Fotografia 5.3 - Zona de alimentação do canal (zona de tranquilização)

altura. Quer as paredes transversais e longitudinais, quer a queda de água se destinam a aumentar a dissipação de energia.

O primeiro troço do canal é constituído por uma zona com 7,4 m de comprimento, 1,6 m de largura e 3,0 m de altura, tem uma parte com fundo plano de comprimento 1,8 m e outra parte com fundo inclinado, com 3,5 m de comprimento, a partir do qual se atinge o nível do fundo do canal propriamente dito. O canal, descoberto superiormente, tem fundo com inclinação de 0,5%, comprimento de 32,3 m e secção transversal rectangular com 1,00 m de largura e 1,33 m de altura, sendo a cota do fundo à entrada desta zona de 127,37.

A parte terminal do canal tem 7 janelas, em vidro, com 2,00 m de comprimento e 1,00 m de altura, para permitir a fácil visualização do escoamento e a realização de medições com recurso a equipamento não intrusivo do escoamento (anemometria laser, neste caso). Na extremidade, a jusante do canal, foi colocada uma comporta plana vertical, que funciona como descarregador, permitindo regular a altura de escoamento no canal.

A jusante do canal a água é encaminhada para o circuito de retorno, constituído por uma conduta de 500 mm de diâmetro, instalada sob o piso térreo da zona laboratorial, que conduz a água a um canal enterrado, para daí ser encaminhada novamente para os reservatórios inferiores, circulando a água em circuito fechado.

5.3 Estado das instalações. Trabalhos, equipamentos complementares e ensaios

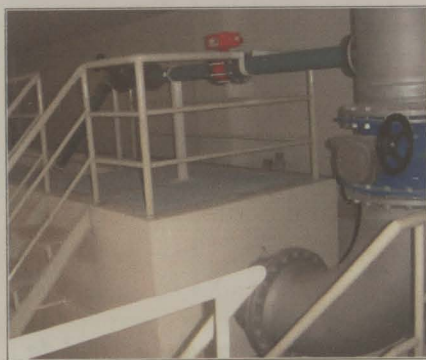
Com a mudança de instalações da FEUP e seus Laboratórios para a zona da Asprela, o canal grande do Laboratório de Hidráulica foi utilizado pela primeira vez, no âmbito desta tese. Foi portanto necessário proceder a uma análise do estado das instalações e equipamentos complementares para proceder à realização dos trabalhos, e ensaios necessários à execução da tese. Estes procedimentos serão descritos de forma sintética no **Anexo A**.

Para o controlo e medição dos caudais de entrada no canal utilizou-se um medidor electromagnético de caudal.

O referido medidor, existente no Laboratório de Hidráulica da FEUP, é um Sparling Waterhawk, Series 600 flangeless Version.



Fotografia 5.4
Pormenor da zona de alimentação eléctrica do medidor de caudal



Fotografia 5.5
Derivação para o medidor de caudal

A gama de caudais utilizados permitiu a derivação de caudal através de uma conduta de 100 mm de diâmetro, inserida na conduta de $\Phi 500$, imediatamente a montante da válvula reguladora de caudal aí existente (Figura 5.5).

O medidor de caudais acima referido, cujas características se apresentam na Tabela 5.1, foi instalado na conduta de derivação descrita.

Tabela 5.1 - Características do medidor electromagnético de caudal

Dimensões do medidor		Caudal (m^3/s)			Dimensões		
NOM	REAL	Tolerância ($\pm 2\%$)	Mínimo	Máximo	A	B	C
mm	mm	$U = 0.305 \text{ m/s}$	$U = 0.914 \text{ m/s}$	$U = 10.06 \text{ m/s}$	mm	mm	mm
101.6	96.52	$2,2 \times 10^{-3}$	$6,62 \times 10^{-3}$	$72,9 \times 10^{-3}$	310	168	154

Figura 5.2 - Dimensões

Verificou-se ainda a necessidade da instalação de um medidor de nível, para se poder calibrar e controlar com maior precisão o caudal que sai do canal através da comporta de jusante.

Optou-se assim por instalar um medidor ultra-sónico de nível existente na FEUP, um Bestobell Mobrey MSP 90 Level Measurement System, constituído por 3 componentes, a Unidade de Controlo, o Sensor e a Unidade de Programação.



Fotografia 5.6 – Sensor

O medidor de nível foi instalado de maneira a que ficasse a uma distância compreendida entre **0,4 m e 10 m** da superfície livre. O erro do aparelho é de **0,4%**. O medidor instalado é do tipo MSP 90 – S1 2 F, o que significa que é flangeado e que tem compensação de temperatura, ou seja corrige os valores de acordo com a variação de temperatura.



Fotografia 5.7
Unidade de Controlo



Fotografia 5.8
Unidade de Programação

Houve que verificar o funcionamento de todos os equipamentos instalados no canal e proceder à sua calibração.

Os procedimentos tomados para realizar estas tarefas são descritos em seguida.

5.3.1 Calibração dos Equipamentos e Dispositivos de controlo do caudal e nível de escoamento

5.3.1.1 Medidor Electromagnético de Caudal

Para a calibração do medidor electromagnético de caudal utilizou-se um reservatório calibrado, com um volume máximo de 210 L e um cronómetro. Procedeu-se à leitura tendo-se efectuado no mínimo duas medições para cada um dos valores de caudais indicados, no mostrador do medidor tendo-se registado a variação de volume do reservatório calibrado ocorrida durante o tempo cronometrado. Foram comparados depois os valores do caudal real, através do quociente entre a variação de volume e o tempo cronometrado, com o valor de caudal indicado pelo medidor. O erro de leitura no reservatório é de 0,5 L e no cronómetro de 0,05 s.



Fotografia 5.9
Reservatório para calibração do medidor de caudal

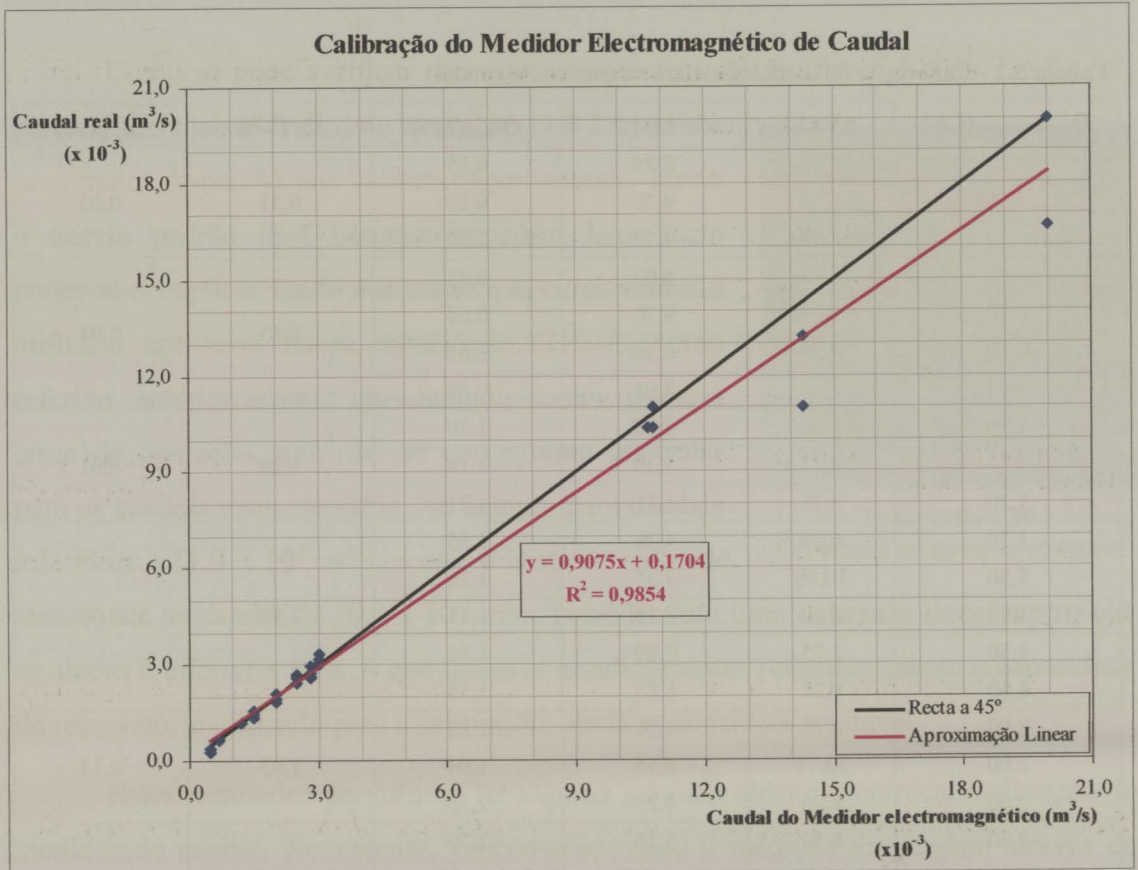


Gráfico 5.1 - Gráfico da calibração do medidor electromagnético de caudal

Os cálculos efectuados basearam-se nas seguintes expressões:

$$Q_{\text{real}} = \frac{\Delta V}{t} = \frac{V_f - V_i}{t} \quad (5.1)$$

Valor médio do caudal
$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{\text{real}}}{n} \quad (5.2)$$

Desvio padrão
$$S_Q = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Q_{\text{real}} - \bar{Q})^2} \quad (5.3)$$

Na Tabela 5.2 encontra-se o conjunto dos resultados dos cálculos efectuados.

Tabela 5.2 - Calibração do medidor electromagnético de caudal

$Q_{\text{Caudalimetro}} \text{ (L/s)}$	$\Delta V \text{ (L)}$	$t \text{ (s)}$	$Q_{\text{Real}} \text{ (L/s)}$	$\bar{Q} \text{ (L/s)}$	$S_Q \text{ (L/s)}$
0,50	2,90	8,25	0,35	0,31	0,03
0,50	2,85	9,70	0,29		
0,50	2,85	9,75	0,29		
0,70	3,25	5,00	0,65	0,65	0,04
0,70	6,25	9,70	0,64		
0,70	4,00	6,30	0,63		
0,70	2,50	3,65	0,68		
1,20	6,00	5,00	1,20	1,20	0,01
1,20	6,25	5,30	1,18		
1,20	3,75	3,11	1,21		
1,50	6,50	4,20	1,55	1,41	0,09
1,50	10,00	7,35	1,36		
1,50	6,00	4,15	1,45		
1,50	3,75	2,80	1,34		
1,50	9,25	6,85	1,35		
2,00	8,75	4,80	1,82	1,95	0,14
2,00	10,75	5,55	1,94		
2,00	8,80	4,20	2,10		
2,50	8,50	3,15	2,70	2,61	0,11
2,50	11,50	4,30	2,67		
2,50	13,50	5,10	2,65		
2,50	8,75	3,60	2,43		
2,50	6,25	2,40	2,60		
2,50	9,25	6,85	1,35		
2,80	11,00	3,70	2,97	2,74	0,17
2,80	14,10	8,80	2,74		
2,80	15,40	5,80	2,66		
2,80	11,00	4,25	2,59		
3,00	10,25	3,40	3,01	3,12	0,14
3,00	20,50	6,65	3,08		
3,00	27,50	9,10	3,02		
3,00	9,75	3,10	3,15		
3,00	13,75	4,10	3,35		
10,70	45,50	4,40	10,34	10,37	0,04
10,70	66,50	6,40	10,39		
10,80	66,50	6,05	10,99	10,69	0,43
10,80	54,00	5,20	10,38		
14,30	66,00	5,00	13,20	12,10	1,56
14,30	69,25	6,30	10,99		
20,00	70,00	4,20	16,67	18,33	2,36
20,00	83,00	4,15	20,00		

Como se pode verificar através da observação do Gráfico 5.1 e da Tabela 5.2, para valores mais elevados do caudal ($> 11,0$ L/s) existe uma maior dispersão nos valores experimentais, sendo o desvio padrão (S_0) bastante superior. Este facto poder-se-á explicar tendo em conta que o reservatório utilizado apresenta baixa capacidade (210 L, como referido anteriormente), introduzindo assim grandes erros de operação, que não se conseguiam controlar para os caudais mais elevados. No entanto para caudais inferiores a $11,0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, o erro é bastante reduzido, mesmo até ao caudal de $20,0 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$, considerando uma regressão linear o erro que se obtém é inferior a 10%, o que dadas as condicionantes referidas quanto à capacidade do reservatório utilizado para a calibração, ainda se considera aceitável.



Fotografia 5.10
Calibração do medidor de caudal

Estes resultados permitiram ter alguma garantia quanto à correcta calibração do medidor de caudal. No entanto, procedeu-se ainda à medição de caudais através da queda livre no canal, uma vez que esta permite medir os caudais. Para tal utilizou-se o seguinte raciocínio:

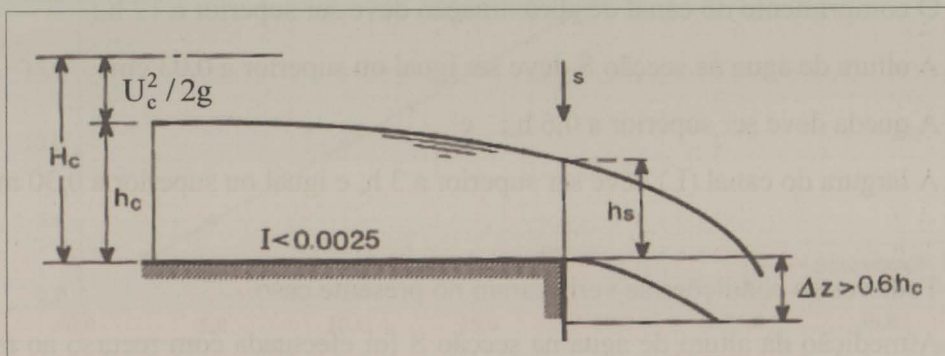


Figura 5.3 - Medição de caudais através da queda livre, Lencastre 1996 (pg. 341)

Quando temos um canal rectangular sem contracção lateral, como é o caso, a montante da secção de queda, na zona onde ainda se verifica paralelismo das linhas de corrente, tem-se regime crítico. Embora na prática seja difícil determinar qual a secção em que o regime é crítico, se se obtiver a altura de água na secção S, correspondente à

aresta de queda, segundo as experiências realizadas por Rouse (1936), confirmadas por outros investigadores, esta será igual a:

$$h_s = 0,715 \cdot h_c \quad (5.4)$$

Contudo, uma vez que o canal apresenta inclinação de 0,005, tem-se:

$$h_s = 0,715 \cdot h_c \cdot \cos\theta \quad (5.5)$$

Sendo o caudal escoado dado por:

$$Q = L \cdot \sqrt{g} \cdot \left[\frac{h_s}{0,715} \right]^{3/2} = 5,18 \cdot L \cdot h_s^{3/2} \quad (5.6)$$

E a altura crítica dada pela seguinte equação:

$$Fr = 1 \Leftrightarrow \frac{U}{\sqrt{gh_c}} = 1 \Leftrightarrow Q = L \cdot \sqrt{g} \cdot h_c^{3/2} \quad (5.7)$$

O erro cometido é da ordem de 2% a 3% se o valor de h_s for medido no meio do canal como ocorreu. Para que este raciocínio esteja correcto, têm que se verificar as seguintes condições:

- ⇒ O comprimento do canal de aproximação deve ser superior a $12 h_c$;
- ⇒ A altura de água na secção S deve ser igual ou superior a 0,03 cm;
- ⇒ A queda deve ser superior a $0,6 h_c$; e
- ⇒ A largura do canal (L) deve ser superior a $3 h_c$ e igual ou superior a 0,30 m.

Todas estas condições se verificaram no presente caso.

A medição da altura de água na secção S foi efectuada com recurso ao medidor ultra-sónico de nível, descrito anteriormente.

Os erros cometidos foram calculados pelas seguintes fórmulas:

$$\text{Erro}_{h_s} (\%) = \frac{|h_{\text{medidor nível}} - h_{s \text{ teórico}}|}{h_{s \text{ teórico}}} \cdot 100 \quad (5.8)$$

$$\text{Erro}_Q (\%) = \frac{|Q_{\text{caudalímetro}} - Q_{\text{teórico}}|}{Q_{\text{teórico}}} \cdot 100 \quad (5.9)$$

Tabela 5.3 - Medição do caudal por recurso à Queda Livre

$Q_{\text{Caudalímetro}} \text{ (L/s)}$	$h_{\text{medidor nível}} \text{ (m)}$	$h_c \text{ (m)}$	$h_s \text{ (m)}$	$\text{Erro}_h \text{ (\%)}$	$Q_{\text{teórico}} \text{ (L/s)}$	$\text{Erro}_Q \text{ (\%)}$
2,5	0,006	0,0086	0,0061	1,6	2,50	0,0
5,0	0,011	0,0137	0,0098	10,4	5,02	0,4
7,8	0,013	0,0184	0,0132	1,5	7,82	0,3
10,0	0,014	0,0217	0,0155	9,7	10,01	0,1
10,5	0,015	0,0224	0,0160	6,2	10,50	0,0
12,5	0,017	0,0252	0,0180	5,6	12,53	0,2
15,0	0,019	0,0284	0,0203	6,4	14,99	0,7
20,0	0,022	0,0344	0,0246	10,6	19,98	0,1
25,0	0,026	0,0399	0,0285	8,8	24,96	0,2
31,1	0,031	0,0462	0,0330	6,1	31,10	0,0

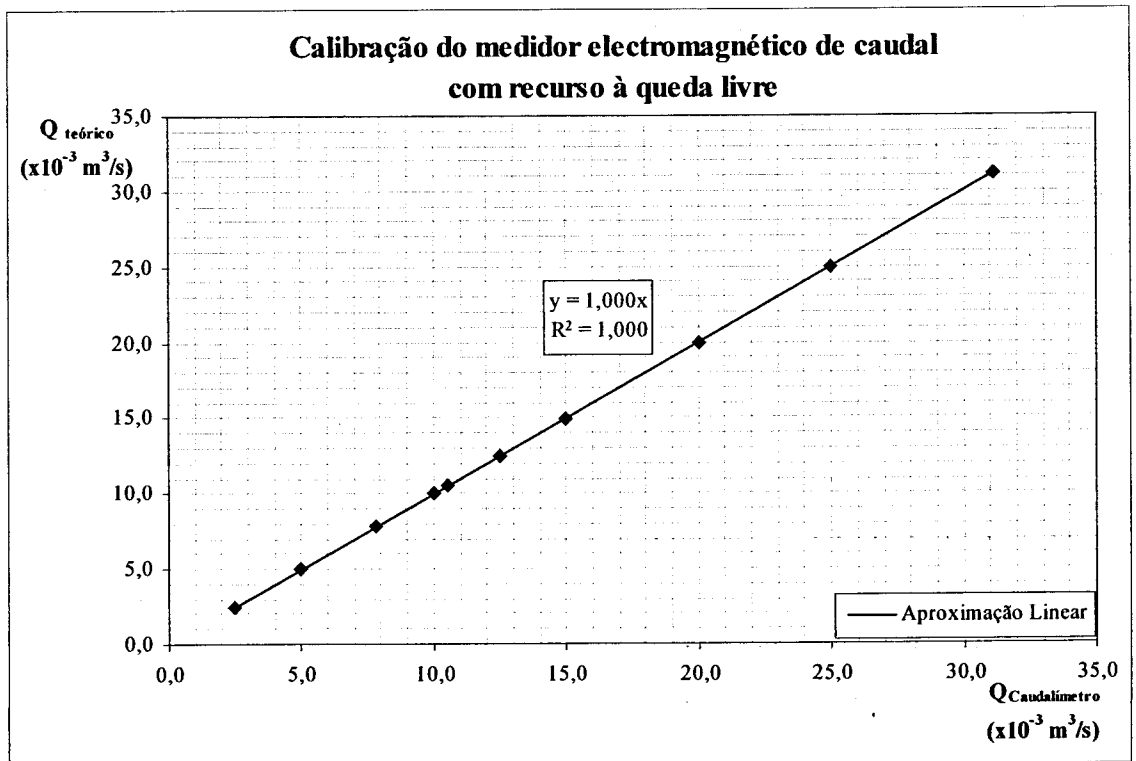


Gráfico 5.2 - Gráfico da calibração do medidor electromagnético de caudal com recurso à queda livre

Como se pode observar pela tabela e pelo gráfico anteriores os resultados obtidos pela medição de caudais com recurso à queda livre, permitiu confirmar os resultados obtidos pela anterior calibração, o que permite afirmar que o medidor electromagnético de caudal se encontrava a funcionar em boas condições, apresentando valores fiáveis.

Este dispositivo proporcionou valores que permitiram a adequada calibração do descarregador triangular e posteriormente do descarregador rectangular, através da comparação dos valores obtidos com os teóricos.



Fotografia 5.11 - Queda Livre

5.3.1.2 Medidor Ultra-Sónico de Nível

Em relação à calibração do medidor de nível, houve que ter atenção ao facto de o centro do sensor dever estar situado a uma distância mínima de 15 cm de qualquer parede ou obstáculo, o que foi respeitado: foi posicionado no centro do canal (transversalmente), a uma distância de 2,0 m da comporta de jusante do canal. O sensor encontra-se colocado 1,226 m acima do piso do canal, medida que foi verificada através da calibração deste instrumento.

A calibração foi efectuada pela medição da distância do sensor ao piso do canal, tendo-se depois colocado um objecto de dimensões conhecidas e verificado se a leitura apresentada no medidor de nível coincidia com a dimensão do objecto.

Dada a simplicidade do processo de calibração deste equipamento que apenas necessitava da verificação visual da coincidência de valores entre o objecto de dimensões conhecidas utilizado e o valor apresentado no visor do equipamento não se apresenta qualquer tabela ou gráfico desta calibração, ao contrário do que aconteceu para os outros equipamentos e dispositivos.



Fotografia 5.12
Calibração do medidor de nível

5.3.1.3 Curva de Vazão da Comporta de Jusante

A comporta de jusante foi concebida de modo a poder funcionar como um descarregador rectangular de Bazin, ou como um descarregador triangular, através da colocação de uma peça superiormente à comporta. Esta comporta é controlada por um motor eléctrico, sendo accionada através de um comando ou de um botão colocado na parede do canal, junto à mesma.



Fotografia 5.13
Descarregador Triangular

Inicialmente tencionava utilizar-se o descarregador triangular como controlo dos caudais de saída do canal, dada a maior sensibilidade em relação aos caudais mais pequenos apresentada por este, em comparação com o rectangular. Esta maior precisão em relação aos caudais mais pequenos pode ser facilmente explicada pela maior variação da altura (simultaneamente com a largura) da veia líquida em relação à crista do descarregador (vértice do triângulo), quando comparada com a que se verifica no descarregador rectangular.



Fotografia 5.14 - Descarregador Rectangular

Optou-se por calibrar os dois tipos de descarregadores, uma vez que nos ensaios preliminares, já com o modelo colocado no canal se verificaram alguns erros nas medições, introduzidos pelo uso do descarregador triangular, o que conduziu à suspeita de que este descarregador não seria o mais adequado para a gama de caudais a utilizar. Todos os cálculos efectuados relativamente a este descarregador são assim apresentados no **Anexo A**.

No entanto como se referiu anteriormente e pelas razões já apontadas desistiu-se da ideia inicial de utilizar o descarregador triangular, pelo que de seguida se apresenta a calibração do descarregador rectangular.

Descarregador Rectangular

A lei de vazão teórica de um Descarregador Rectangular sem contracção lateral, considerando velocidade de aproximação nula (ver **Anexo A**) é:

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (5.10)$$

Para se obter o caudal total real descarregado ter-se-á que introduzir na expressão anterior o coeficiente de vazão, representado por C_D :

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot C_D \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \Leftrightarrow Q_T = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (5.11)$$

L – largura do canal;

H – carga sobre o descarregador;

μ – coeficiente de vazão

O valor referido como habitual na literatura para o coeficiente de vazão C_D é de aproximadamente 0,62, sendo referido que μ costuma variar entre 0,40 e 0,55.

A determinação da lei de vazão do descarregador rectangular foi realizada recorrendo a diferentes métodos, tendo-se optado numa primeira abordagem por determinar o caudal descarregado recorrendo a quatro expressões empíricas aqui referidas:



Fotografia 5.15
Calibração do descarregador rectangular

Fórmula de Bazin (1898)

$$\mu = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \cdot \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{H}{H+p} \right)^2 \right] \quad (5.12)$$

p – altura do descarregador (correspondente à diferença entre a cota da crista do descarregador e a cota do piso do canal)

Esta expressão é válida dentro dos seguintes limites de aplicação:

$$0,08 \text{ m} < H < 0,70 \text{ m}; L > 4H; 0,2 \text{ m} < p < 2 \text{ m}.$$

O erro é de 1% a 2 %.

Esta fórmula deve ser aplicada a um descarregador de Bazin situado num canal rectilíneo de grande extensão para montante, com uma inclinação da ordem de 0,1%, sem quaisquer dispositivos de tranquilização do escoamento e com conveniente arejamento da lâmina descarregada.

No presente caso o canal analisado tem uma inclinação de 0,5% e dispõe de dispositivos de tranquilização do escoamento, não respeitando assim as condições impostas, mas uma vez que esta é uma fórmula amplamente divulgada optou-se ainda assim por analisá-la.

Fórmula de Rehbock

$$\mu = \frac{2}{3} \cdot \left(0,605 + \frac{1}{1050 \cdot H - 3} + 0,08 \cdot \frac{H}{p} \right) \quad (5.13)$$

Esta expressão é válida dentro do seguinte limite de aplicação: $H > 0,05$ m.

Fórmula S.I.A.S. (*Société des Ingénieurs et Architects Suisses* – 1947)

$$\mu = \frac{2}{3} \cdot 0,615 \cdot \left(1 + \frac{1}{1000 \cdot H + 1,6} \right) \cdot \left[1 + 0,5 \cdot \left(\frac{H}{H + p} \right)^2 \right] \quad (5.14)$$

Esta expressão é válida dentro dos seguintes limites de aplicação:

$$0,025 \text{ m} < H < 0,80 \text{ m}; \quad p < 0,3 \text{ m}; \quad H \leq p.$$

Esta fórmula deve ser aplicada a um descarregador de Bazin para montante do qual exista um trecho rectilíneo pouco extenso de canal, de fundo sensivelmente horizontal e com dispositivos de tranquilização do escoamento.

No presente caso, tendo o canal uma inclinação de 0,5%, com um troço rectilíneo para montante de cerca de 32,0 m, não respeita, assim, as condições impostas, sendo esta fórmula muito utilizada, optou-se por analisá-la.

Fórmula de White

$$Q = \left(0,564 + 0,0846 \cdot \frac{H}{p} \right) \cdot L \cdot \sqrt{g} \cdot H^{3/2} \quad (5.15)$$

Esta expressão é válida dentro dos seguintes limites de aplicação:

$$H \leq 2p.$$

O erro é de aproximadamente 2 %.

São apresentados de seguida os gráficos resultantes desta primeira abordagem e a análise destes resultados. As tabelas de valores obtidos pela aplicação deste método e a sua correspondente análise constam do **Anexo A**.

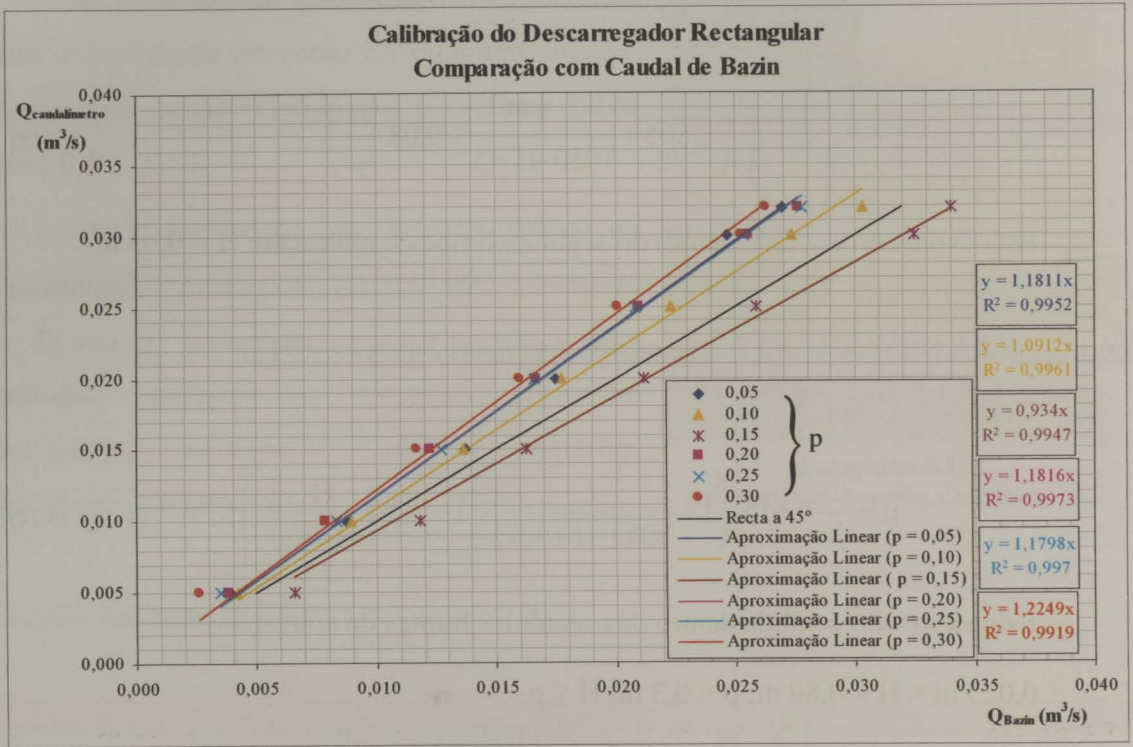


Gráfico 5.3 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de Bazin

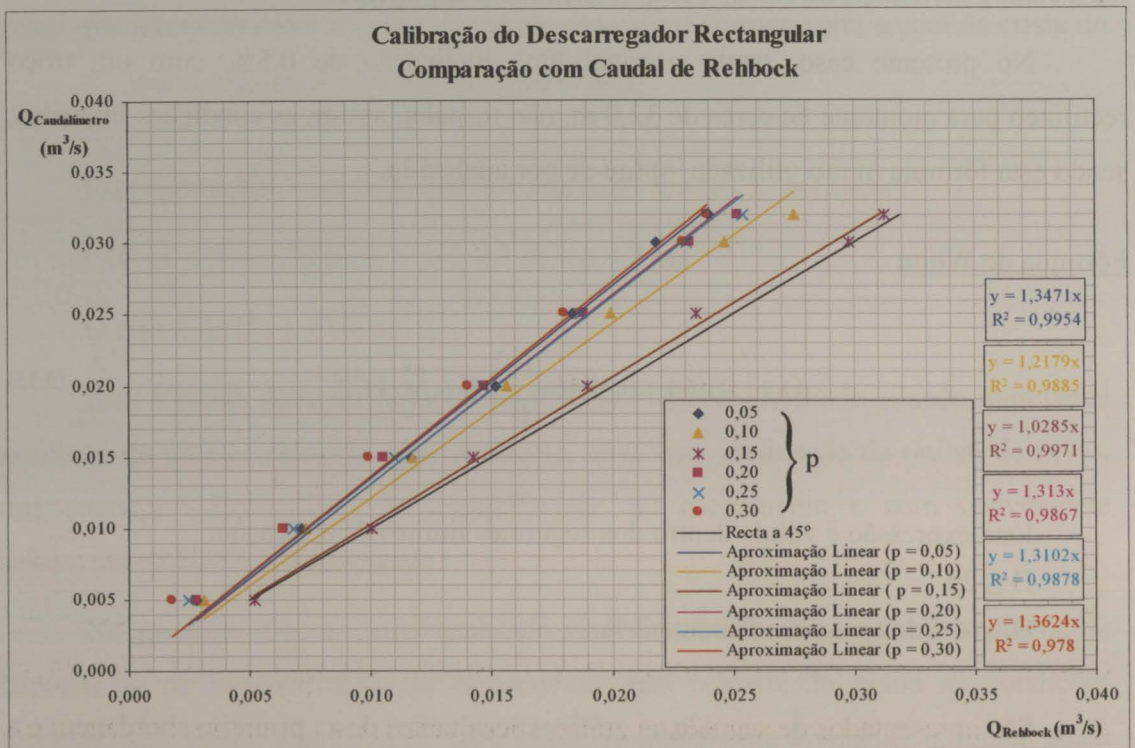


Gráfico 5.4 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de Rehbock

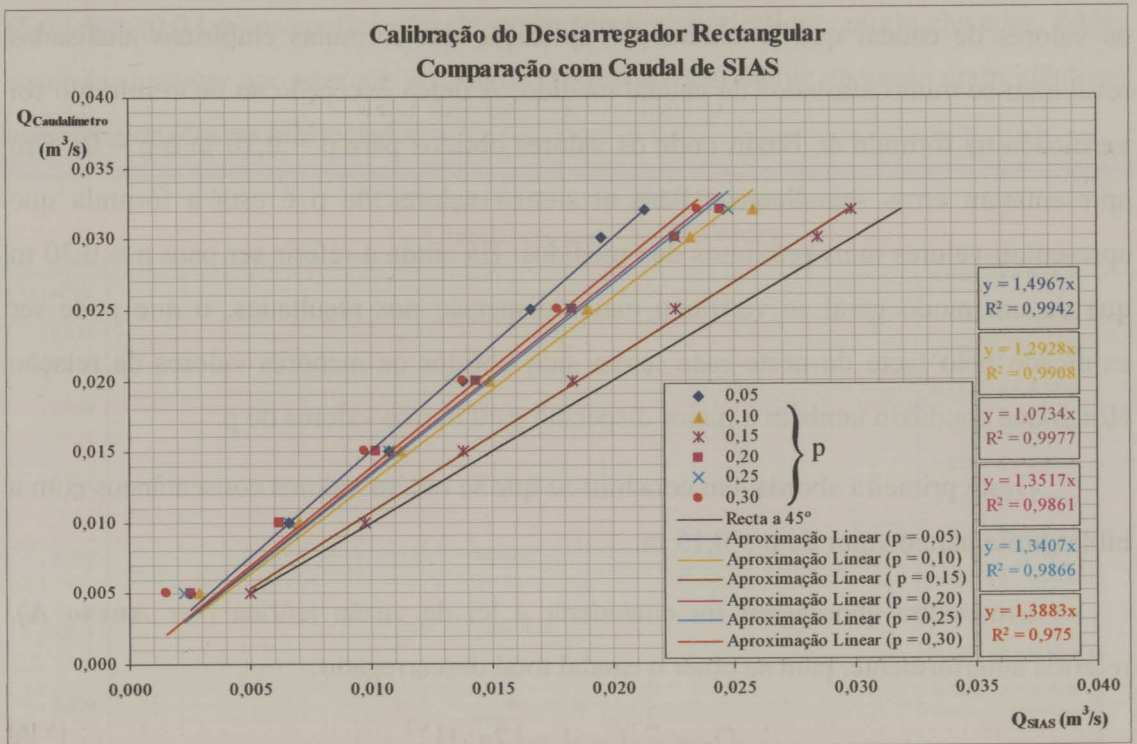


Gráfico 5.5 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de SIAS

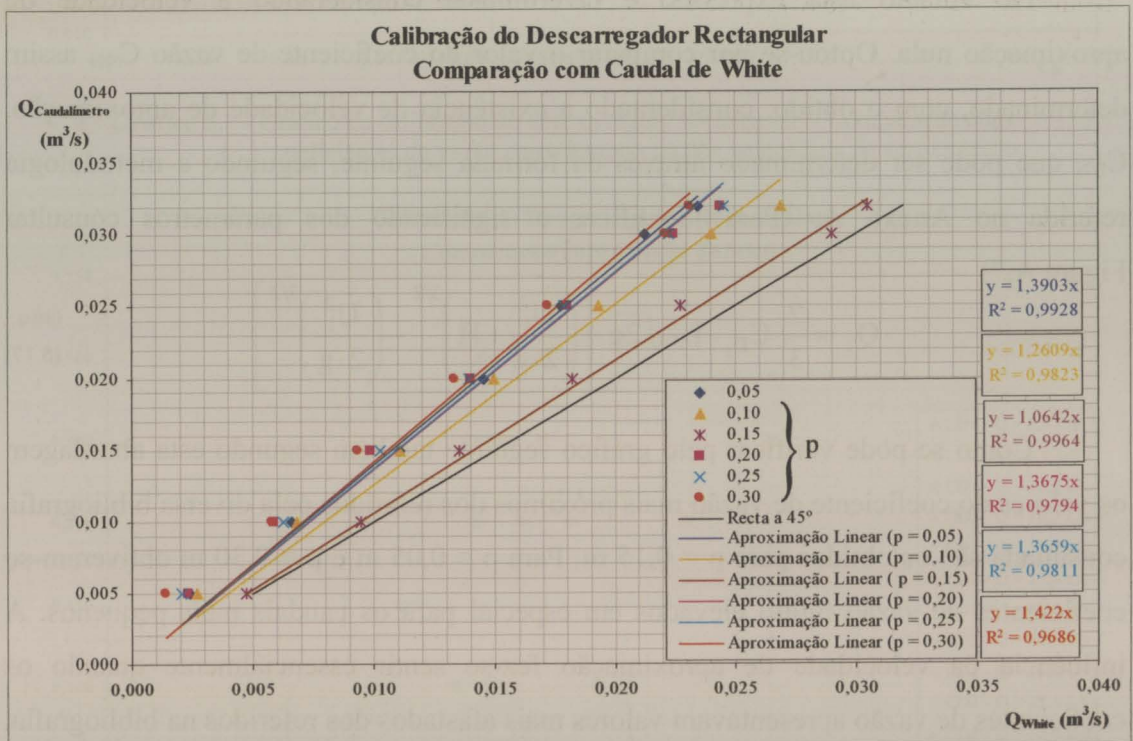


Gráfico 5.6 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com fórmula de White

Como se pode observar nos quatro gráficos anteriores, de um modo geral para quase todas as fórmulas apenas os valores correspondentes a $p = 0,15$ m são aceitáveis (sendo bastante próximos no caso da fórmula de Rehbock). Para os outros valores de p

os valores de caudal que se obtêm por aplicação das fórmulas empíricas analisadas revelaram-se muito afastados do caudal medido. A única excepção ao facto referido foi verificada na fórmula de Bazin onde os valores obtidos para $p = 0,10$ m e $p = 0,15$ m apresentaram erros semelhantes. Para os outros valores de p é esta a fórmula que apresentou valores mais próximos dos medidos. Há ainda a referir ser para $p = 0,30$ m que de um modo geral se verificou maior dispersão nos resultados, o que pode ser explicado pelo facto de neste caso terem sido obtidos os menores valores da relação H/p , o que conduziu também a maior dispersão para outros valores de p .

Desta primeira abordagem concluiu-se que se obtêm valores consentâneos com a bibliografia para o valor de $p = 0,15$ m.

Uma outra abordagem foi considerar a lei de vazão teórica (ver **Anexo A**), referida anteriormente, para se obter o caudal total descarregado:

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot C_D \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (5.16)$$

No entanto esta expressão é determinada considerando a velocidade de aproximação nula. Optou-se por comparar o valor do coeficiente de vazão C_{D1} , assim determinado, com o obtido, considerando a existência de velocidade de aproximação, C_{D2} , que pode ser determinado através da fórmula seguinte, seguindo a metodologia referida no **Anexo A**. (Para identificar o significado dos parâmetros consultar **Figura A.7**)

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot C_{D2} \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + H \right)^{3/2} - \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} \right)^{3/2} \right] \quad (5.17)$$

Como se pode verificar pelo gráfico seguinte também segundo esta abordagem os valores do coeficiente de vazão mais próximos dos referidos pela diversa bibliografia consultada são os obtidos para $p = 0,15$ m. Para $p = 0,05$ m e $p = 0,30$ m obtiveram-se coeficientes de vazão muito elevados em especial para os caudais mais pequenos. A influência da velocidade de aproximação fez-se sentir essencialmente quando os coeficientes de vazão apresentavam valores mais afastados dos referidos na bibliografia, nos outros casos existia uma diferença reduzida em relação aos determinados, considerando a velocidade de aproximação nula.

Algumas das conclusões mencionadas podem ser mais facilmente confirmadas no Gráfico 5.8, nomeadamente o facto de para os caudais mais pequenos

(5,0 L/s e 10,0 L/s) os coeficientes de vazão apresentarem valores muito elevados. Pôde-se ainda constatar que para $p = 0,15$ m os valores do coeficiente de vazão eram idênticos aos mencionados na bibliografia.

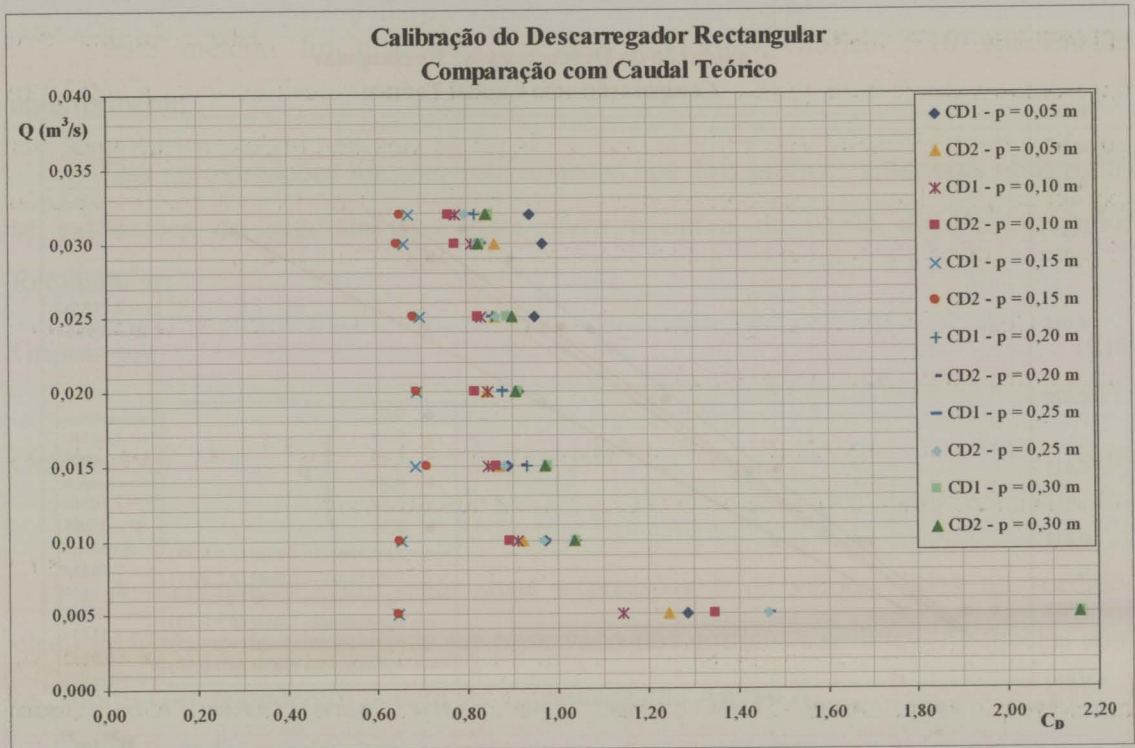


Gráfico 5.7 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação entre coeficientes de vazão considerando ou não velocidade de aproximação

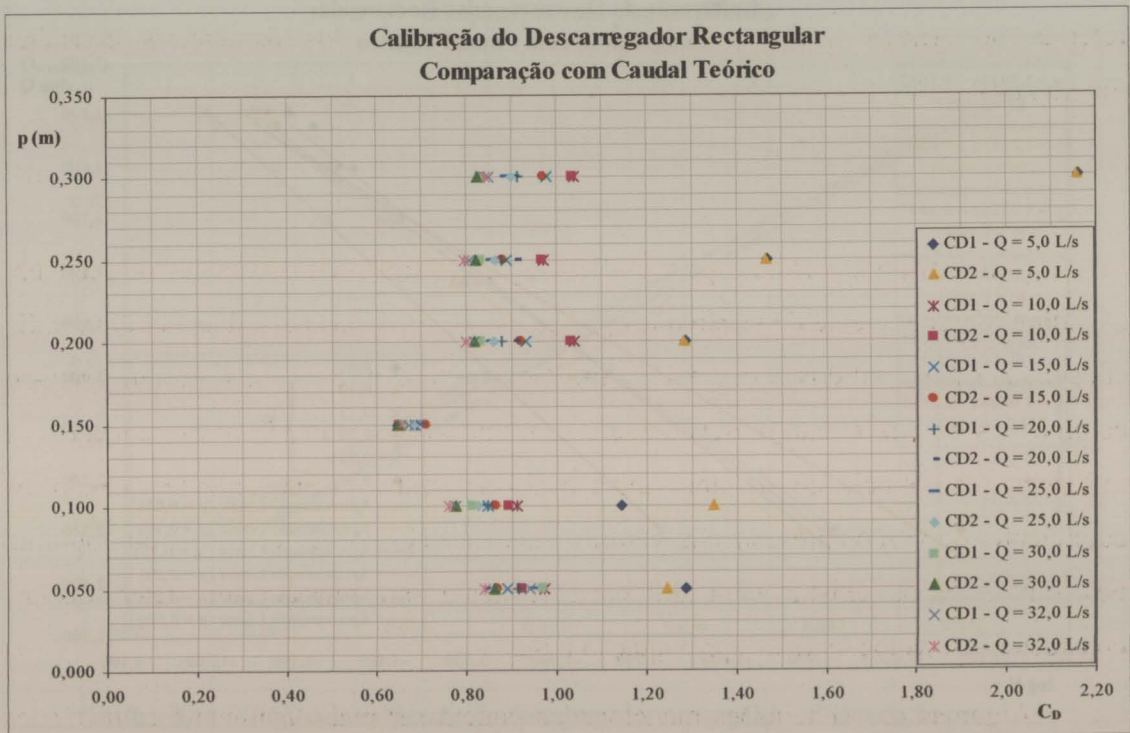


Gráfico 5.8 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação entre coeficientes de vazão considerando ou não velocidade de aproximação

Optou-se no Gráfico 5.9 por relacionar o caudal com $H^{3/2}$, tal como para o descarregador triangular, pelas mesmas razões apontadas nessa outra situação (ver Anexo A).

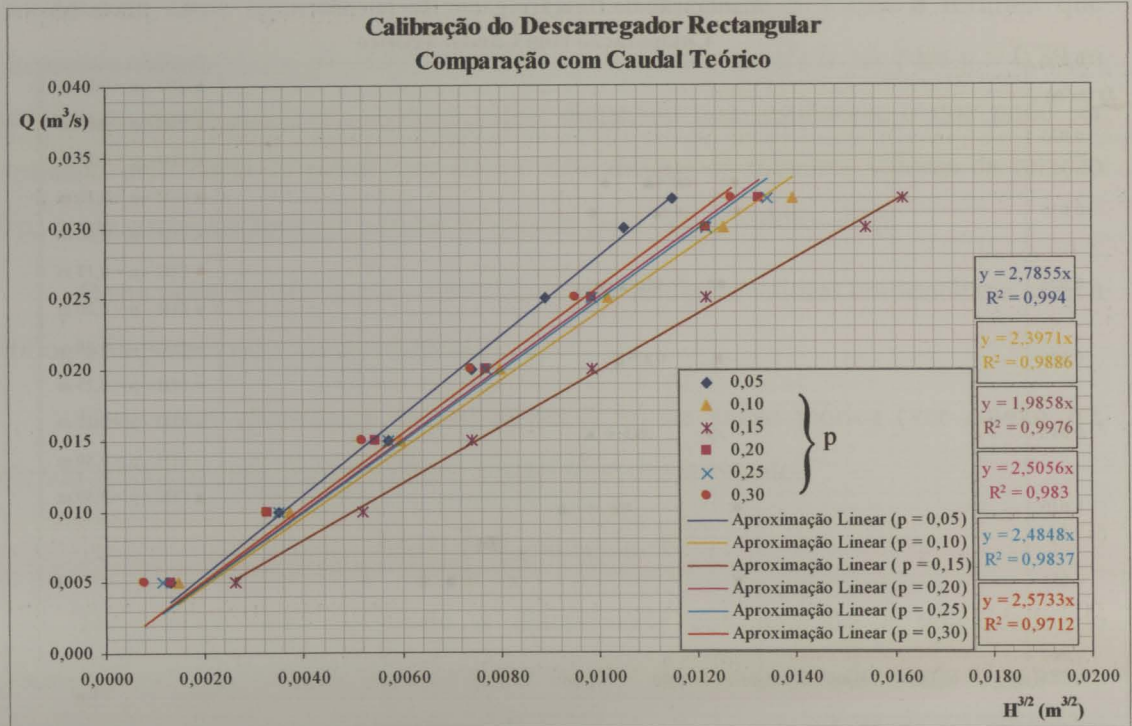


Gráfico 5.9 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico

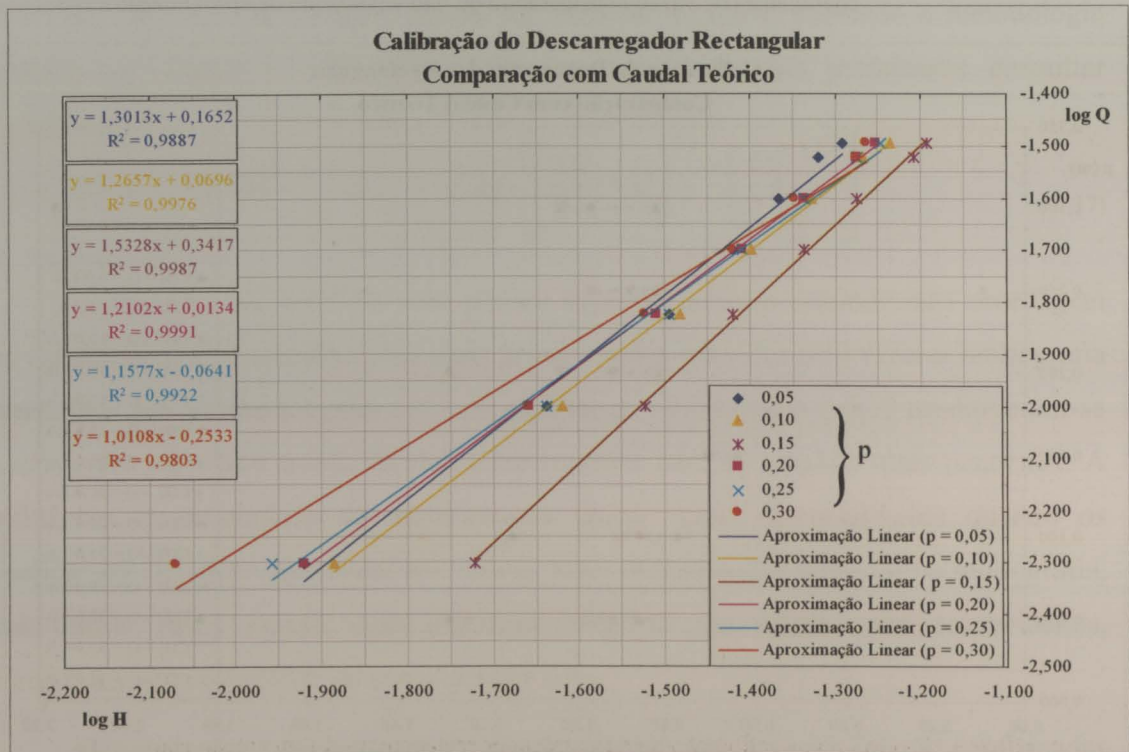


Gráfico 5.10 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico log Q/ log H

Igualmente foram utilizadas as expressões $\log Q = i + N \cdot \log H$ e $Q = j \cdot H^N$, indicadas no **Anexo A**.

Este método foi analisado, tendo-se obtido o Gráfico 5.10 apresentado anteriormente.

Das aproximações lineares determinadas nos dois gráficos anteriores obtiveram-se expressões do seguinte tipo, para aferir a curva de vazão do Descarregador Rectangular:

Gráfico 5.9 $Q = k \cdot H^{1,5}$ (5.18)

Gráfico 5.10 $Q = j \cdot H^N$ (5.19)

A comparação entre estas duas expressões e os valores lidos no medidor electromagnético de caudal pode ser observado nos gráficos seguintes. As tabelas com os valores correspondentes podem ser consultadas no **Anexo A**.

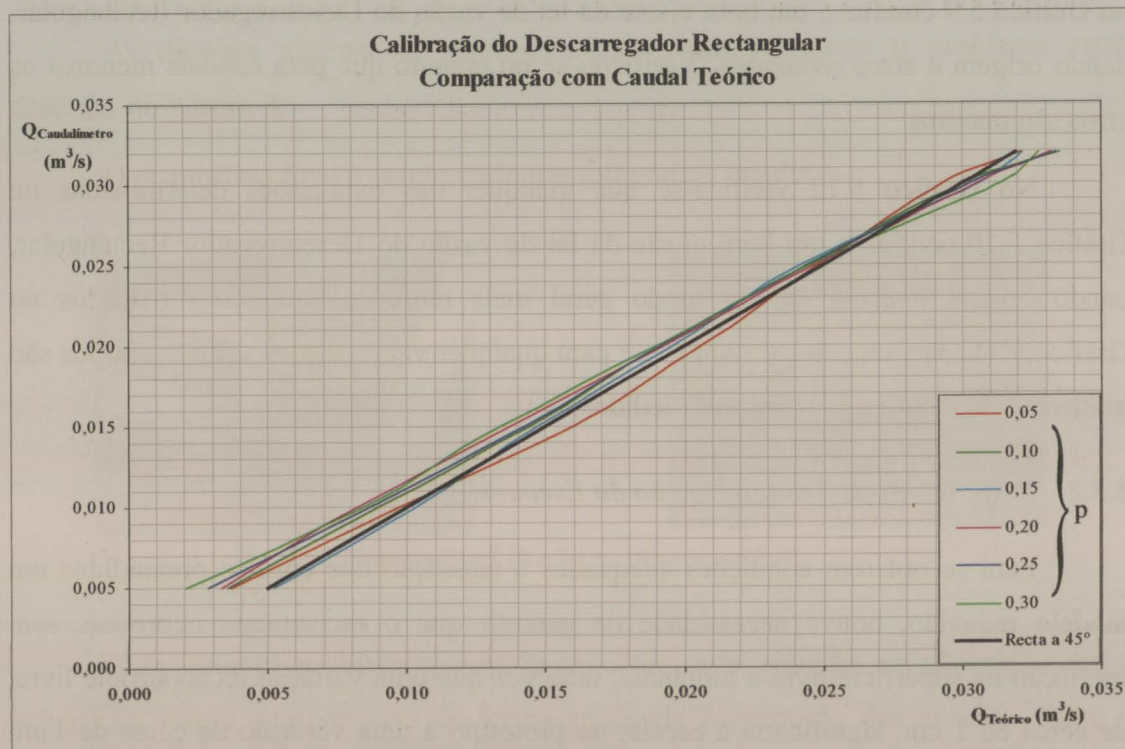


Gráfico 5.11 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com Caudal Teórico usando as aproximações lineares determinadas

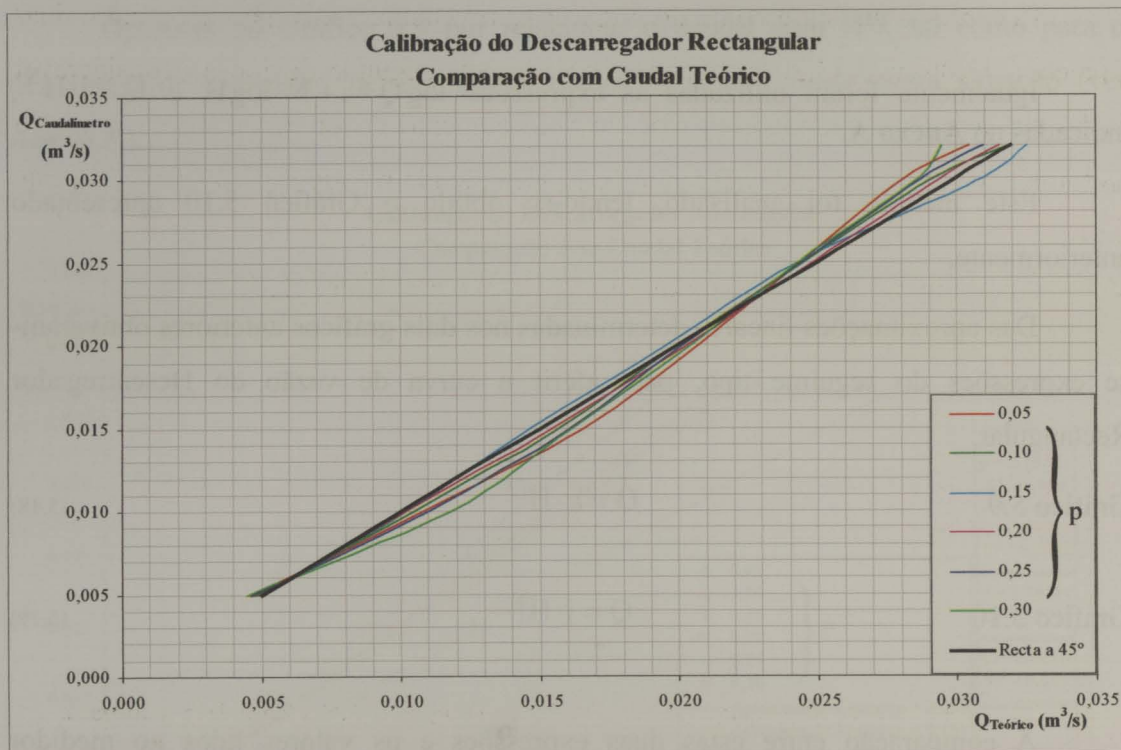


Gráfico 5.12 - Gráfico da calibração do descarregador rectangular – Comparação com Caudal Teórico usando as aproximações obtidas com Gráfico 5.10

Como se pode concluir do Gráfico 5.11 qualquer das expressões determinadas no Gráfico 5.9 conduz a um bom ajuste da lei de vazão do Descarregador Rectangular, dando origem a erros reduzidos. Verificou-se no entanto que para caudais menores os erros são maiores.

No Gráfico 5.12 verifica-se que qualquer das expressões determinadas no Gráfico 5.10 conduz a um bom ajuste da lei de vazão do Descarregador Rectangular, dando origem a erros de um modo geral mais reduzidos que os verificados no Gráfico 5.11, para os caudais menores e para qualquer valor de p os valores obtidos são praticamente idênticos aos valores medidos.

5.3.2 Dispositivos de Tranquilização do Escoamento

Para se obterem condições adequadas à execução dos ensaios pretendidos em modelo reduzido, houve necessidade de garantir que o escoamento ocorresse, sem oscilação na superfície livre a montante, uma vez que uma variação da superfície livre, de cerca de 1 cm, significaria à escala, no protótipo a uma variação de cerca de 1 m. Esta situação introduziria grandes erros nos resultados experimentais.

Recorde-se que na escolha do NPA do aproveitamento, se ponderou entre duas hipóteses, 13,00 m e 13,20 m, tendo-se optado pela segunda devido ao considerável ganho em termos económicos provocado pelo aumento de produção de energia. No protótipo, 20 cm corresponde a 2,5 mm no modelo, tendo havido especial atenção a este facto.

Apresentam-se duas fotografias que ilustram o problema referido.



Fotografia 5.16 - Zona de tranquilização



Fotografia 5.17 - Zona de tranquilização
Queda

Inicialmente apesar dos dispositivos existentes na zona de tranquilização do canal destinados a este fim, verificou-se não serem totalmente eficazes, tendo-se posto em prática diversas alternativas no sentido de solucionar o problema.

As diversas alternativas experimentadas para solucionar o problema estão descritas no **Anexo A**.

O dispositivo final é apresentado nas fotografias seguintes.



Fotografias 5.18 e 5.19 - Dispositivo final

Com este dispositivo conseguiu-se obter uma solução satisfatória, com a superfície livre a comportar-se de forma adequada à execução dos ensaios, como é patente na fotografia seguinte.



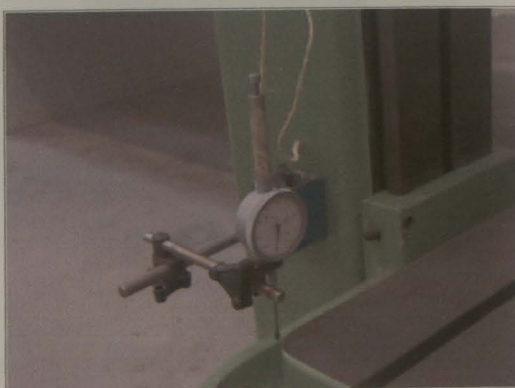
Fotografia 5.20 – Superfície livre sem oscilação

5.3.3 Estrutura para Suporte do Laser

Para instalar a sonda do sistema de medição Laser-Doppler utilizou-se uma mesa de coordenadas tridimensional graduada, em que a menor divisão da escala é a décima do milímetro, que permite colocar o volume de controlo no ponto seleccionado da secção em estudo. Uma vez que esta não incluía uma escala vertical que permitisse saber a distância percorrida nesta direcção, instalou-se um comparador com um erro de 0,01 mm para fornecer esta distância. Decidiu instalar-se o fotodetector num tripé.



Fotografia 5.21 – Mesa de Medidas



Fotografia 5.22 – Comparador



Fotografia 5.23
Mesa de coordenadas



Fotografia 5.24 – Tripé

5.4 Anemometria Laser-Doppler

Para uma caracterização mais completa do escoamento efectuou-se a medição de duas componentes da velocidade, recorrendo à técnica de anemometria laser-Doppler (“Laser-Doppler Anemometry” (LDA) ou “Laser-Doppler Velocimetry” (LDV)).

As principais vantagens desta técnica experimental consistem em: não ser intrusiva, tendo assim a capacidade de medir escoamentos que apresentem recirculação; não necessitar de calibração e apresentar grande precisão, resolução espacial e temporal.

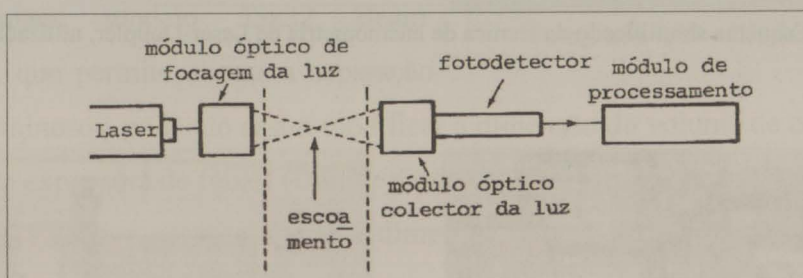


Figura 5.4 - Esquema geral de um anemómetro de Laser-Doppler, Proença 1987 (pg. 5.36)

No trabalho realizado utilizou-se um anemómetro de dois feixes (“dual beam anemometer”), em que o raio de luz emitido pela fonte de laser é dividido em dois raios distintos, que são dirigidos de forma a cruzarem-se num ponto determinado do escoamento, originando um volume de intersecção elipsoidal, a que se chama volume de

controlo. Neste, define-se um campo óptico constituído por faixas não estacionárias com e sem luz, alternadamente, espaçadas entre si de igual modo e designadas de franjas.

As partículas já referidas, presentes no volume de controlo dispersam a luz, em função da velocidade de deslocamento das mesmas, da frequência da luz laser e do ângulo de intercepção dos dois raios laser. Através de um fotodetector capta-se a frequência do sinal da luz difractada pelas partículas, recolhida por uma lente, que pode ser relacionada com a velocidade das mesmas.

A detecção do sentido do movimento das partículas, só é possível através da introdução num dos raios laser, de uma frequência desviatória (“frequency shift”), originando um movimento das franjas presentes no volume de controlo.

5.4.1 Equipamento utilizado

Apresenta-se a seguir um esquema simplificado da técnica de anemometria laser Doppler, utilizada no presente trabalho, bem como duas fotografias com a vista da instalação experimental e posicionamento dos equipamentos.

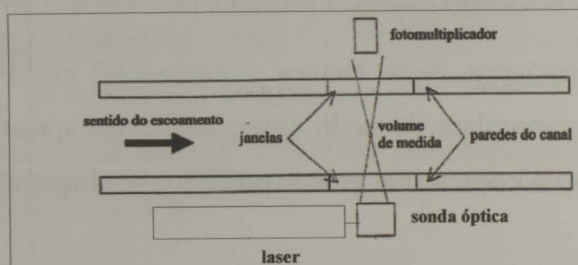
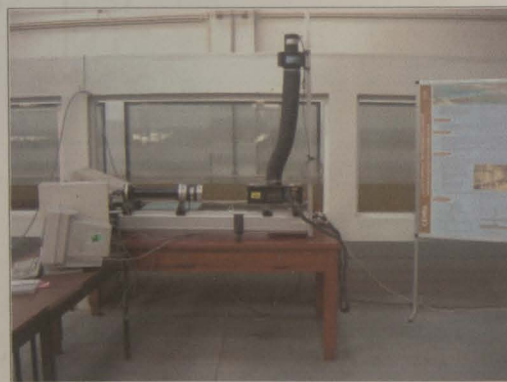
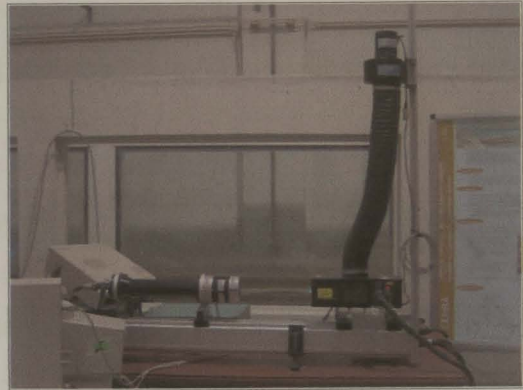


Figura 5.5 - Esquema simplificado da técnica de anemometria de Laser-Doppler, utilizada no trabalho



Fotografias 5.25 e 5.26 - Vista geral da instalação experimental e do equipamento utilizado

O equipamento utilizado como fonte de luz foi um laser de Argon-ion da Omnichrome, modelo 532R-A-A04, de 100 mW, operando em “multi-mode”. O sistema óptico consiste num sistema de fibra óptica LDA de uma componente, da Dantec, modelo 55x Modular optics (Fotografias 5.27 e 5.28).



Fotografias 5.27 e 5.28 - Equipamento Laser OMNICHROME

Foi ainda incluída no sistema uma célula de Bragg, para introdução dum desvio de frequência (“frequency shift”) de 0,6MHz (Fotografia 5.29), permitindo assim a detecção do sentido do movimento e a medição correcta das velocidades médias próximas de zero.



Fotografia 5.29 – Célula de Bragg

O sistema óptico é essencialmente constituído por um prisma de translação de feixes (Dantec modelo 55x32 Beam Translator), que permite alterar a separação dos raios luminosos, podendo assim modificar a dimensão do volume de controlo, e por uma unidade expansora de feixes (Dantec modelo 55x12 Beam Expander) com factor de expansão de 1,95 que permite alterar a dimensão lateral dos feixes, podendo-se deste modo aumentar a intensidade luminosa no volume de controlo. O sistema ainda inclui uma unidade de ajuste da largura dos feixes, isto é, da secção transversal dos raios, com menor dimensão (Dantec modelo 55x22 Beam Waist Adjuster) permitindo fazer coincidir esta zona de menor dimensão da secção transversal, com a zona de intersecção dos raios, e uma unidade responsável pela convergência dos raios luminosos e que é materializada por uma lente de 600 mm de distância focal. (Piqueiro, 2000 (pg. 5-17))

Estas componentes permitiram obter uma menor dimensão do volume de controlo e uma melhoria no alinhamento óptico. A lente de 600 mm de distância focal foi utilizada, para permitir posicionar correctamente o volume de controlo no plano de simetria do canal (coincidente com o meio vão do vão central). Utilizou-se ainda uma lente de 300 mm de distância focal, de forma a permitir a medição no meio vão do vão lateral e no alinhamento do pilar. (Fotografias 5.30 e 5.31)



Fotografias 5.30 e 5.31 - Equipamento Laser OMNICHROME - Lentes de distância focal 300 mm e 600 mm

Dado o funcionamento da fonte laser em “*multi-mode*” utilizou-se um filtro separador de cor (Dantec modelo 55x35 Color Separator) de 514,5 nm, antes da captação do sinal luminoso pelo fotomultiplicador.

Foi usada a configuração “*forward scatter*” para as medições efectuadas, estando o fotomultiplicador colocado numa mesa de atravessamento tridimensional situada do outro lado do canal (Fotografia 5.32).



Fotografia 5.32 – Fotomultiplicador

**Fotografia 5.33**

Contador (em baixo) e analisador de sinal (osciloscópio, em cima)

No presente estudo, para processamento do sinal Doppler, utilizou-se um contador (“counter”) modelo TSI 1990C, o qual operando no modo de aquisição de medida única por cada trem de sinal (referido como “single measurement per burst mode”), com uma exigência de precisão de 1% no cálculo de frequências correspondentes a 2^4 ciclos registados (Fotografia 5.33). A interface do contador com um computador é feita através

de um cartão analógico/digital Dostek 1 400, que transmite os dados ao computador para o tratamento estatístico e registo de todas as quantidades relativas às medições efectuadas. Em cada ponto medido foram consideradas amostras de 10 000 valores no mínimo, tendo em muitos casos a dimensão das amostras sido de 15 000 e 20 000 valores. No entanto, optou-se pelas amostras de 10 000 valores em muitos pontos, por se ter chegado a medições das velocidades e suas flutuações, semelhantes, independentemente do volume das amostras.

Apresenta-se uma tabela, com a indicação das principais características do Laser descrito.

Tabela 5.4 - Características principais do sistema de anemometria Laser Doppler utilizado

Comprimento de onda	514,5 nm
Meio ângulo entre os raios incidentes (medido)	3,65°
Espaço entre franjas	4,041 μm
Desvio de frequência	0,6 MHz
Dimensões do volume de controlo	
Eixo maior	2,53 mm
Eixo menor	162 μm

5.4.2 Medições efectuadas. Procedimento adoptado

Procedeu-se à medição dos valores de componentes horizontais u e verticais v da velocidade média e também das respectivas flutuações, u' e v' , caracterizados pelos seus valores RMS (“root mean square”) em perfis criteriosamente seleccionados, nomeadamente ao longo do tapete de enrocamento (Figura 5.6), de acordo com as seguintes equações.

$$u = \frac{\sum u_i}{n} \quad (5.20) \quad u' = u_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{\sum u_i^2}{n}} \quad (5.21)$$

$$v = \frac{\sum v_i}{n} \quad (5.22) \quad v' = v_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{\sum v_i^2}{n}} \quad (5.23)$$

Para obter a componente horizontal, os raios laser eram posicionados de forma a interceptarem-se no plano horizontal e no caso da componente vertical o laser era rodado em torno do seu eixo, para que eles se interceptassem no plano vertical. Assim em ambos os casos a distribuição das franjas era perpendicular à componente de velocidade medida.

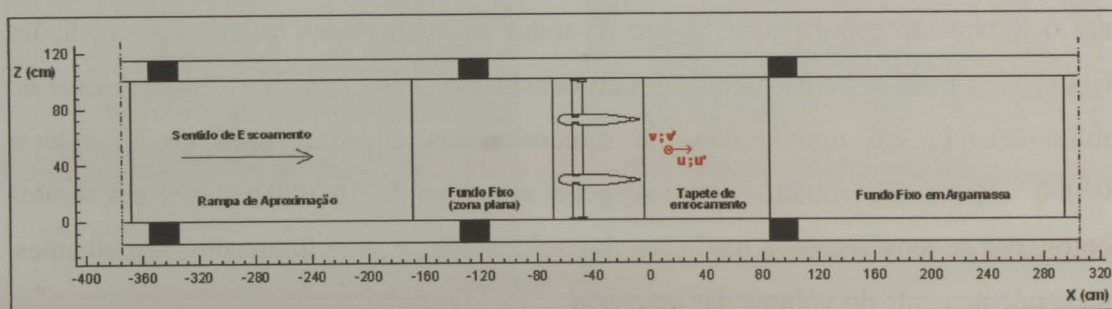


Figura 5.6 - Variáveis medidas

Para todos os escoamentos ensaiados foram medidas a velocidade e os valores r.m.s. desta, no eixo do vão central, em planta (eixo dos zz). Foram considerados diversos perfis ao longo do tapete de enrocamento (eixo dos xx), medindo-se para estes a velocidade a diferentes distâncias ao longo da vertical (eixo dos yy) em pontos espaçados de 2 mm. Próximo do enrocamento usou-se espaçamentos de 1 mm.

A medição da componente transversal da velocidade, w, foi impossível de efectuar devido à turbulência dos escoamentos e à dificuldade de colocação da sonda de medição laser em posição adequada.

Com o sistema LDA utilizado não seria possível medir a componente vertical v, devido à distância entre os 2 raios (o meio vão situava-se a cerca de 600 mm), em pontos que tivessem afastamento menor que cerca de 24 mm, do leito do tapete de enrocamento e da superfície livre, uma vez que os raios interceptariam estas fronteiras,

não atingindo assim o meio vão. Por outro lado, dada a altura de água dos escoamentos ensaiados (< 6 cm), a medição desta componente ficaria inviabilizada.

Para ultrapassar a referida dificuldade, concebeu-se e utilizou-se pequenas calhas de aço inoxidável, que não perturbassem o escoamento na zona de medição, de forma a permitir a passagem dos raios laser, o que no entanto apenas permitiu a medição desta componente junto ao leito, pois para pontos próximos da superfície livre o raio superior continuava a situar-se acima desta. As calhas utilizadas e a sua colocação no canal são visíveis na Figura 5.7 e na Fotografia 5.34.

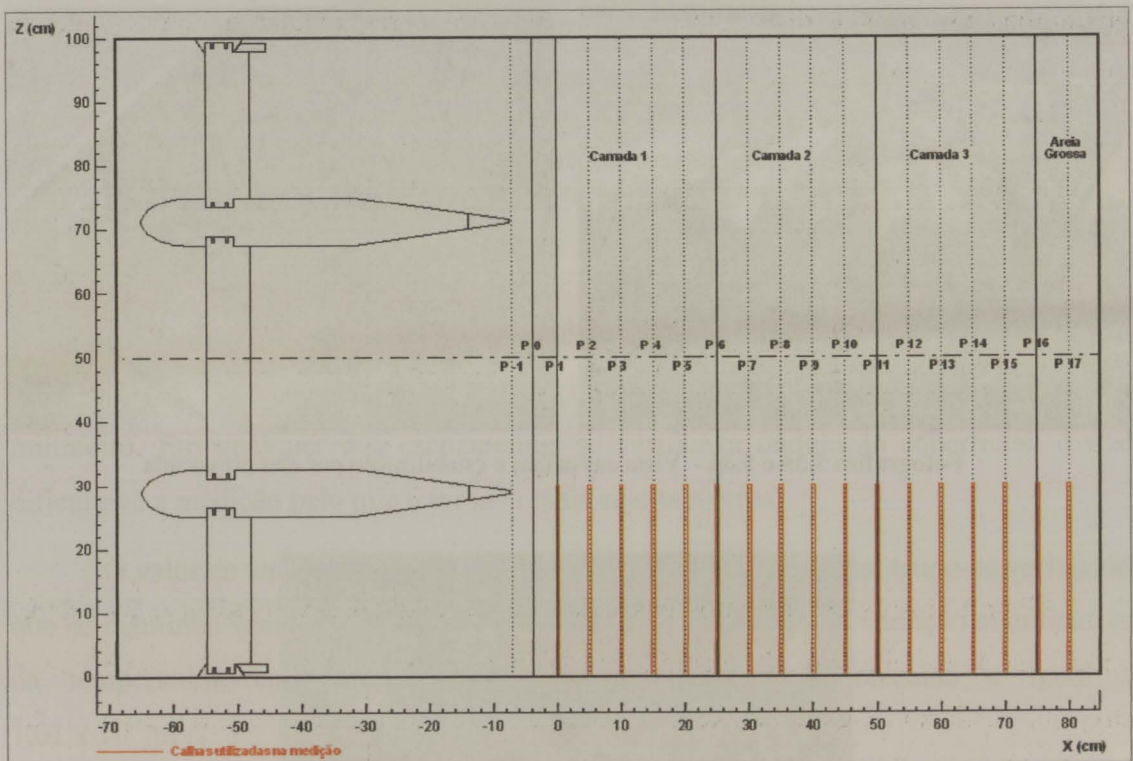
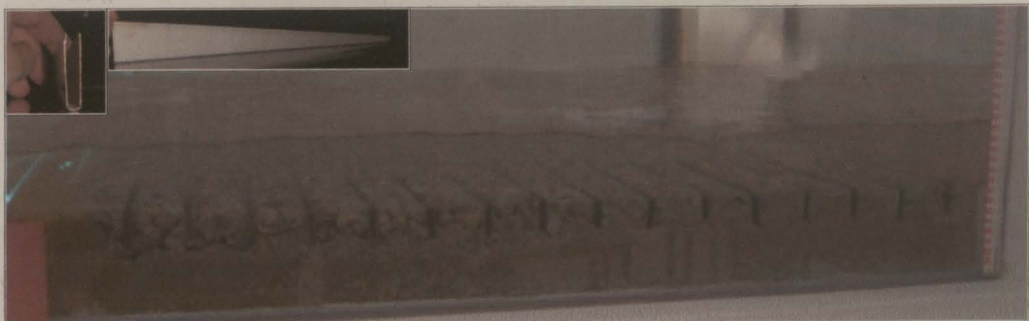


Figura 5.7 – Colocação das calhas no canal (Planta)



Fotografia 5.34 - Pormenores das calhas e sua colocação no canal

Nos escoamentos em que se verificou a existência de fossa, as calhas utilizadas alteravam a sua formação, tornando-a assimétrica, impossibilitando a medição da componente vertical. Assim apenas foram utilizadas, com sucesso, para os escoamentos com caudal de 11,5 L/s, permitindo, tal como referido medir a componente vertical até cerca de metade da altura de água verificada.

A estabilização do leito no vão lateral direito, onde se encontravam colocadas as calhas, em escoamentos em que se criou fossa é observável nas fotografias que se seguem. (Fotografias 5.35; 5.36 e 5.37)



Fotografias 5.35 e 5.36 - Vista das calhas e estabilização por elas provocada



Fotografia 5.37 – Fossa criada no vão oposto ao lado em que foram colocadas às calhas

A medição da componente horizontal da velocidade e da sua flutuação à superfície e próxima desta, foi impossível de efectuar, dada a ondulação superficial verificada, que interceptava os raios laser, como se pode verificar na Fotografia 5.38.



Fotografia 5.38 - Perturbação nas medições pela intercepção dos raios laser

A altura de escoamento foi determinada por medição directa, com auxílio de fitas métricas, coladas na janela do canal, em que a menor divisão da escala, era um milímetro. Em qualquer dos escoamentos se verificava ondulação superficial, o que dificultava a medição pelo que a tornava mais sujeita a erros.

O valor da temperatura da água no canal foi também medido, tendo-se verificado que se mantinha sensivelmente constante ($\approx 20^{\circ}\text{C}$). Não havendo variação significativa da temperatura, considerou-se a viscosidade cinemática constante e igual a $1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

**Capítulo 6 – Estudo do comportamento do Modelo no canal e
visualização de escoamentos**

6 Estudo do Comportamento do Modelo no Canal e Visualização de Escoamentos

Neste capítulo procura-se descrever todos os estudos realizados para aferir o comportamento do modelo no canal, os resultados obtidos e a sua comparação com os resultados dos estudos anteriores, realizados pelo LNEC.

Apresenta-se ainda as experiências de visualização efectuadas, para um melhor conhecimento do comportamento do modelo e dos escoamentos.

Das várias situações ensaiadas, optou-se registar apenas aquelas para as quais o nível de jusante era mais baixo e que correspondiam aos caudais mais baixos, mas em que as situações eram mais gravosas uma vez que o nível de montante não varia.

6.1 Determinação da Curva de Vazão das Comportas

De acordo com a descrição feita no **Capítulo 3**, na determinação das curvas de vazão das comportas, o LNEC considerou, duas situações, uma em que a central se encontra em funcionamento e a outra parada.

Na tese agora apresentada, considerou-se sempre a situação em que a central se encontra parada.

O nível de jusante do escoamento desenvolvido, correspondente ao da envolvente dos valores mínimos (ver Figura 3.2, **Capítulo 3**), é o mais gravoso, como se constatou a partir da observação do escoamento das calibrações preliminares, aliás, previsível por se ter maior desnível entre montante e jusante ($N_m = N_{PA} = \text{const.}$ e $N_j = \text{mínimo}$).

O estudo foi baseado no relatório do LNEC de 1985, que em termos de escoamento para situações de comportas com abertura inferior, corrigiu significativamente o relatório de 1972.

Em relação ao escoamento para aberturas superiores verificou-se que a curva de vazão obtida era coincidente com a determinada pelo LNEC 1985.

Para verificar a adequação da concepção do modelo, influência dos pilares e bacia de dissipação, foi executado um ensaio com as comportas totalmente abertas (vãos livres), tendo-se confirmado que os níveis de montante e jusante correspondiam aos referidos no relatório do LNEC de 1985.

Em relação à abertura de comportas mista (superior e inferior) e à abertura exclusivamente inferior realizou-se um estudo comparativo mais aprofundado para quatro valores de abertura das comportas. Optou-se por apresentar a comparação entre as curvas de vazão obtidas e as fornecidas pelo LNEC com base nos valores correspondentes ao protótipo, uma vez que no relatório do LNEC 1985 foi esta também a opção tomada.

Para analisar os resultados deste estudo comparativo elaboraram-se dois tipos de gráficos:

- Um, do tipo do Gráfico 6.1, com o traçado das curvas de vazão experimentais determinadas pelo LNEC (ref^a LNEC (exp)); pelo presente estudo (ref^a FEUP) e pela metodologia teórica de cálculo sugerida pelo LNEC (ref^a LNEC (teo));
- Outro, do tipo do Gráfico 6.2, com os erros obtidos por comparação dos resultados do presente estudo e dos resultados experimentais obtidos pelo LNEC tomando como valores de referência os obtidos pela metodologia teórica de cálculo sugerida por esta instituição.

Determinaram-se as curvas de vazão para os três valores do nível de montante (N_m) considerados pelo LNEC no relatório de 1985: 13,20 m, 13,00 m e 11,00 m.

As aberturas inferiores de comportas consideradas foram 1,00 m, 2,00 m, 3,00 m e 4,00 m, designadas nos Gráficos pelas referências 1, 2, 3 e 4, respectivamente.

Os gráficos representam as curvas de vazão para abertura mista e inferior, dependendo do valor da abertura inferior da comporta (a) e do nível de montante (N_m). Para os níveis de montante de 13,20 m e 13,00 m, a abertura é mista para $a = 1$ m; 2 m e 3 m e inferior para $a = 4$ m. Para o nível de montante de 11,00 m tem-se abertura mista para $a = 1$ m e inferior para os restantes casos.

Apresentam-se de seguida os gráficos obtidos, bem como uma análise dos seus resultados.

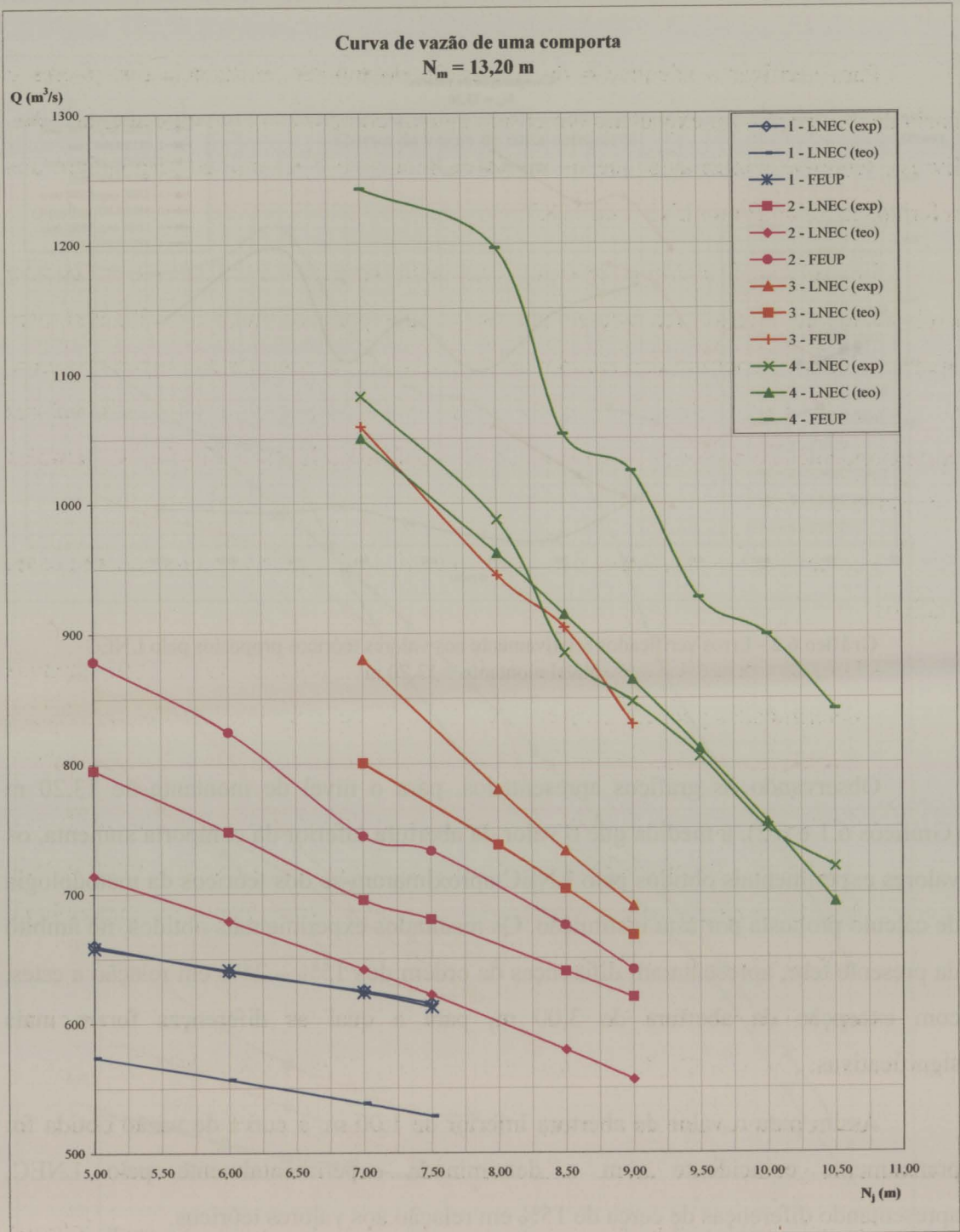


Gráfico 6.1 - Curva de vazão das comportas – Nível montante = 13,20 m

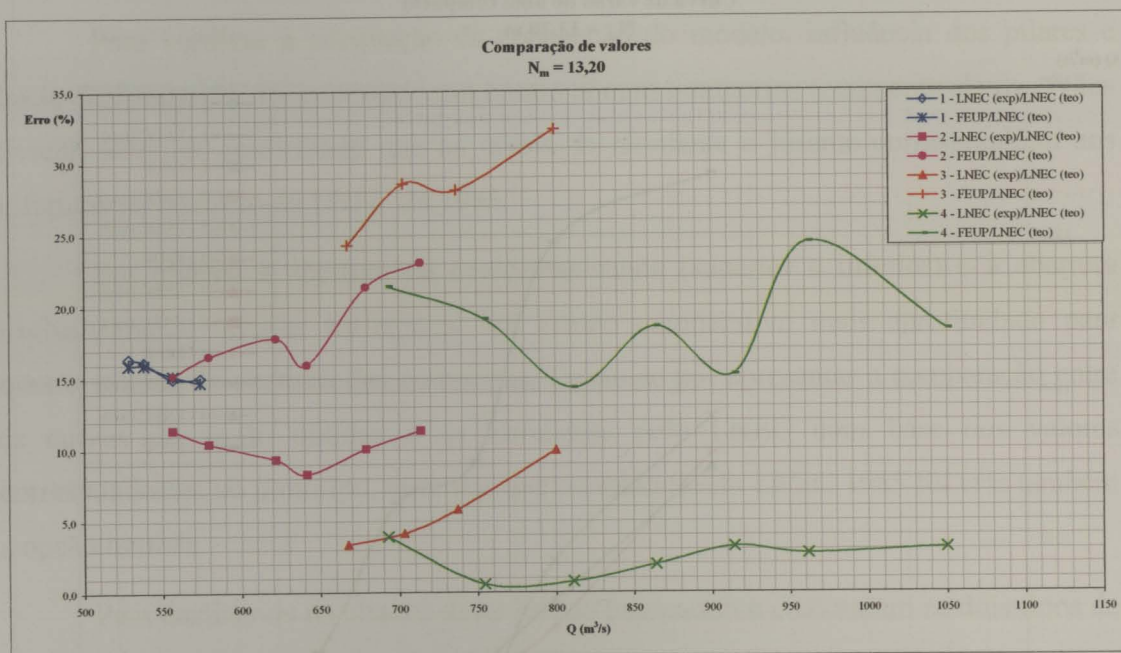


Gráfico 6.2 - Erros verificados relativamente aos valores teóricos propostos pelo LNEC
 Nível montante = 13,20 m

Observando os gráficos apresentados, para o nível de montante de 13,20 m (Gráficos 6.1 e 6.2), à medida que o valor da abertura inferior da comporta aumenta, os valores experimentais obtidos pelo LNEC aproximaram-se dos teóricos da metodologia de cálculo proposta por esta instituição. Os resultados experimentais obtidos, no âmbito da presente tese, apresentaram diferenças da ordem dos 15% – 25% em relação a estes, com excepção da abertura de 3,00 m, para a qual as diferenças foram mais significativas.

Assim para o valor de abertura inferior de 1,00 m, a curva de vazão obtida foi praticamente coincidente com a determinada experimentalmente pelo LNEC, apresentando diferenças de cerca de 15% em relação aos valores teóricos.

Pode-se ainda considerar que de um modo geral as curvas de vazão obtidas apresentaram forma semelhante às determinadas pelo LNEC.

O Gráfico 6.3 é relativo à curva de vazão de uma comporta para o nível de montante de 13,00 m.

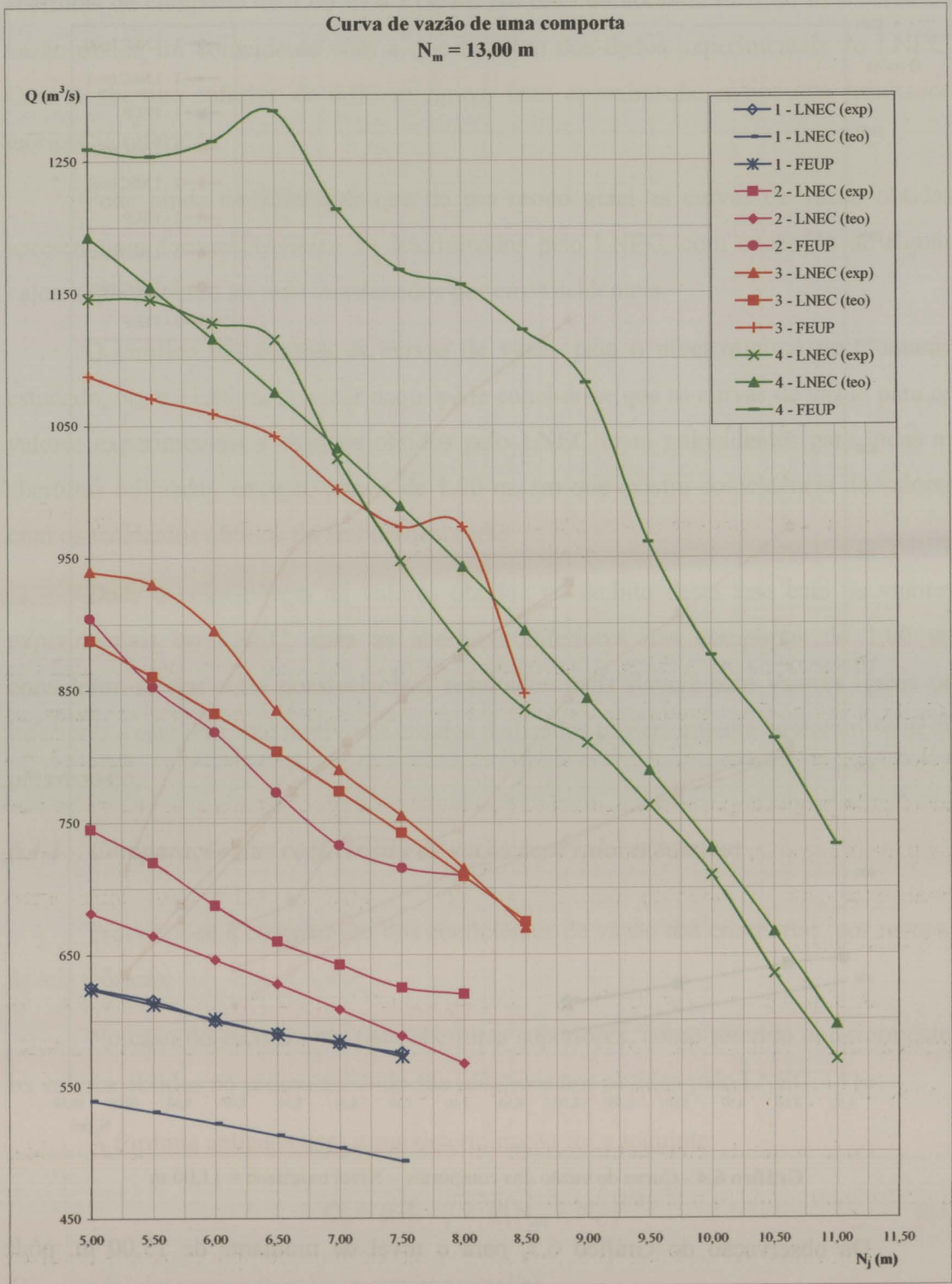


Gráfico 6.3 - Curva de vazão das comportas – Nível montante = 13,00 m

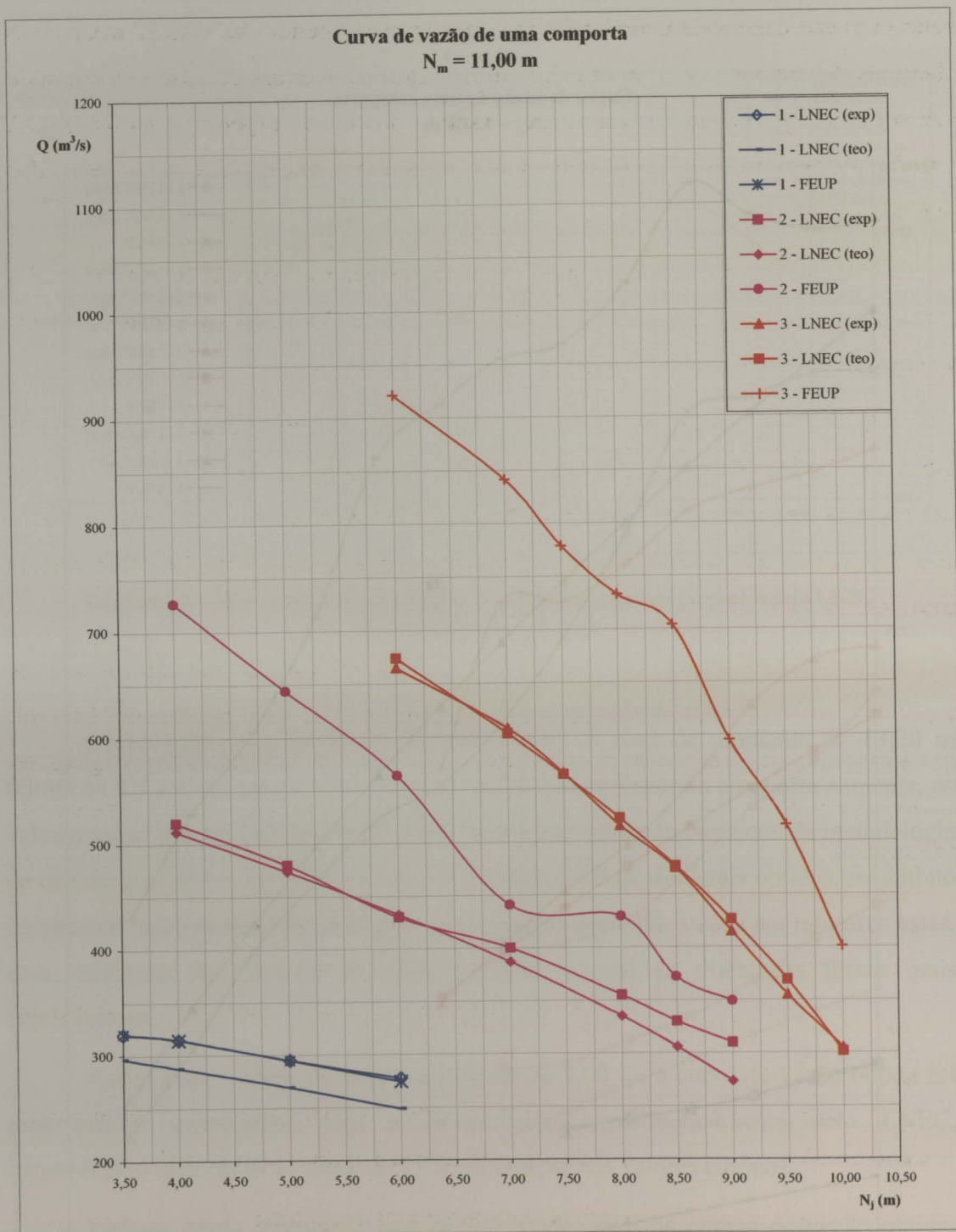


Gráfico 6.4 - Curva de vazão das comportas – Nível montante = 11,00 m

Da observação do Gráfico 6.3, para o nível de montante de 13,00 m, pôde concluir-se que tal como, para o nível de montante de 13,20 m, que à medida que o valor da abertura inferior da comporta aumenta, há aproximação entre os valores experimentais e os valores teóricos obtidos pelo LNEC. Relativamente aos dados

experimentais determinados neste trabalho, surgiram diferenças superiores aos obtidos pelas duas abordagens do LNEC, relativamente ao caso anterior ($N_m = 13,20$ m), para as aberturas de comporta de 2,00 m e 3,00 m. No caso da abertura de 1,00 m a curva de vazão obtida foi coincidente com a que resultou dos dados experimentais do LNEC. Com a abertura inferior de 4,00 m houve uma aproximação maior aos resultados teóricos já referidos.

Pode ainda considerar-se que de um modo geral as curvas de vazão obtidas apresentaram formas similares às determinadas pelo LNEC, com excepção de alguns valores que poderão ter sido ocasionados por erros acidentais.

O Gráfico 6.4 contém as curvas de vazão para o nível mínimo de montante estudado, $N_m = 11,00$ m. A partir daqui pôde concluir-se que as curvas de vazão para os valores experimentais e teóricos obtidos pelo LNEC eram coincidentes para todas as aberturas utilizadas, excepto para a de 1,00 m, em que existiu coincidência de valores com os resultados obtidos no âmbito desta tese.

Dada a coincidência de valores obtidos no âmbito desta tese com os valores experimentais do LNEC, para as aberturas inferiores das comportas de 1,00 m, considerou-se que seria possível obter resultados mais fiáveis para valores iguais ou inferiores a este. Por este motivo os ensaios realizados posteriormente basearam-se neste pressuposto.

6.1.1 Comparação dos coeficientes de vazão com valores teóricos

Procedeu-se à comparação dos coeficientes de vazão das comportas, por recurso às leis teóricas.

No caso do escoamento para aberturas superiores, como referido anteriormente, os valores obtidos no presente estudo são idênticos aos obtidos pelo LNEC.

A fórmula aplicada para a sua determinação foi a seguinte:

$$Q_s = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} (N_m - N_c)^{3/2} \quad (6.1)$$

Q_s – caudal descarregado sobre a comporta (m^3/s)

μ – coeficiente de vazão superior

L – comprimento efectivo da crista (largura de um vão – 28 m)

N_m – nível de montante (m)

N_c – nível da crista da comporta (m)

Nos casos de abertura mista realizou-se previamente um ensaio apenas com abertura inferior da comporta, tendo-se medido os respectivos valores dos caudais (Q_i). O valor do caudal superior (Q_s), que consta da Tabela 6.1 foi obtido por medição indirecta através da subtração do valor do caudal inferior ao valor do caudal total para abertura mista.

Registaram-se na seguinte tabela os valores obtidos:

Tabela 6.1 – Valores dos coeficientes de vazão superiores obtidos no presente estudo

Q_s (m ³ /s)	a (m)	L (m)	N_m (m)	N_c (m)	$H = N_m - N_c$ (m)	μ
300,0	1,00	28,00	13,20	10,20	3,00	0,466
155,0	2,00	28,00	13,20	11,20	2,00	0,442
50,0	3,00	28,00	13,20	12,20	1,00	0,403
540,0	-	28,00	13,00	8,70	4,30	0,488
475,0	-	28,00	13,00	9,09	3,91	0,495
350,0	-	28,00	13,00	9,77	3,23	0,486
300,0	-	28,00	13,00	10,00	3,00	0,466
265,0	1,00	28,00	13,00	10,20	2,80	0,456
250,0	-	28,00	13,00	10,54	2,46	0,522
130,0	2,00	28,00	13,00	11,20	1,80	0,434
37,5	3,00	28,00	13,00	12,20	0,80	0,423
37,5	1,00	28,00	11,00	10,20	0,80	0,423

Na Tabela 6.2, apresentam-se os valores do coeficiente de vazão superior obtidos pelo LNEC.

Tabela 6.2 – Valores dos coeficientes de vazão superiores obtidos pelo LNEC 1985 (Quadro A.1 – pg. A7)

$N_m - N_c$ (m)	μ
0,50	0,389
1,00	0,403
1,50	0,439
2,00	0,456
2,50	0,460
3,00	0,466
3,50	0,474
4,00	0,481
4,50	0,489
5,00	-
5,50	-
6,00	-
6,50	-
7,00	-

A gama de valores de coeficientes de vazão superior determinados é aproximadamente de 0,4 a 0,5, encontrando-se, no intervalo indicado na bibliografia para este tipo de descarregadores, como se pode verificar no ábaco da Figura 6.1.

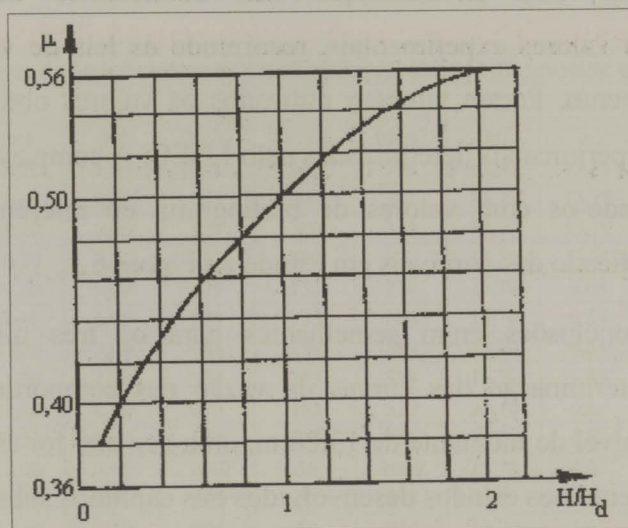


Figura 6.1 – Coeficiente de vazão de uma soleira normal, Novais – Barbosa 1986 (pg.237)
 H_d – carga de projecto

No Gráfico 6.5, estão representadas as curvas de vazão duma comporta com abertura superior obtidas neste estudo (ref.^a FEUP), determinadas pelo LNEC (ref.^a LNEC (exp)); e pela metodologia teórica de cálculo sugerida pelo LNEC (ref.^a LNEC (teo)).

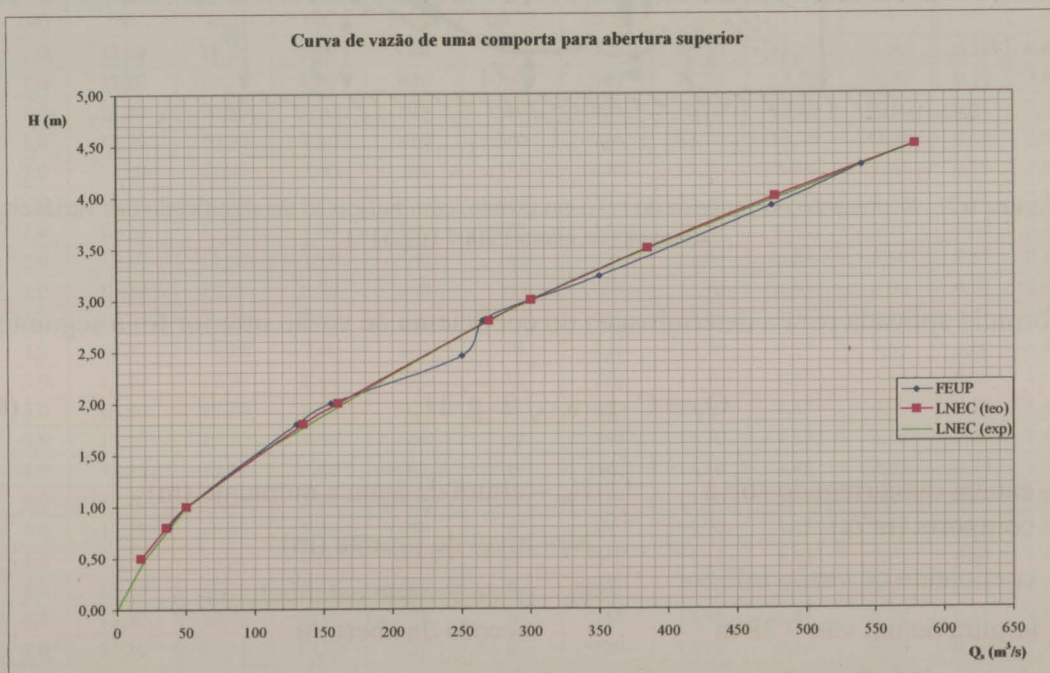


Gráfico 6.5 - Curva de vazão das comportas – Abertura superior

As curvas de vazão obtidas para algumas aberturas inferiores ensaiadas apresentam diferenças significativas das apresentadas pelo LNEC, como se referiu antes. Optou-se por fazer uma determinação dos coeficientes de vazão inferior correspondentes aos valores experimentais, recorrendo às leis de vazão teóricas para este tipo de escoamento. Foram também utilizados os valores obtidos com base nas curvas de valores experimentais determinadas pelo LNEC. A comparação desses valores foi feita, enquadrando-os com valores de bibliografia de referência (Gráfico 6.6), indicando-se o significado das variáveis em estudo na Figura 6.2.

Como as conclusões eram semelhantes para os três níveis de montante considerados na determinação das curvas de vazão das comportas, apenas aqui se analisou o caso do nível de montante de 13,20 m, uma vez que foi este o utilizado para NPA do aproveitamento nos estudos desenvolvidos nos capítulos subsequentes.

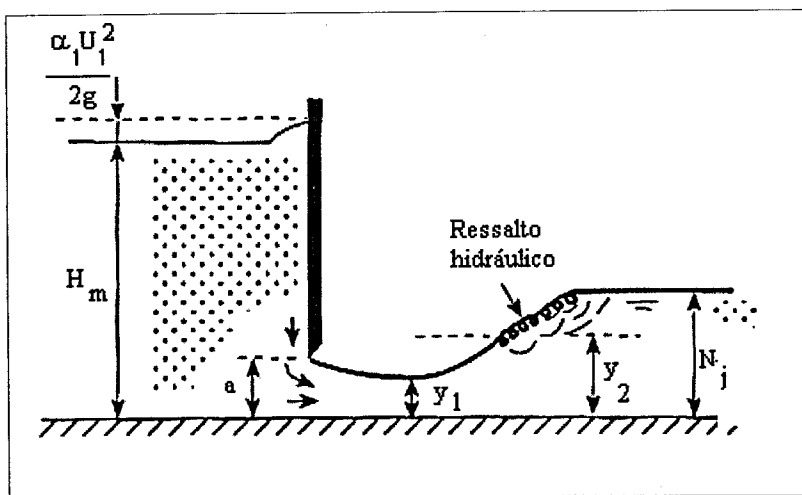


Figura 6.2 – Representação genérica do caso em estudo, com indicação do significado das variáveis, adaptado de Hamill 2001 (pg.315)

A fórmula aplicada para a determinação do coeficiente de vazão inferior foi a seguinte:

$$Q_i = C \cdot L \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_m} \quad (6.2)$$

Q_i – caudal descarregado sob a comporta (m^3/s)

H_m – altura de água a montante (m)

C – coeficiente de vazão inferior

N_j – nível de jusante (m)

L – largura de um vão – 28 m

F_0 – n° de Froude calculado na secção da abertura

a – abertura inferior (m)

Os valores a partir dos quais foi construído o Gráfico 6.6, constam das Tabelas 6.3 e 6.4.

O caudal Q_i foi obtido subtraindo ao Q_{total} o caudal descarregado superiormente Q_s .

Tabela 6.3 – Valores dos coeficientes de vazão inferior, obtidos no presente estudo – $N_m = 13,20$ m

a (m)	N_m (m)	N_c (m)	N_j (m)	Q_{total} (m ³ /s)	Q_s (m ³ /s)	Q_i (m ³ /s)	H_m (m)	H_m/a -	N_j/a -	C -	F_0 -
1,0	13,20	10,20	5,00	658	300	358	13,70	13,70	8,50	0,78	4,09
1,0	13,20	10,20	6,00	641	300	341	13,70	13,70	9,50	0,74	3,89
1,0	13,20	10,20	7,00	624	300	324	13,70	13,70	10,50	0,71	3,69
1,0	13,20	10,20	7,50	613	300	313	13,70	13,70	11,00	0,68	3,56
2,0	13,20	11,20	5,00	879	155	724	13,70	6,85	4,25	0,79	2,92
2,0	13,20	11,20	6,00	824	155	669	13,70	6,85	4,75	0,73	2,70
2,0	13,20	11,20	7,00	744	155	589	13,70	6,85	5,25	0,64	2,38
2,0	13,20	11,20	7,50	733	155	578	13,70	6,85	5,50	0,63	2,33
2,0	13,20	11,20	8,50	675	155	520	13,70	6,85	6,00	0,57	2,10
2,0	13,20	11,20	9,00	641	155	486	13,70	6,85	6,25	0,53	1,96
3,0	13,20	12,20	7,00	1059	50	1009	13,70	4,57	3,50	0,73	2,21
3,0	13,20	12,20	8,00	945	50	895	13,70	4,57	3,83	0,65	1,96
3,0	13,20	12,20	8,50	904	50	854	13,70	4,57	4,00	0,62	1,88
3,0	13,20	12,20	9,00	830	50	780	13,70	4,57	4,17	0,57	1,71
4,0	13,20	13,20	7,00	1242	0	1242	13,70	3,43	2,63	0,68	1,77
4,0	13,20	13,20	8,00	1196	0	1196	13,70	3,43	2,88	0,65	1,71
4,0	13,20	13,20	8,50	1053	0	1053	13,70	3,43	3,00	0,57	1,50
4,0	13,20	13,20	9,00	1025	0	1025	13,70	3,43	3,13	0,56	1,46
4,0	13,20	13,20	9,50	927	0	927	13,70	3,43	3,25	0,51	1,32
4,0	13,20	13,20	10,00	899	0	899	13,70	3,43	3,38	0,49	1,28
4,0	13,20	13,20	10,50	841	0	841	13,70	3,43	3,50	0,46	1,20

Tabela 6.4 – Valores dos coeficientes de vazão inferior, obtidos pelo LNEC – $N_m = 13,20$ m

a (m)	N_m (m)	N_c (m)	N_j (m)	Q_{total} (m ³ /s)	Q_s (m ³ /s)	Q_i (m ³ /s)	H_m (m)	H_m/a -	N_j/a -	C -	F_0 -
1,0	13,20	10,20	5,00	660	300	360	13,70	13,70	8,50	0,78	4,10
1,0	13,20	10,20	6,00	640	300	340	13,70	13,70	9,50	0,74	3,88
1,0	13,20	10,20	7,00	625	300	325	13,70	13,70	10,50	0,71	3,71
1,0	13,20	10,20	7,50	615	300	315	13,70	13,70	11,00	0,69	3,59
2,0	13,20	11,20	5,00	795	155	640	13,70	6,85	4,25	0,70	2,58
2,0	13,20	11,20	6,00	747,5	155	593	13,70	6,85	4,75	0,65	2,39
2,0	13,20	11,20	7,00	695	155	540	13,70	6,85	5,25	0,59	2,18
2,0	13,20	11,20	7,50	680	155	525	13,70	6,85	5,50	0,57	2,12
2,0	13,20	11,20	8,50	640	155	485	13,70	6,85	6,00	0,53	1,96
2,0	13,20	11,20	9,00	620	155	465	13,70	6,85	6,25	0,51	1,87
3,0	13,20	12,20	7,00	880	50	830	13,70	4,57	3,50	0,60	1,82
3,0	13,20	12,20	8,00	780	50	730	13,70	4,57	3,83	0,53	1,60
3,0	13,20	12,20	8,50	732,5	50	683	13,70	4,57	4,00	0,50	1,50
3,0	13,20	12,20	9,00	690	50	640	13,70	4,57	4,17	0,46	1,40
4,0	13,20	13,20	7,00	1082,5	0	1083	13,70	3,43	2,63	0,59	1,54
4,0	13,20	13,20	8,00	987,5	0	988	13,70	3,43	2,88	0,54	1,41
4,0	13,20	13,20	8,50	885	0	885	13,70	3,43	3,00	0,48	1,26
4,0	13,20	13,20	9,00	847,5	0	848	13,70	3,43	3,13	0,46	1,21
4,0	13,20	13,20	9,50	805	0	805	13,70	3,43	3,25	0,44	1,15
4,0	13,20	13,20	10,00	750	0	750	13,70	3,43	3,38	0,41	1,07
4,0	13,20	13,20	10,50	720	0	720	13,70	3,43	3,50	0,39	1,03

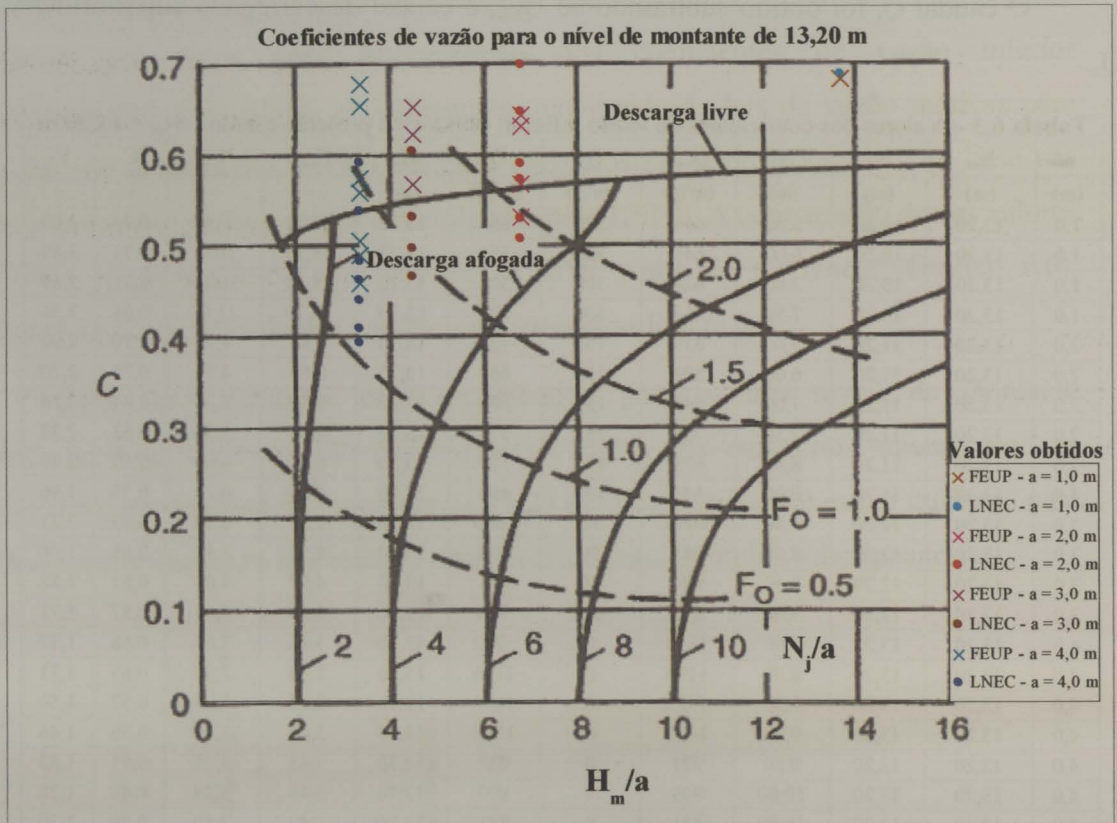


Gráfico 6.6 – Coeficientes de vazão inferior para o nível de montante de 13,20 m - adaptado de Hamill 2001 (pg.317)

Os valores obtidos para os coeficientes de vazão inferior são nalguns casos superiores aos valores esperados teoricamente, o mesmo aconteceu nos do estudo do LNEC. Uma explicação possível para este facto é que teoricamente o leito é considerado contínuo e de nível, o que não se verifica no caso do aproveitamento em estudo, em que há um desnível de 3,0 m entre as secções a montante das comportas e a jusante da bacia de dissipação.

6.2 Visualização do Escoamento

Relativamente aos escoamentos estudados, mais aprofundadamente, procedeu-se à filmagem dos respectivos ensaios à medida que estes se processavam. No filme obtido foi possível visualizar o comportamento desses escoamentos. Com recurso a processos digitais conseguiu-se obter sequências de fotogramas bem como o tempo decorrido entre eles. É possível nas sequências que se encontram nas Figura 6.3, 6.4 e 6.5, ter uma melhor percepção da posição do ressalto hidráulico e das consequências provocadas no tapete de enrocamento, para cada um dos três escoamentos ensaiados (caudal 11,5 L/s com aberturas inferior e superior das comportas e caudal 12,2 L/s com abertura inferior das comportas).

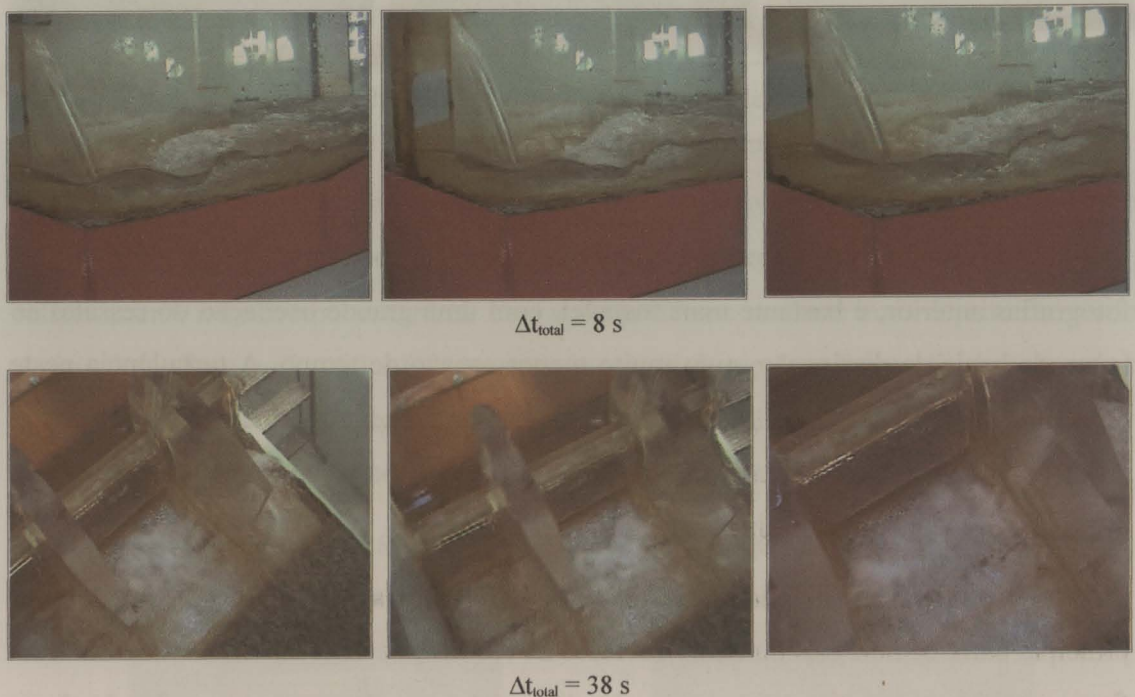


Figura 6.3 - Sequência de fotografias do escoamento com abertura superior e indicação do intervalo de tempo decorrente entre elas (em cima - vista lateral e em baixo - vista superior)

Pela observação da sequência de fotografias, respeitante ao escoamento superior, pode concluir-se que, neste escoamento, o ressalto se encontra bem localizado, havendo uma diferença pouco marcante entre as alturas conjugadas a montante e a jusante. O escoamento apresenta-se bastante estável e localizado no interior da bacia.

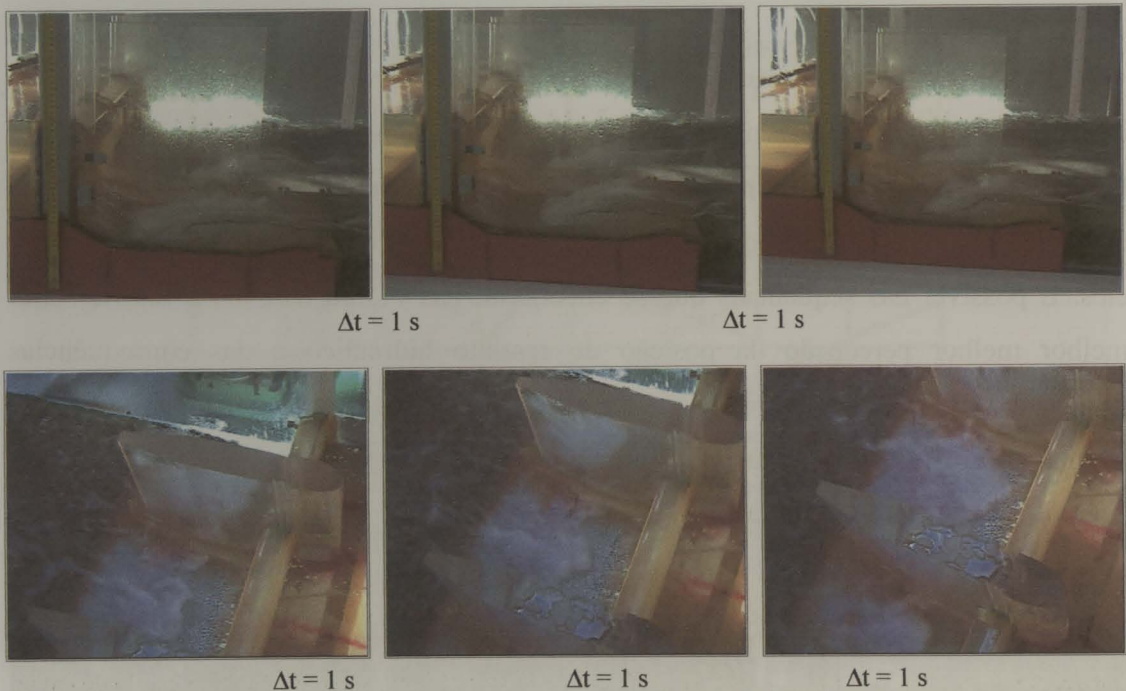


Figura 6.4 - Sequência de fotografias do escoamento com abertura inferior e indicação do intervalo de tempo decorrente entre elas (em cima - vista lateral e em baixo - vista superior)

Já o escoamento com abertura inferior, como se pode observar na sequência de fotografias anterior, é bastante mais instável, com uma grande oscilação do ressalto ao longo da bacia de dissipação, num muito menor espaço de tempo. A turbulência neste escoamento é também visivelmente superior, verificando-se um grande emulsionamento do ar com a água. Ao contrário do que acontece no escoamento anterior, é notória, a diferença existente entre as alturas conjugadas do ressalto.

Ao comparar esta sequência de fotografias com a da Figura 6.5, a diferença principal entre os dois escoamentos é o facto do ressalto hidráulico do escoamento desta figura não estar confinado à bacia de dissipação, sendo notória a perturbação e turbulência verificada já na zona do tapete de enrocamento, visível principalmente na vista superior.

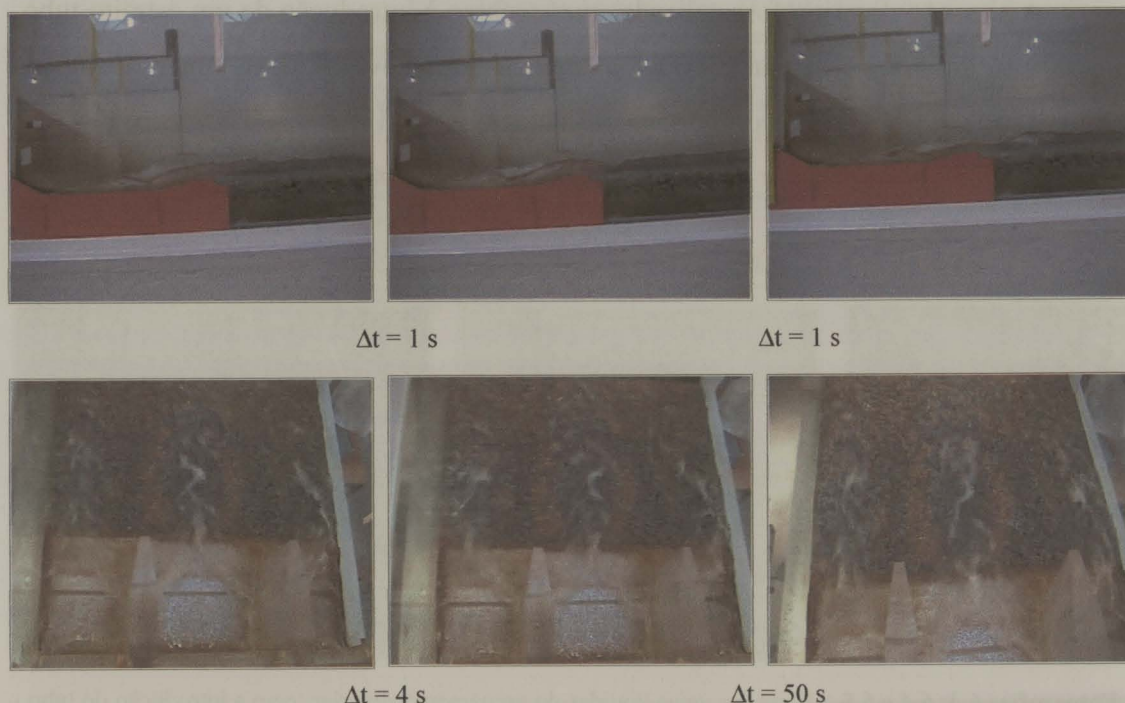
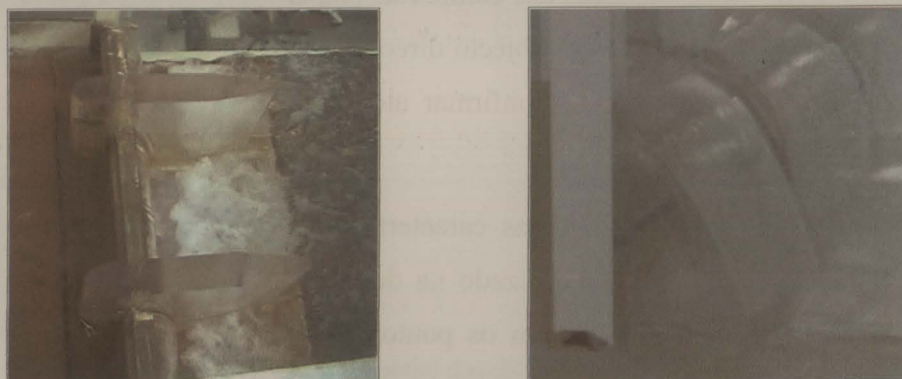


Figura 6.5 - Sequência de fotografias do escoamento com $Q = 12,2$ L/s e indicação do intervalo de tempo decorrente entre elas (em cima - vista lateral e em baixo - vista superior)

Uma das situações verificada, na fase dos ensaios preliminares, foi a diferença de comportamento entre as veias líquidas do escoamento superior das comportas laterais, relativamente à da comporta central. Esta apresentava-se bastante mais deprimida, como é visível nas Fotografias 6.1 e 6.2, mostrando a vista de cima na fotografia da esquerda e a vista lateral na fotografia da direita, onde é bem visível a situação descrita.

A única diferença existente entre os vãos laterais e o vão central que poderia justificar este comportamento era o facto de as veias líquidas dos vãos laterais terem arejamento, pois os encaixes na zona dos vidros o permitiam.



Fotografias 6.1 e 6.2 – Vista das veias líquidas do escoamento superior

A situação descrita, foi analisada, com recurso à introdução de um estreito tubo, visível nas fotografias seguintes, com a intenção de provocar o arejamento da veia líquida central e verificar o comportamento da mesma. Tal como se pode constatar nas fotografias, houve realmente uma uniformização do escoamento, na veia líquida, ao longo dos 3 vãos.



Fotografias 6.3; 6.4 e 6.5 – Vista das veias líquidas do escoamento superior, com a introdução do tubo para arejamento da veia líquida do vão central

Tendo em conta as conclusões do estudo feito pelo LNEC e também a curiosidade suscitada pelos ensaios preliminares, procedeu-se à visualização dos escoamentos, através da utilização de corantes (permanganato de potássio e azul de metileno).

Pretendeu-se observar melhor as condições de escoamento a montante, com o intuito de verificar se estavam a processar-se adequadamente, ou se poderiam provocar perturbações a jusante. Deu-se particular atenção ao escoamento nas comportas e junto aos pilares.

Procurou-se também conhecer melhor as diferenças de comportamento do escoamento para diversas aberturas das comportas (superior, inferior ou mista). Embora algumas destas situações não sejam objecto directo do presente trabalho, estão com ele relacionadas e havia interesse em confirmar até que ponto poderiam influenciar os ensaios que se pretendia estudar.

A Tabela 6.5 apresenta algumas características dos escoamentos visualizados, sendo que o plano de referência utilizado na definição das cotas foi o utilizado nos estudos do LNEC (plano que contém os pontos situados à cota 0,0 m). Os valores apresentados dizem respeito ao modelo.

Tabela 6.5 - Características dos escoamentos visualizados

Tipo de Abertura	Caudal	Nível Montante (NPA)	Cota da crista do corpo superior da comporta	Cota do cutelo do corpo inferior da comporta	Abertura/Carga (*)	h_{jusante}
-	m^3/s	m	m	m	m	m
-	L/s	cm	cm	cm	cm	cm
Superior	658,3	13,20	10,30	-	2,90	4,70
	$11,5 \pm 0,1$	$16,50 \pm 0,05$	$12,90 \pm 0,05$	-	$3,60 \pm 0,05$	$5,85 \pm 0,05$
Inferior	658,3	13,20	-	0,22	0,72	4,70
	$11,5 \pm 0,1$	$16,50 \pm 0,05$	-	$0,28 \pm 0,05$	$0,90 \pm 0,05$	$5,85 \pm 0,05$
Inferior	698,4	13,20	-	0,50	1,00	4,85
	$12,2 \pm 0,1$	$16,50 \pm 0,05$	-	$0,63 \pm 0,05$	$1,25 \pm 0,05$	$6,05 \pm 0,05$
Superior	898,7	13,20	9,70	-	3,45	5,30
	$15,7 \pm 0,2$	$16,50 \pm 0,05$	$12,20 \pm 0,05$	-	$4,30 \pm 0,05$	$6,60 \pm 0,05$
Superior	1373,8	13,20	8,70	-	4,50	6,30
	$24,0 \pm 0,3$	$16,50 \pm 0,05$	$10,90 \pm 0,05$	-	$5,60 \pm 0,05$	$7,85 \pm 0,05$

(*) valor da abertura no caso de abertura inferior das comportas e carga no caso de abertura superior das comportas

(*) valores no protótipo

(*) valores no modelo

Apresentam-se de seguida algumas fotografias das visualizações efectuadas, onde se podem observar alguns pormenores interessantes.

Nas zonas em que é previsível maior deposição de detritos sólidos observou-se maior concentração de corante, confirmando em qualquer das situações ensaiadas, as conclusões que se referiam no estudo do LNEC.

Nas Fotografias 6.6 e 6.7, é visível que, para o mesmo caudal 11,5 L/s, com o mesmo nível de montante e de jusante (na zona de escoamento desenvolvido), nota-se que para a abertura inferior, não há acumulação de corante, o que significa que o escoamento é mais rápido junto ao leito, do que para a abertura superior, tal como se pôde observar durante o ensaio.



Fotografias 6.6 e 6.7 - Vista superior dos escoamentos com caudal de 11,5 L/s
 abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

Nas Fotografias 6.8 e 6.9, observa-se em pormenor o que está afirmado no parágrafo anterior. Pode ainda inferir-se que no caso da abertura superior poderá haver maior deposição de sedimentos e/ou outros materiais, que podem causar danos no pilar e dificuldades, ou avarias na abertura das comportas. Já no caso da abertura inferior, terá que ser melhor controlada, pelo facto do escoamento ser mais rápido, sendo assim portador de maior energia cinética, pelo que poderá acarretar alterações maiores na sua dissipação a jusante. Quando utilizada cuidadosamente, poderá ter vantagem para operações de purga dos materiais acumulados.



Fotografias 6.8 e 6.9 – Pormenor do escoamento na zona do pilar para caudal de 11,5 L/s
abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

As vistas laterais (Fotografias 6.10 e 6.11), reforçam o que se observa nas anteriores.



Fotografias 6.10 e 6.11 - Vista lateral dos escoamentos com caudal de 11,5 L/s
abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

Nas Fotografias 6.12 e 6.13, pode observar-se, em pormenor, como o regime de escoamento é uniforme, à saída dos tubos, quer para o escoamento com abertura superior das comportas, quer para o escoamento com abertura inferior das comportas.



Fotografia 6.12
Pormenor da saída do escoamento dos tubos
para 11,5 L/s – ab. sup.



Fotografia 6.13
Vista lateral do esc. do caudal 12,2 L/s
ab. inf.

Foram ainda visualizados os escoamentos com caudal de 15,7 L/s e de 24,0 L/s, para avaliar se havia diferenças significativas de comportamento do modelo em relação a caudais superiores.

Nas fotografias seguintes, observa-se que com o aumento de caudal, há menor acumulação de corante junto das comportas e pilares, o que significa menor deposição de material sólido, ou seja maior capacidade de “arrastamento” do escoamento.



Fotografias 6.14 e 6.15 - Vista superior dos escoamentos com abertura superior
caudal de 15,7 L/s (esquerda) e caudal de 24,0 L/s (direita)



Fotografias 6.16 e 6.17 – Pormenor do escoamento na zona do pilar para abertura superior
caudal de 15,7 L/s (esquerda) e caudal de 24,0 L/s (direita)



Fotografias 6.18 e 6.19 - Vista lateral dos escoamentos com abertura superior
caudal de 15,7 L/s (esquerda) e caudal de 24,0 L/s (direita)



Fotografia 6.20 - Pormenor do escoamento na comporta vista de jusante
para o caudal de 24,0 L/s

Na Fotografia 6.20, pode-se observar um pormenor do escoamento superior na comporta, em que se observa que o filete de corante se mantém, sem se diluir significativamente na água em redor, o que pressupõe um regime laminar. A jusante, isso já não acontece, havendo imediata dispersão dos corantes utilizados.

Outra das ocorrências referidas no estudo do LNEC é a sensibilidade verificada na estabilidade do tapete de enrocamento para aberturas inadequadas das comportas (aberturas assimétricas das comportas dos diferentes vãos, ou mesmo abertura exclusivamente inferior das comportas para caudais menores). Este facto, além de ter causado alguma surpresa causou também uma certa apreensão, estando directamente relacionado com o tema abordado nesta tese, tendo-se portanto realizado algumas visualizações deste tipo de escoamentos. Esta utilização das comportas pode surgir acidentalmente, quer por avaria, quer por má operação.

Escolheu-se como situações a observar:

- Abertura, quer superior, quer inferior, apenas da comporta do vão central
- Abertura também superior e inferior apenas da comporta do vão lateral,

Estes ensaios foram realizados com caudais da mesma ordem de grandeza dos anteriores ($q_{\text{modelo}} \approx 15 \text{ L/s/m} \Rightarrow q_{\text{protótipo}} \approx 11 \text{ m}^3/\text{s/m}$) e níveis de montante e de jusante também semelhantes.

Abordou-se inicialmente a primeira situação referida.



Fotografias 6.21 e 6.22 - Vista superior, a montante, dos escoamentos com abertura da comporta do vão central - abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

Como se constata pelas Fotografias 6.21 e 6.22, as linhas de corrente, no caso da abertura inferior, têm uma curvatura que concorre para o vão central, sendo portanto a massa de água situada nos vãos laterais arrastada para a descarga, não ficando “estagnada”. Já no caso da abertura superior, isto não acontece, verificando-se acumulação de corante nos vãos laterais.



Fotografias 6.23 e 6.24 - Vista lateral dos escoamentos apenas no vão central
abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

Pela observação das Fotografias 6.23 e 6.24, pode confirmar-se o que foi dito em relação às linhas de corrente.

Nos escoamentos assimétricos verificou-se uma descida mais acentuada do nível de montante para a abertura inferior da comporta, relativamente à abertura superior, apesar desta ser elevada. Neste caso a deposição lateral foi mais difusa.



Fotografias 6.25 e 6.26 - Vista superior, a jusante, dos escoamentos com abertura apenas do vão central
abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

Nas Fotografias 6.25 e 6.26, foram retratados os escoamentos com abertura da comporta do vão central, a jusante.

O ressalto formado e algum do material arrastado no caso da abertura inferior, são notórios nas Fotografias 6.27 e 6.28.



Fotografias 6.27 e 6.28 - Pormenores, do escoamento com abertura inferior da comporta do vão central, ressalto formado (esquerda) e material arrastado (direita)

Como seria de esperar, os efeitos do escoamento com abertura inferior são mais gravosos para o tapete de enrocamento e conseqüentemente para a estrutura do aproveitamento hidráulico, como as fotografias retratam.

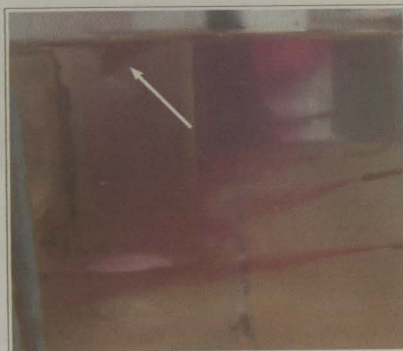


Fotografias 6.29 e 6.30 - Vista da fossa criada, pelos escoamentos com abertura do vão central abertura inferior (esquerda) e abertura superior (direita)

No caso da abertura apenas do vão lateral optou-se devido aos resultados obtidos para a abertura inferior por apresentar as fotografias isoladamente, e só em seguida as da abertura superior.

Verificou-se uma grande deposição nos vãos central e no lateral direito, ou seja nas zonas mais afastadas da abertura. O corante acumulou-se numa zona maior e por mais tempo, nas zonas mais afastadas da abertura. Constatou-se, também, a formação de vórtices, na zona dos pilares, como se pode ver na Fotografia 6.32, podendo este tipo de fenómeno causar danos na estrutura.

A jusante, na zona inicial do tapete de enrocamento, o ressalto hidráulico formado foi muito destrutivo, dando origem a um arrastamento violento do enrocamento, com formação de uma fossa que atingiu mesmo o fundo do canal.



Fotografias 6.31 e 6.32 - Vista de montante, do escoamento com abertura inferior do vão lateral vista superior (esquerda) e vista lateral (visível vórtice) (direita)

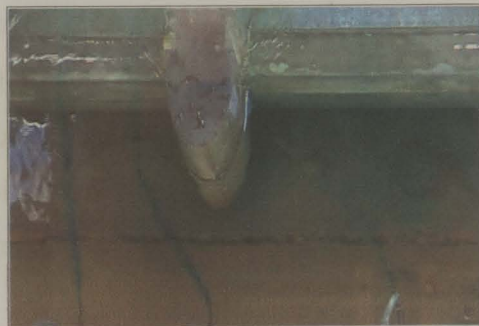


Fotografias 6.33 e 6.34 - Vista de jusante, do escoamento com abertura inferior do vão lateral vista superior (esquerda) e vista lateral (direita)



Fotografia 6.35 - Vista da fossa criada pelo escoamento com abertura inferior do vão lateral

No caso do escoamento com abertura superior do vão lateral, embora também se tenha formado fossa, os efeitos foram muito menos nefastos.



Fotografias 6.36 e 6.37 - Vista de montante, dos escoamentos com abertura superior do vão lateral vista superior (esquerda) e vista superior - pormenor (direita)



Fotografia 6.38 - Vista da fossa criada pelo escoamento com abertura superior do vão lateral

6.3 Conclusão

Através dos diversos ensaios descritos neste capítulo constatou-se que o modelo era adequado para o tipo de estudo efectuado.

Assim, em relação à curva de vazão para abertura superior das comportas, esta apresenta-se quase coincidente com a determinada no estudo do LNEC, tendo os coeficientes de vazão obtidos valores semelhantes aos apresentados para este tipo de situação na bibliografia consultada.

Quanto à abertura inferior da comporta detectaram-se algumas diferenças relativamente ao estudo do LNEC, pelo que se optou por prosseguir os estudos com a gama de aberturas que apresentava menores diferenças (aberturas iguais ou inferiores a 1,0 m). Também relativamente ao coeficiente de vazão para escoamento inferior se

obtiveram valores em alguns casos superiores aos indicados na bibliografia, no entanto esta situação ocorre também com os valores determinados pelo estudo do LNEC.

Verificou-se ainda, que, tal como havia sido concluído pelo LNEC 1985 (pg.5), a expulsão do ressalto hidráulico da bacia de dissipação origina a erosão do tapete de enrocamento, com a criação de uma fossa de profundidade acentuada. Para o mesmo caudal, o escoamento com abertura inferior das comportas, conduz a uma maior instabilidade do que o escoamento, com abertura superior, ou abertura mista (superior e inferior, simultâneamente).

O caudal descarregado com abertura superior das comportas está menos dependente do nível que se verifica a jusante, o que conduz a uma maior estabilidade deste escoamento.

Os maiores problemas ocorrem quando a diferença de níveis entre montante e jusante é grande, uma vez que para esta situação se tem maior variação da energia potencial. Deste modo, ao contrário do que o “senso comum” ditaria, não são os caudais mais elevados que originam as situações mais problemáticas, pois para o mesmo nível de montante estes apresentam níveis de jusante maiores (correspondendo-lhes um desnível menor).

Capítulo 7 – Apresentação dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

7 Apresentação dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

Neste capítulo procura-se descrever todos os ensaios e medições efectuadas por recurso à técnica de anemometria Laser-Doppler, bem como apresentar os resultados obtidos. De acordo com os objectivos pretendidos nesta tese, procura-se, designadamente, relacionar e analisar os campos de velocidades medidos, com a observação das alterações no tapete de enrocamento de protecção dos fundos aluvionares, situado a jusante da bacia de dissipação.

Proceder-se-á primeiro a uma descrição e caracterização geral dos ensaios realizados, seguindo-se, depois a apresentação dos resultados obtidos.

7.1 Descrição e caracterização geral dos ensaios

Como mencionado no **Capítulo 6**, foram efectuados diversos ensaios, para uma diversificada gama de caudais, com vista a aferir o comportamento do modelo no canal e a compará-lo com os resultados dos estudos anteriores, realizados pelo LNEC. Estes ensaios, realizados para diversas situações de cheia e diferentes aberturas da comporta, permitiram, para além da determinação dos coeficientes de vazão das comportas, já analisados, observar as condições de escoamento que causavam problemas a jusante no tapete de enrocamento.

Optou-se, então, por utilizar, os caudais de 11,5 L/s e de 12,2 L/s, por se verificar que a ocorrência do primeiro não causava qualquer tipo de problema, visível, no tapete de enrocamento, embora estivesse numa situação “limite”, e que o segundo (apenas 6% mais elevado) já provocava a ocorrência de erosão no tapete de enrocamento.

Sendo embora recomendado, pelo estudo realizado pelo LNEC, 1985, pgs. 16 e 18, que os caudais desta gama deveriam ocorrer com escoamento superior à comporta, tal não foi adoptado.

Assim, para o caudal de 11,5 L/s, realizaram-se dois tipos de ensaios: um com a abertura (superior) recomendada e outro com a abertura inferior. Já para o caudal de 12,2 L/s, e de acordo com os objectivos deste trabalho, apenas se realizou o ensaio com abertura inferior pois, como já referido, foi o caso que originou a ocorrência de erosão.

Entretanto, e porque um dos objectivos do trabalho era não só estudar o comportamento do tapete de enrocamento em situações adversas, mas também, tentar determinar uma constituição granulométrica deste que fosse exequível (com as menores dimensões possíveis), e para a qual não se formasse fossa. Por este motivo, realizaram-se mais dois ensaios para o caudal de 12,2 L/s, cada um correspondente a um de dois tapetes de enrocamento de constituições granulométricas diferentes das do de Crestuma.

Foram feitas medições das componentes horizontal (u) e vertical (v) da velocidade média local e das suas flutuações (u' e v'), a diversas distâncias do tapete de enrocamento, na direcção vertical (eixo dos yy), permitindo assim determinar os perfis de velocidades ao longo do tapete de enrocamento. Esses perfis foram espaçados de 5 cm (4 m à escala real), na horizontal (eixo dos xx), com excepção dos dois primeiros, ainda situados na bacia de dissipação. Procurando adequar as limitações temporais de um trabalho de uma Tese de Mestrado aos objectivos de se criarem as bases para a realização de um estudo experimental sistemático e mais aprofundado neste domínio optou-se por realizar as medições no eixo de simetria do vão central, em praticamente todos os ensaios. Dadas as dificuldades experimentais do tema em estudo, posicionou-se o modelo no canal (Figura 7.2), de maneira a que o eixo de simetria do vão central se encontrasse num plano de simetria longitudinal, quer do canal, quer do modelo.

7.1.1 Caracterização geral dos ensaios

Nas Figuras 7.1 e 7.2 pode observar-se, respectivamente, as esquematizações da vista da “janela” de vidro do canal onde está localizado o modelo, opticamente acessível, para permitir a realização das medições efectuadas e dessa zona de medição em planta. Estas figuras contêm a indicação dos diversos perfis de medição

considerados e assinalam as diversas camadas utilizadas para a constituição do tapete de enrocamento.

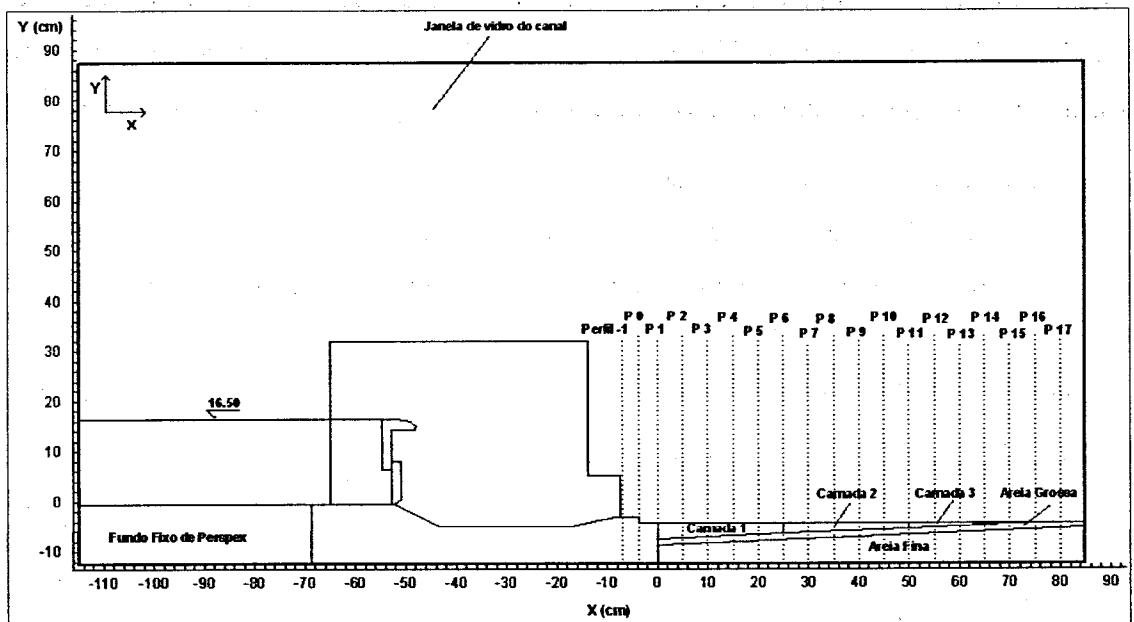


Figura 7.1 – Esquema da janela da zona de medição – Localização dos perfis de medição e pormenor das camadas do tapete de enrocamento – Perfil

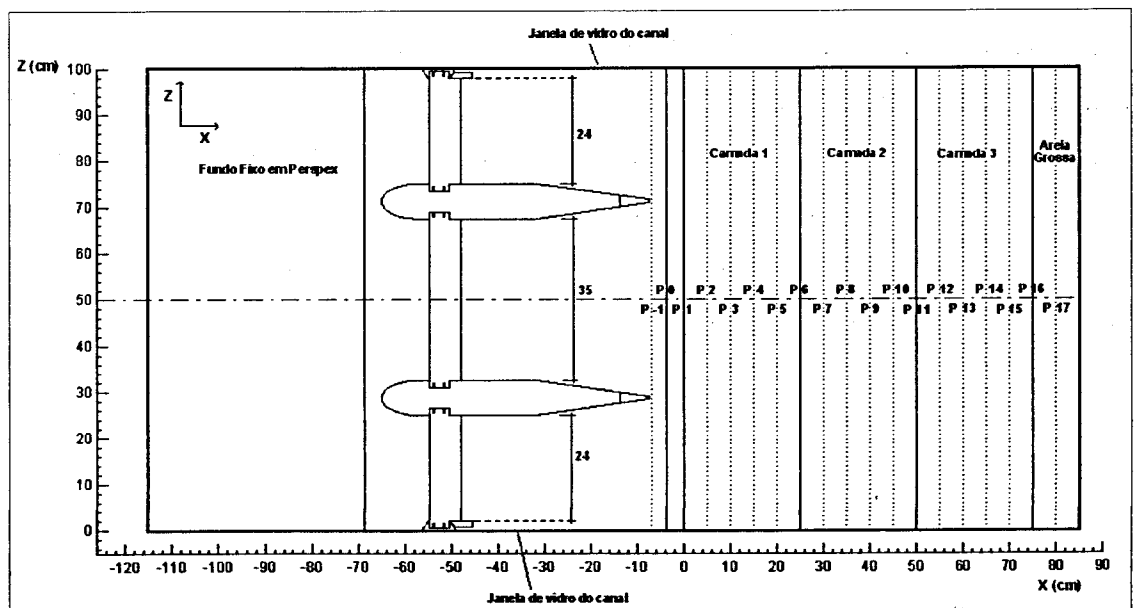


Figura 7.2 - Zona de medição – Localização dos perfis de medição e pormenor das camadas do tapete de enrocamento – Planta

A Tabela 7.1 apresenta alguns dados relativos às características associadas aos escoamentos ensaiados, correspondentes ao modelo utilizado, sendo de referir que o

plano de referência utilizado na definição das cotas foi o mesmo que o utilizado nos estudos do LNEC, plano que contém os pontos situados à cota 0,0 m (**Capítulo 4**).

Tabela 7.1 - Características relativas aos escoamentos ensaiados

Abertura da comporta	Caudal específico (q)	Nível Montante (NPA)	Cota da crista do corpo superior da comporta	Cota do cutelo do corpo inferior da comporta	Valor da Abertura/Carga (*)
-	L/s/m	cm	cm	cm	cm
superior	11,5 ± 0,1	16,50 ± 0,05	12,90 ± 0,05	- 0,62 ± 0,05	3,60 ± 0,05
inferior	11,5 ± 0,1	16,50 ± 0,05	16,60 ± 0,05	0,28 ± 0,05	0,90 ± 0,05
inferior	12,2 ± 0,1	16,50 ± 0,05	16,60 ± 0,05	0,63 ± 0,05	1,25 ± 0,05

(*) valor da abertura no caso de abertura inferior das comportas e carga no caso de abertura superior das comportas

O tapete de enrocamento dos ensaios efectuados com caudal de 11,5 L/s foi executado com granulometria correspondente à utilizada no tapete executado no aproveitamento de Crestuma, à escala do modelo. Para o caso do caudal de 12,2 L/s foram realizados ensaios com 3 distintos tapetes de enrocamento: um com granulometria igual à de Crestuma (tapete A) e 2 outros com diferente granulometria (tapetes B e C). Num deles (tapete B), a granulometria da camada 1 foi escolhida de modo a que, aumentando o valor médio das dimensões utilizadas no tapete A, estas permitissem a exequibilidade deste à escala real, quer em termos económicos, quer em termos de transporte e até mesmo na execução do mesmo. No terceiro tapete de enrocamento ensaiado (tapete C), recorreu-se às fórmulas correntes de dimensionamento (**Capítulo 2**), tendo em conta os valores da velocidade média determinados no ensaio realizado com o tapete A. A granulometria da camada 1 do tapete C, embora, em termos de escala real não fosse considerada exequível, tinha interesse académico, para verificação e validação do critério de dimensionamento utilizado. Em termos de dimensões médias, a granulometria do 2º tapete utilizado é cerca de 33% superior à de Crestuma e a do 3º tapete, é aproximadamente o dobro da do tapete de Crestuma. (**Capítulo 4**)

Relativamente ao caso do tapete A houve necessidade de repetir o ensaio com o caudal de 12,2 L/s, porque as calhas utilizadas para a medição da componente vertical da velocidade (v), descritas em 5.4.2, condicionaram a erosão do tapete, na zona do vão

lateral em que estavam colocadas, não permitindo que aí se formasse fossa. Retiradas as calhas e restabelecidas as condições do escoamento, tendo-se realizado medições das componentes da velocidade, u e v e suas flutuações, quer no eixo de simetria do vão lateral, onde tinham estado colocadas inicialmente as calhas, quer no eixo de simetria do vão central, verificou-se que a fossa criada era assimétrica. No entanto, este ensaio é o único para o caudal de 12,2 L/s em que se dispõe de medições da componente vertical da velocidade (v).

No final de cada ensaio com caudal de 12,2 L/s, procedeu-se sempre à caracterização das zonas de erosão e deposição, tendo-se efectuado segundo uma malha de 5 cm por 5 cm. Em seguida o tapete de enrocamento existente era retirado, refazendo-se então completamente, com as características granulométricas pretendidas.



Fotografia 7.1 - Sistema utilizado na medição das fossas

7.2 Apresentação dos Resultados obtidos

Para a apresentação dos resultados obtidos, bem como para a análise dos mesmos, optou-se por juntar os ensaios segundo três grupos:

- um primeiro grupo constituído pelos ensaios com caudal de 11,5 L/s, podendo assim tirar-se conclusões relativamente aos dois tipos de abertura ensaiadas (abertura superior e abertura inferior), uma vez que esta é o único factor que varia nos dois ensaios;

- um segundo grupo, constituído pelo ensaio com caudal de 11,5 L/s, com abertura inferior, e o ensaio com caudal de 12,2 L/s, com o tapete A (Crestuma), analisando-se as condições que levaram à ruptura do tapete de enrocamento;
- e,
- um terceiro grupo constituído pelos ensaios de caudal 12,2 L/s, com os três tapetes de enrocamento (Tapete A, B e C), em que se pôde tirar conclusões comparativas quanto ao uso das diferentes granulometrias.

Na apresentação dos resultados, optou-se pela sua adimensionalização, para os mesmos poderem ser mais facilmente comparáveis. Os parâmetros de adimensionalização utilizados foram:

- para as velocidades: a velocidade média do escoamento a jusante (U_{jusante}), em regime desenvolvido (uniforme), facilmente calculável, uma vez que se conhece o nível de jusante, correspondente ao nível do rio, nessa zona (ver curvas de vazão apresentadas no **Capítulo 3**).
- para os comprimentos segundo o desenvolvimento longitudinal (eixo dos xx, Figura 7.1), uma vez que o que se pretende é o estudo do tapete de enrocamento, utilizou-se o comprimento deste ($L_{\text{tapete enrocamento}} = 100 \text{ cm}$). Tomou-se como zero da escala o início do tapete. Convém lembrar, que como já foi referido no **Capítulo 4**, apesar de apenas se ter reproduzido com material granular os primeiros 87,5 cm do tapete de enrocamento (parcela do tapete visível através da zona da “janela” de vidro de medição), este deverá corresponder no total a 100 cm de comprimento, à escala do modelo.
- para os comprimentos na vertical ao fundo do canal (eixo yy, ver Figura 7.1), considerou-se a altura de água do escoamento em regime desenvolvido (uniforme), a jusante (h_{jusante}). A adimensionalização foi feita tendo em atenção o plano de referência utilizado nos estudos do LNEC, já atrás referido.

Tabela 7.2 – Parâmetros de adimensionalização

Caudal	Abertura da comporta	h_{jusante}	U_{jusante}
L/s/m	-	cm	m/s
$11,5 \pm 0,1$	Superior	$5,85 \pm 0,05$	0,197
$11,5 \pm 0,1$	Inferior	$5,85 \pm 0,05$	0,197
$12,2 \pm 0,1$	Inferior	$6,05 \pm 0,05$	0,202

Foi utilizado o software Tecplot V7.5 para a apresentação dos resultados, relativos aos campos de velocidade, suas flutuações e fossas medidas, dada a sua adequabilidade para esse efeito.

7.2.1 Comparação entre as duas aberturas – Caudal 11,5 L/s

A esquematização da janela da zona de medição do canal, Figura 7.3, mostra as duas situações de abertura das comportas enunciadas, bem como as superfícies livres, distintas, que se observaram a jusante. Para o caso da abertura inferior, a superfície livre, a jusante, na zona do ressalto é apresentada com duas linhas, uma a cheio e outra a tracejado, correspondentes às duas posições extremas do ressalto (visíveis na sequência de fotografias apresentada no **Capítulo 6**, Figura 6.4).

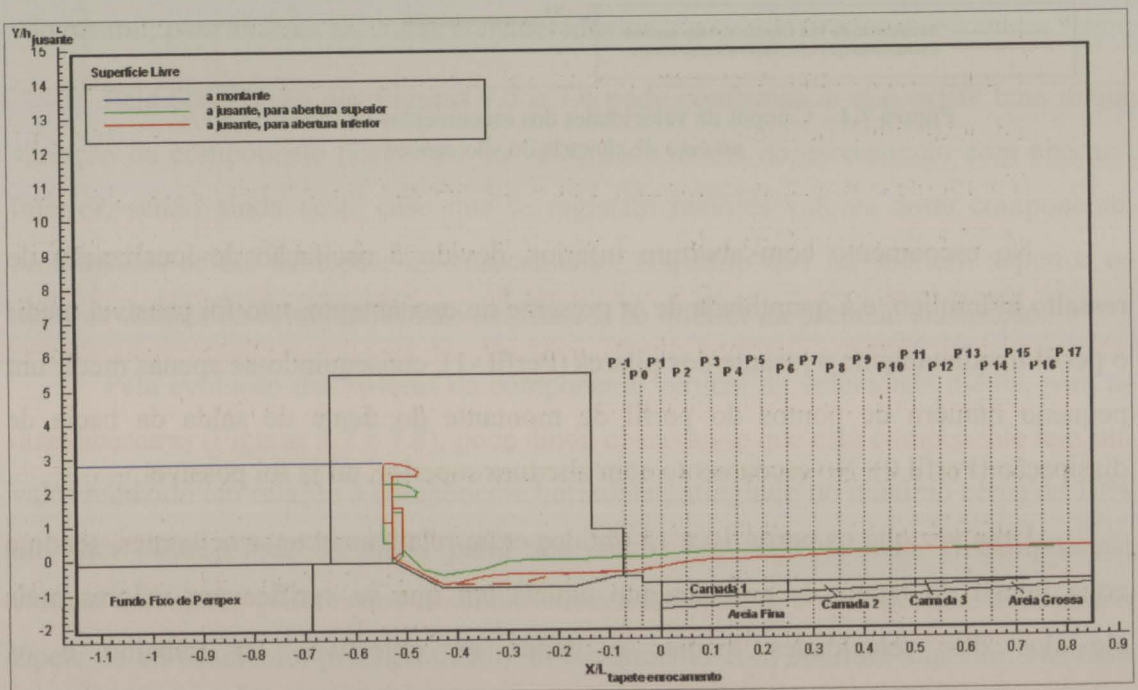


Figura 7.3 – Esquema da janela da zona de medição do canal – Definição das diferentes aberturas e superfícies livres dos escoamentos de caudal 11,5 L/s

Apresentam-se, de seguida, os campos de velocidade média pontual e das correspondentes flutuações, obtidos para estes dois escoamentos. Nestas figuras apenas se representa a zona do tapete de enrocamento, onde foram efectuadas medições, permitindo uma melhor percepção das diferenças entre os dois escoamentos ensaiados.

Por tornar a comparação mais simples, optou-se por representar os campos de velocidade média dos dois escoamentos em conjunto, na mesma figura (7.4).

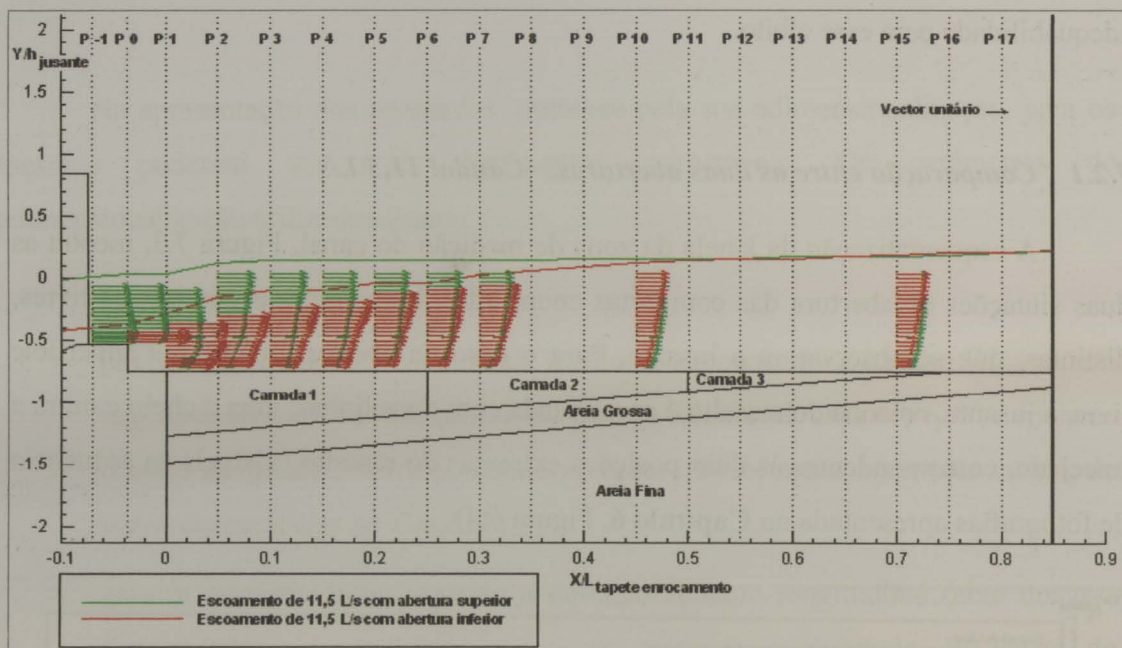


Figura 7.4 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 11,5 L/s no eixo de simetria do vão central

No escoamento com abertura inferior, devido à oscilação de localização do ressalto hidráulico, e à quantidade de ar presente no escoamento, não foi possível medir o perfil imediatamente a jusante dos pilares (Perfil -1), conseguindo-se apenas medir um pequeno número de pontos do perfil de montante do dente de saída da bacia de dissipação (Perfil 0). No escoamento com abertura superior, tal já foi possível.

Uma vez que os perfis 10 e 15 obtidos eram relativamente semelhantes, sendo a zona inicial do tapete de enrocamento aquela em que se verificavam valores mais elevados das velocidades médias e dados os objectivos do trabalho e os

condicionalismos em termos de tempo, optou-se por, a partir do perfil 7, medir apenas os dois perfis referidos.

Relativamente aos campos de velocidade apresentados, pode observar-se que a velocidade média do escoamento com abertura inferior, é inicialmente bastante superior, esbatendo-se a diferença, progressivamente, para jusante (sensivelmente até ao fim da 1ª camada do tapete de enrocamento).

Os maiores valores de velocidade média verificados na zona inicial do tapete de enrocamento, para o caso da abertura inferior é naturalmente explicado pela menor altura do escoamento. Sendo semelhantes as configurações dos perfis de velocidades médias dos dois casos, haverá, no entanto, a registar, um maior gradiente da velocidade, do leito do tapete de enrocamento para a superfície, no caso do escoamento com abertura inferior.

O facto de o escoamento com abertura inferior apresentar maiores velocidades junto ao leito indiciou que este caso deverá ser potencialmente o mais gravoso para o tapete de enrocamento, o que está de acordo com a sequência de fotografias apresentadas no **Capítulo 6**, nas Figuras 6.3 e 6.4.

As figuras seguintes permitem observar melhor a evolução dos valores das componentes horizontal e vertical da velocidade média pontual, no eixo de simetria do vão central, para as duas aberturas consideradas.

Pela observação das Figuras 7.5 e 7.6 pode confirmar-se que existe uma maior variação da componente horizontal da velocidade média no escoamento com abertura inferior, sendo ainda neste caso que se registam maiores valores desta componente, prolongando-se até ao tapete de enrocamento, enquanto que na abertura superior os maiores valores da velocidade estão confinados ao interior da bacia de dissipação.

Pela evolução dos valores da componente vertical da velocidade média, para as duas aberturas (Figuras 7.7 e 7.8), pode ainda observar-se que esta componente tem um valor reduzido em relação à componente horizontal, atingindo no máximo cerca de 10% do valor desta, sendo na maior parte dos pontos praticamente nula. A componente vertical tem ainda, genericamente sentido descendente, ou seja da superfície livre para o tapete de enrocamento, principalmente no escoamento com abertura superior. No caso da abertura inferior, comparativamente com o da abertura superior existe uma maior variação de valores desta componente, nomeadamente em termos do sentido da mesma.

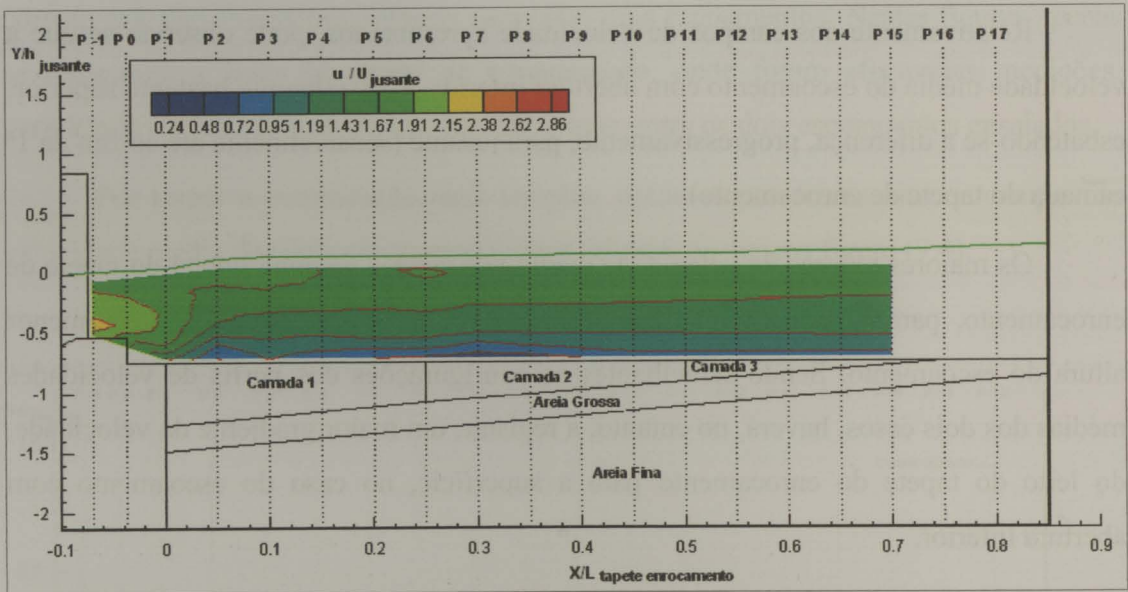


Figura 7.5 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior

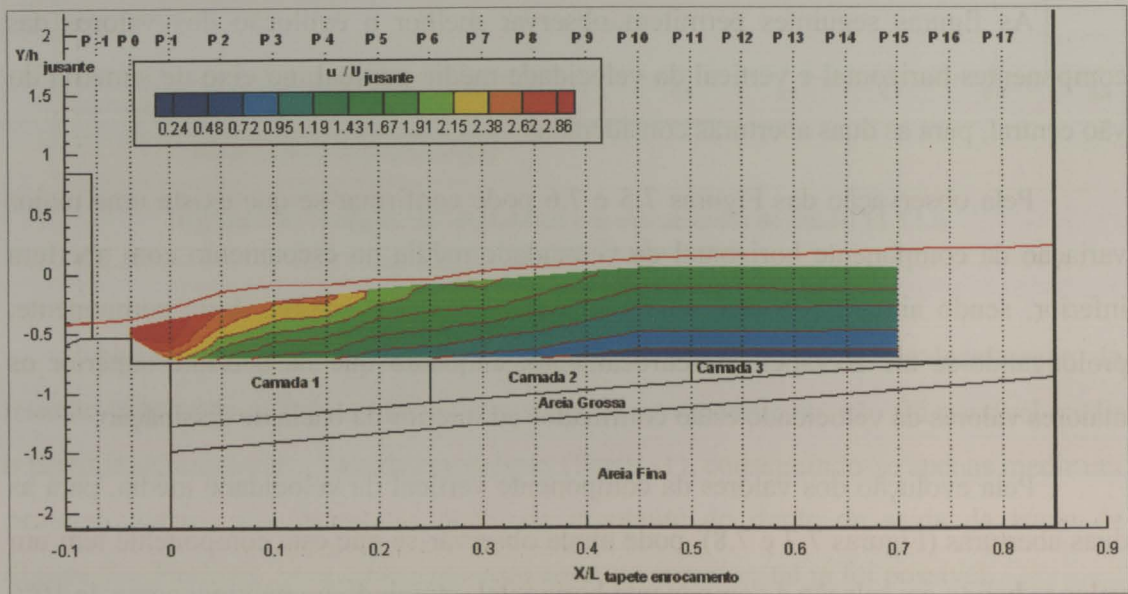


Figura 7.6 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior

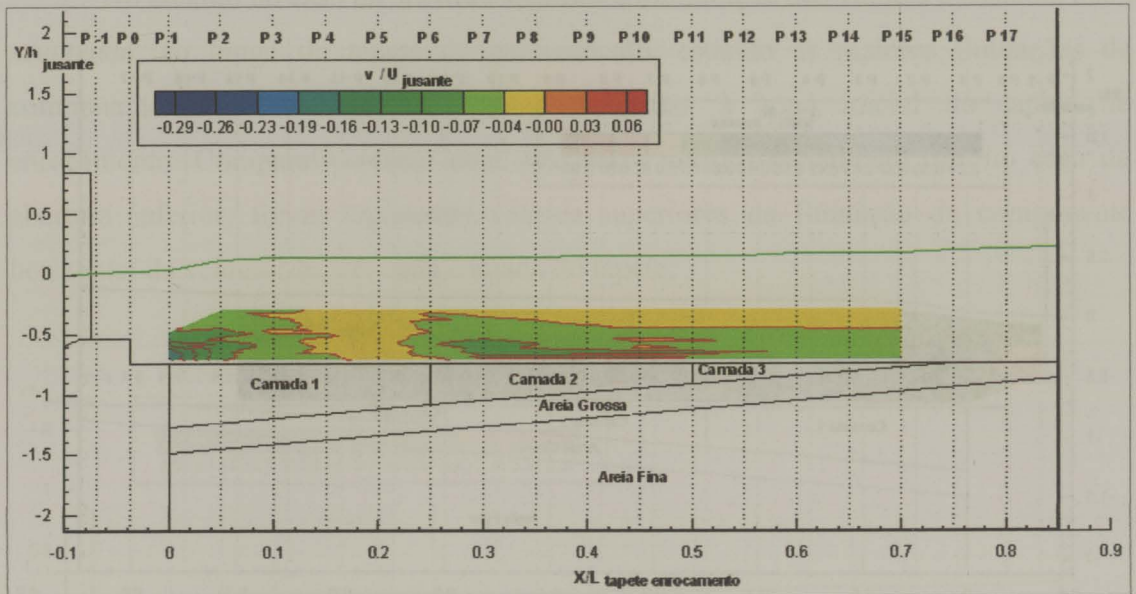


Figura 7.7 – Evolução dos valores da componente vertical da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior

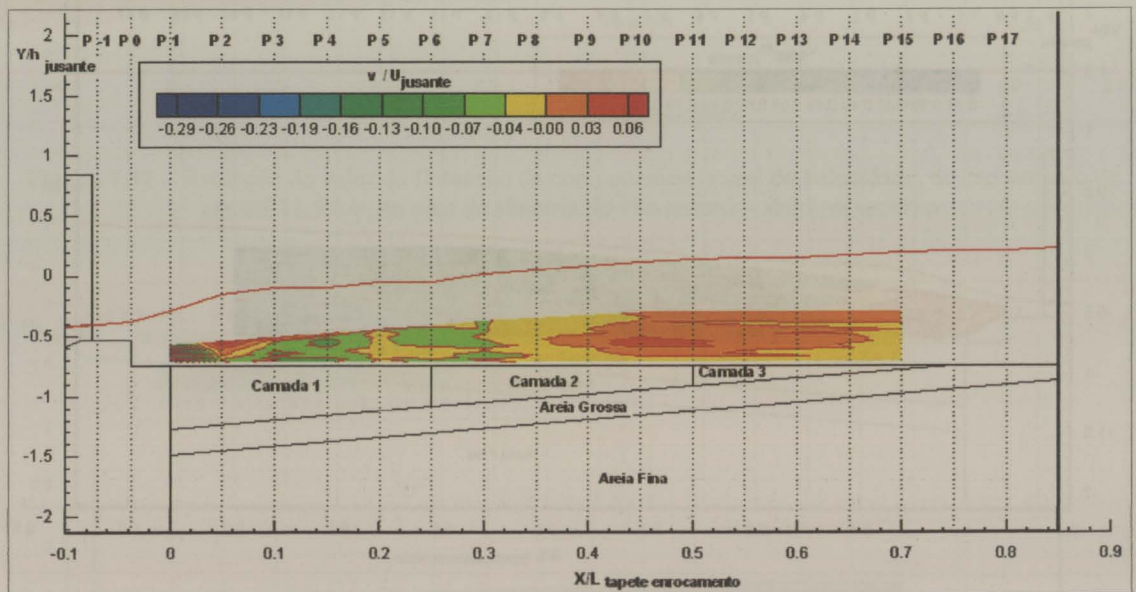


Figura 7.8 – Evolução dos valores da componente vertical da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior

As figuras seguintes (7.9 a 7.11) permitem observar as flutuações das componentes horizontal e vertical da velocidade, para as duas aberturas consideradas.

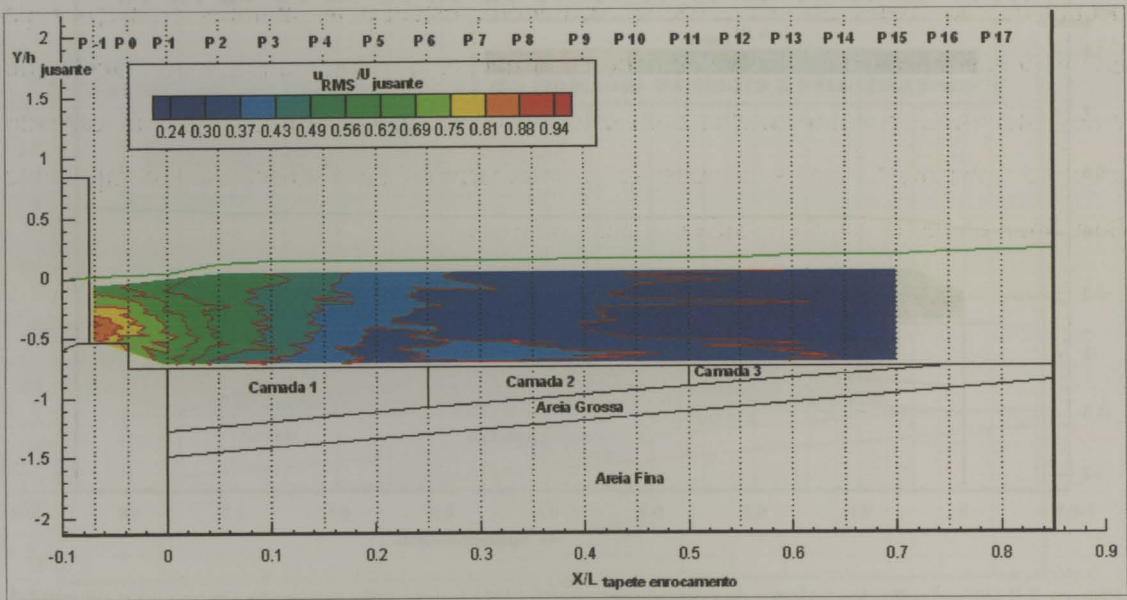


Figura 7.9 – Evolução do valor da flutuação da componente horizontal da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior

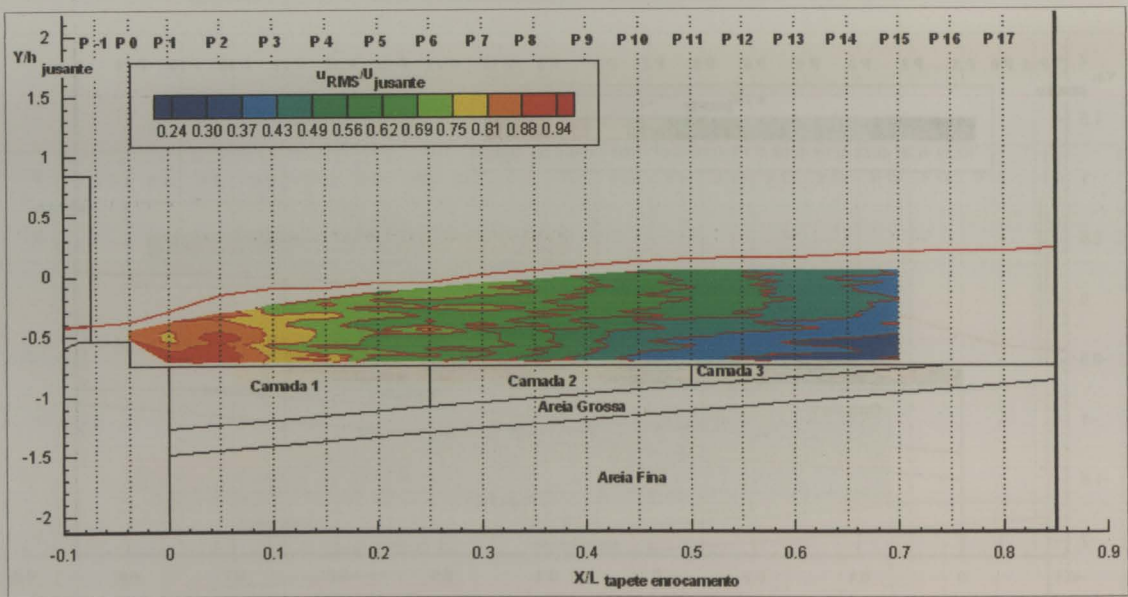


Figura 7.10 – Evolução do valor da flutuação da componente horizontal da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior

As Figuras 7.9 e 7.10 permitem constatar que o escoamento com abertura inferior apresenta valores máximos da flutuação da componente horizontal da velocidade de ordem de grandeza similar aos do escoamento de abertura superior.

No entanto no caso da abertura superior a diminuição dos valores é bastante mais acentuada, ao longo do tapete de enrocamento, estando as maiores flutuações da componente horizontal da velocidade confinadas à zona inicial do tapete de enrocamento. Comparativamente com este caso, verifica-se também que no caso da abertura inferior, foram registados valores superiores da flutuação da componente horizontal da velocidade, em cada camada do tapete.

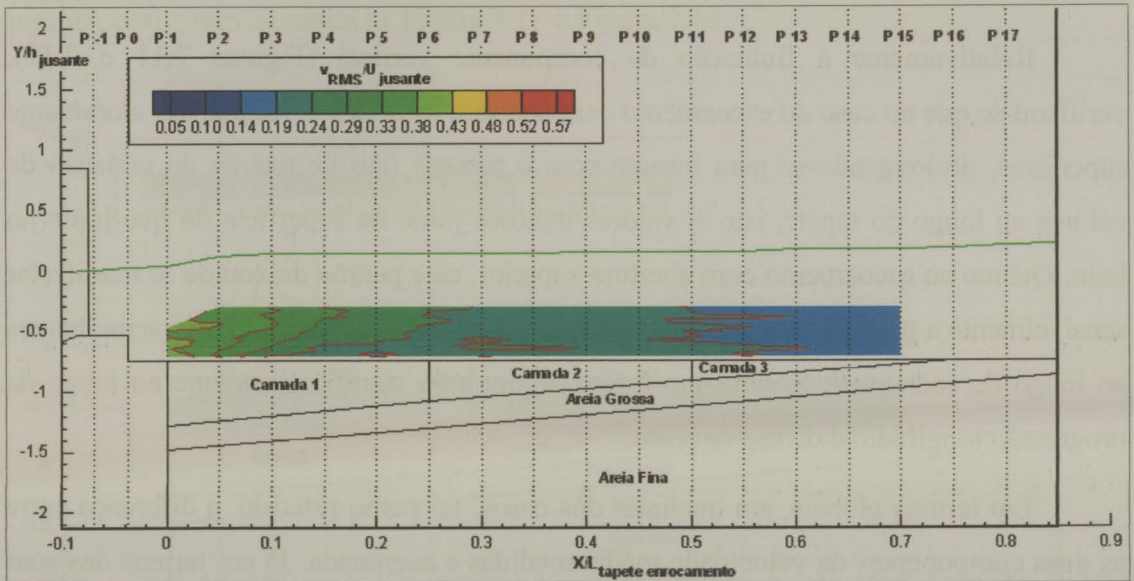


Figura 7.11 – Evolução do valor da flutuação da componente vertical da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura superior

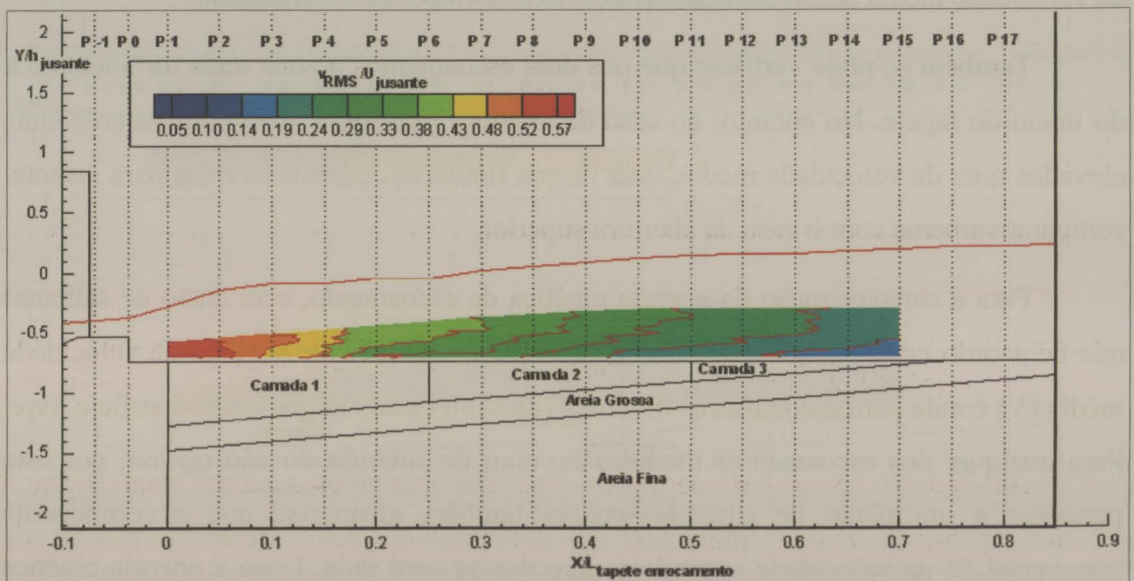


Figura 7.12 – Evolução do valor da flutuação da componente vertical da velocidade, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central – abertura inferior

Ainda para a flutuação da componente horizontal da velocidade (Figuras 7.9 e 7.10) é também de salientar a maior uniformidade existente ao longo da vertical, em cada secção, para a abertura superior, enquanto que no caso da abertura inferior o padrão é significativamente diferente, sendo que sensivelmente para jusante de metade da extensão da 1ª camada (Perfil P4) os valores são sempre superiores junto da superfície do que junto ao leito.

Relativamente à flutuação da componente vertical (Figuras 7.11 e 7.12), verificou-se que no caso do escoamento com abertura inferior, os valores são claramente superiores, prolongando-se para jusante com o mesmo tipo de padrão de variação de valores ao longo do tapete, isto é, valores maiores junto da superfície do que junto ao leito. Quanto ao escoamento com abertura superior, este padrão deixou de se manifestar sensivelmente a partir do meio da 1ª camada, passando a apresentar valores semelhantes ao longo de cada vertical, mas que foram diminuindo significativamente ao longo da progressão longitudinal do escoamento.

Em termos globais, em qualquer dos casos, tal como referido, a diferença entre as duas componentes da velocidade média medidas é acentuada. Já em termos das suas flutuações, a preponderância da componente horizontal relativamente à vertical se tornou menos significativa, sendo o valor máximo da flutuação da componente vertical da velocidade média sensivelmente metade do da componente horizontal.

Também se pôde verificar que nos dois escoamentos a zona mais turbulenta é a do início do tapete. No entanto, no caso da abertura inferior, a zona com valores mais elevados quer de velocidade média, quer da sua flutuação, estende-se mais para jusante, comparativamente com o caso da abertura superior.

Para a caracterização da energia cinética de escoamento, será então de salientar que de acordo com Nezu e Rodi 1986 (pg. 340), a componente vertical da velocidade média (V) é nula para escoamentos desenvolvidos em canais largos com superfície livre. Para qualquer dos escoamentos medidos no eixo de simetria do vão central, por este pertencer a um plano de simetria, poderá também afirmar-se que a componente transversal W da velocidade segundo o eixo dos zz será nula. Logo a energia cinética média específica por unidade de massa, no eixo de simetria do vão central será:

$$E_{\text{cinética}} = \frac{1}{2} \cdot (U^2 + V^2) \quad (7.1) \quad \text{e} \quad E_{\text{cinética jusante}} = \frac{1}{2} \cdot U_{\text{jusante}}^2 \quad (7.2)$$

Para representar o processo de dissipação de energia a jusante do modelo estudado, optou-se por representar a energia cinética média específica, adimensionalizando-a por comparação com a energia cinética média específica de jusante, obtiveram-se assim as Figura 7.13 e Figura 7.14.

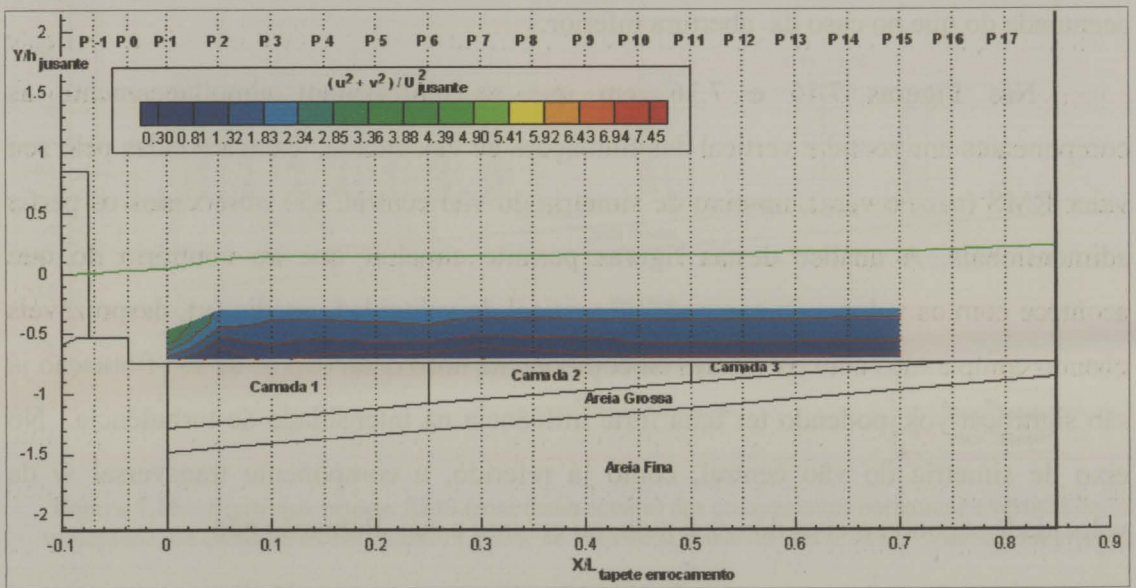


Figura 7.13 – Energia cinética média específica, no eixo de simetria do vão central do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura superior

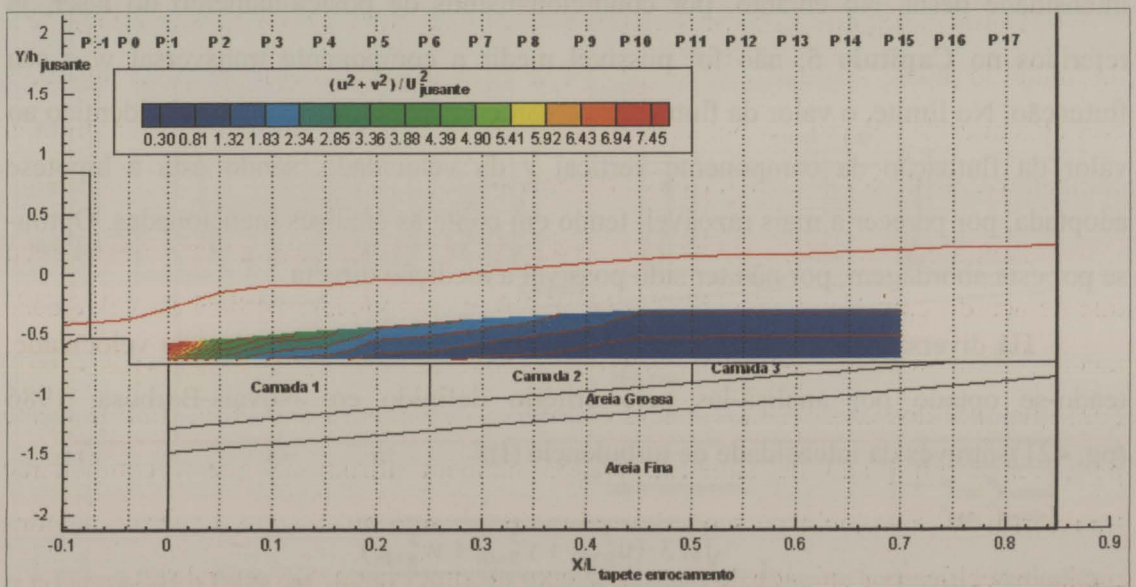


Figura 7.14 – Energia cinética média específica, no eixo de simetria do vão central, do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura inferior

Comparando as duas figuras verifica-se que no eixo de simetria do vão central (plano de simetria) o escoamento com abertura inferior é mais gravoso para o tapete de enrocamento, pois os valores máximos da energia cinética média, são superiores ao dobro dos verificados para a outra abertura (superior) até sensivelmente metade do comprimento da primeira camada do tapete de enrocamento. Para o caso da abertura superior, os valores mais elevados não chegam a atingir o leito do tapete de enrocamento, sendo a variação de valores em cada perfil medido, muito menos acentuada do que no caso da abertura inferior.

Nas Figuras 7.15 e 7.16, em que se representam simultaneamente as componentes horizontal e vertical das flutuações de velocidade, caracterizadas pelo seu valor RMS (u_{RMS} e v_{RMS}), no eixo de simetria do vão central, são observados os perfis adimensionais. A análise destas figuras permite concluir que ao contrário do que acontece com os valores da componente vertical da velocidade média (v), desprezáveis quando comparados com os valores da componente horizontal (u), os da sua flutuação já são significativos, podendo ter uma forte influência na intensidade de turbulência. No eixo de simetria do vão central, como já referido, a componente transversal w da velocidade segundo o eixo dos zz é nula, no entanto a sua flutuação não.

Pela observação dos ensaios verificou-se que a turbulência tem um papel importante na dissipação de energia a jusante, pelo que seria interessante determinar a intensidade desta. No entanto, por condicionalismos de posicionamento do laser, já referidos no **Capítulo 5**, não foi possível medir a componente transversal w e sua flutuação. No limite, o valor da flutuação da componente transversal w seria idêntico ao valor da flutuação da componente vertical v da velocidade, sendo esta a hipótese adoptada, por parecer a mais razoável, tendo em conta as análises mencionadas. Optou-se por esta abordagem, por não ter sido possível a medição directa.

Há diversas formas de caracterizar a importância das flutuações da velocidade, tendo-se optado por analisá-las pelo critério definido em Novais-Barbosa, 1986 (pg. 421), através da intensidade de turbulência (I):

$$I = \frac{\sqrt{1/3 \cdot (u_{RMS}^2 + v_{RMS}^2 + w_{RMS}^2)}}{\sqrt{u^2 + v^2}} \quad (7.3)$$

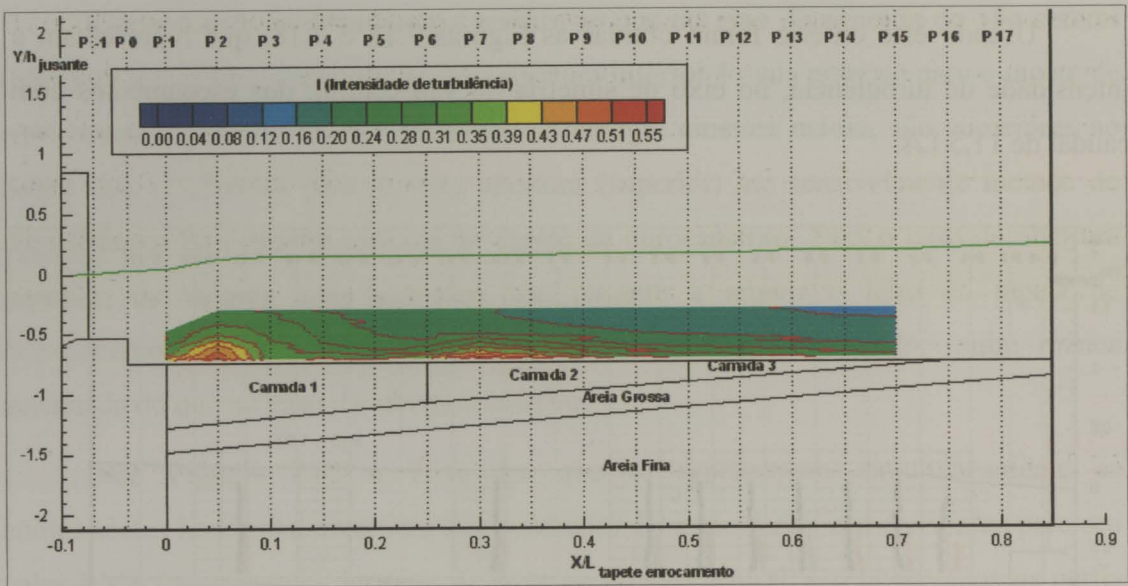


Figura 7.17 – Intensidade de turbulência, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central, para a hipótese considerada ($w_{RMS} = v_{RMS}$) – abertura superior

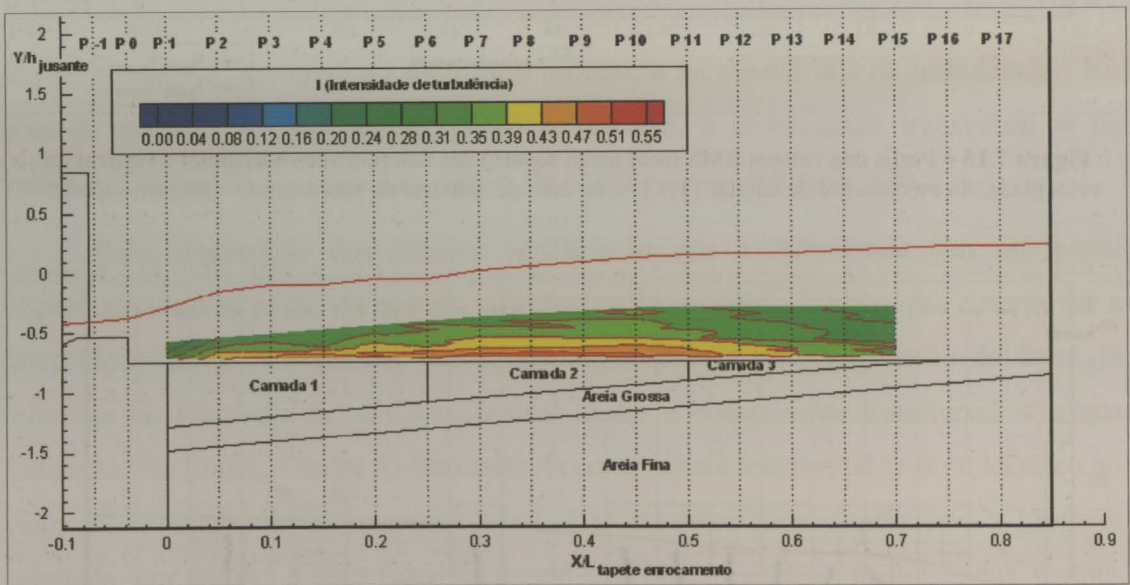


Figura 7.18 – Intensidade de turbulência, do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central, para a hipótese considerada ($w_{RMS} = v_{RMS}$) – abertura inferior

A partir destas figuras (7.17 e 7.18), resulta óbvio que os valores de intensidade de turbulência junto ao leito, para o caso da abertura inferior, são maiores do que os verificados para o caso da abertura superior, com excepção de uma pequena zona no início do tapete de enrocamento, entre os perfis P1 e P3. Os efeitos da turbulência, no caso da abertura inferior estendem-se mais para jusante.

Como se referiu, no caso da abertura inferior observou-se uma muito maior oscilação do ressalto, tendo sido ainda observado um grande emulsionamento entre o ar e a água, o que evidencia maior turbulência. De facto, nas figuras anteriores, a intensidade de turbulência é claramente mais elevada para o caso da abertura inferior, essencialmente junto ao leito, chegando a atingir valores da ordem de 0,60, valor bastante elevado. A turbulência não é, portanto, de desprezar, principalmente no caso da abertura inferior das comportas, embora a energia cinética média específica seja preponderante nestes escoamentos.

7.2.2 Condições que levaram à ruptura do tapete – Comparação entre os dois caudais – 11,5 L/s e 12,2 L/s

Apresenta-se em seguida a esquematização da janela da zona de medição do canal, Figura 7.19, onde se representaram as duas aberturas inferiores consideradas (praticamente idênticas), e o desenvolvimento das superfícies livres verificadas a jusante. No caso do escoamento de 12,2 L/s tentou reproduzir-se a oscilação da superfície livre visualizada na vista lateral da sequência de fotografias apresentadas no **Capítulo 6**, Figura 6.5. Saliente-se que o tapete de enrocamento utilizado nos dois ensaios foi o mesmo e/ou similar ao anteriormente utilizado na comparação apresentada em 7.2.1 e idêntico ao adoptado na modelação do tapete de enrocamento de Crestuma (tapete A).

Na Figura 7.20, apresentam-se conjuntamente os perfis correspondentes aos campos de velocidade média dos dois escoamentos, no eixo de simetria do vão central, representando-se ainda as cotas do leito do tapete de enrocamento (quer a meio vão, quer a máxima verificada), para o caudal de 12,2 L/s. As respectivas medições foram efectuadas após a formação e estabilização da fossa de erosão provocada por este escoamento.

Relativamente aos campos de velocidade média, é notória a diferença entre os valores dos dois casos, sendo significativamente mais elevados os valores correspondentes ao caudal de 12,2 L/s, onde ocorrem também os gradientes mais elevados. Esta diferença acentuada nos valores da velocidade não pode ser apenas explicada pelo acréscimo de caudal (sensivelmente 6%), mas tudo indica poder ser

devida ao deslocamento do ressalto hidráulico, no sentido do escoamento, deixando de estar confinado na bacia de dissipação e afectando assim o tapete de enrocamento.

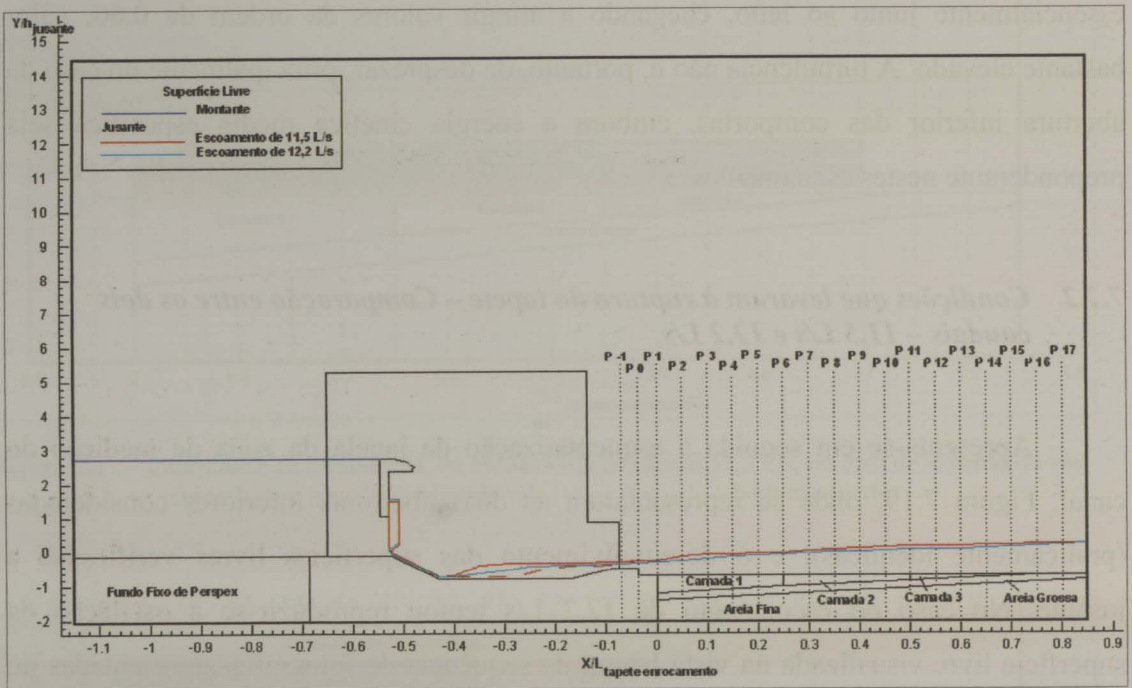


Figura 7.19 – Esquema da janela da zona de medição do canal – Definição das diferentes aberturas e superfícies livres dos escoamentos de caudal 11,5 L/s e 12,2 L/s - abertura inferior

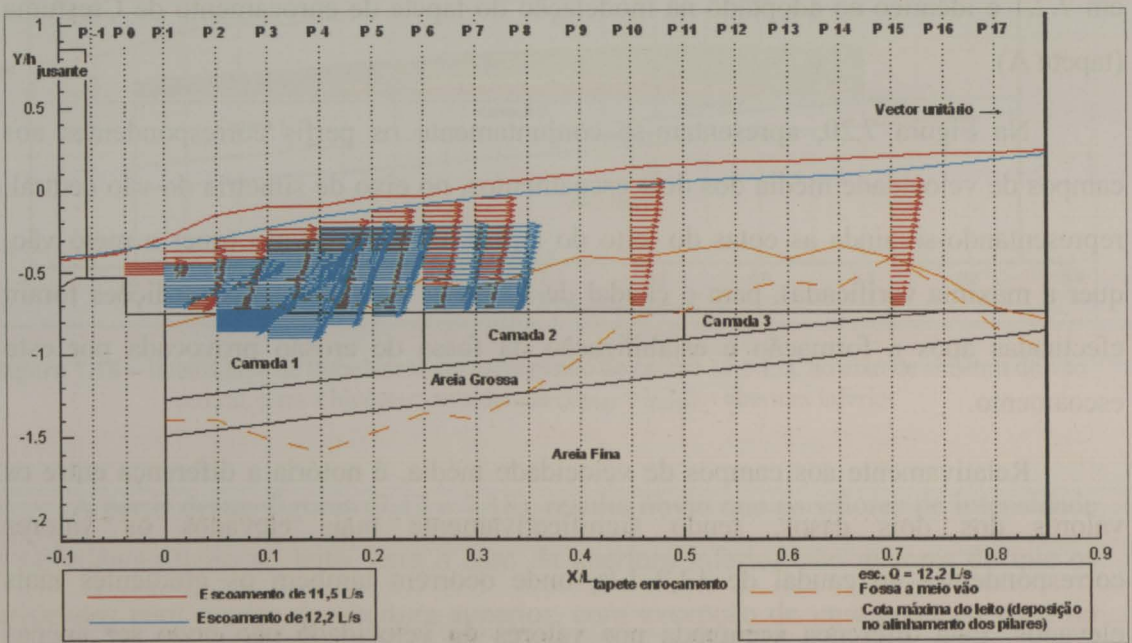


Figura 7.20 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 11,5 L/s e 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central

No escoamento com caudal de 12,2 L/s, com a sobrelevação da cota do leito a partir do perfil 8, devida à deposição dos materiais arrastados, e à oscilação da superfície livre, não se tornou viável a medição de perfis mais a jusante, no plano de medição (eixo de simetria do vão central).

Também pelas razões já anteriormente mencionadas (**Capítulo 5**), para o caudal de 12,2 L/s, apenas se dispõe de medições da componente horizontal da velocidade (u), e das flutuações desta.

Comparando a evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média, no eixo de simetria do vão central, para o caudal de 11,5 L/s, Figura 7.21, com a correspondente ao caudal 12,2 L/s, Figura 7.22, pode observar-se que o padrão de evolução com o escoamento é sensivelmente o mesmo, isto é os valores na zona junto ao leito, são de um modo geral inferiores aos verificados na zona mais próxima da superfície livre. No entanto os valores são significativamente maiores (sensivelmente o dobro) na zona do tapete de enrocamento, em que foi possível efectuar medições, para o caso do caudal de 12,2 L/s.

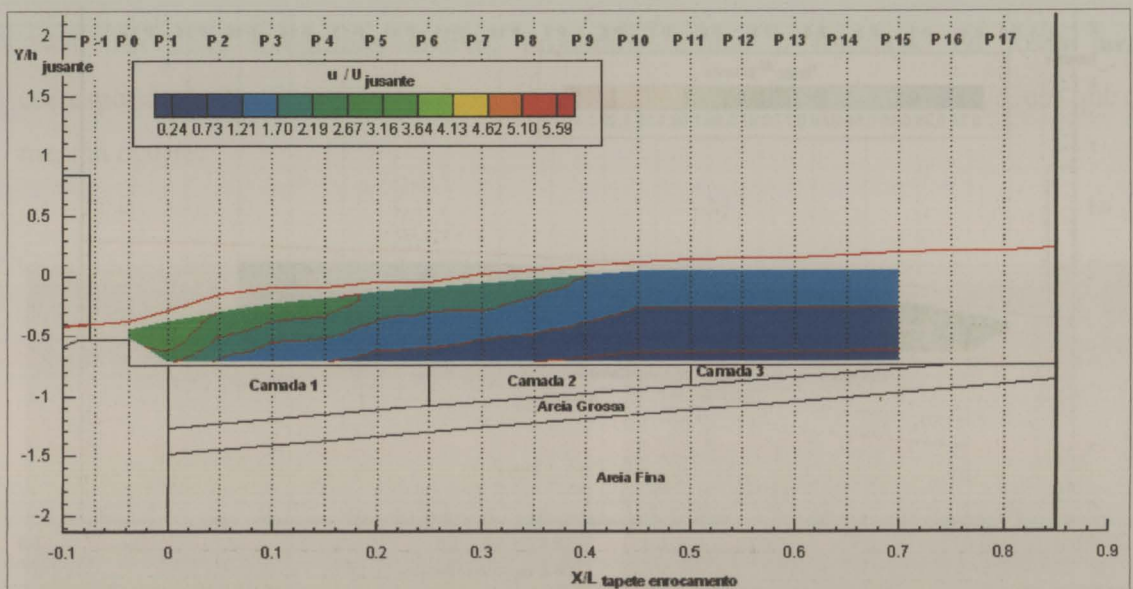


Figura 7.21 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central

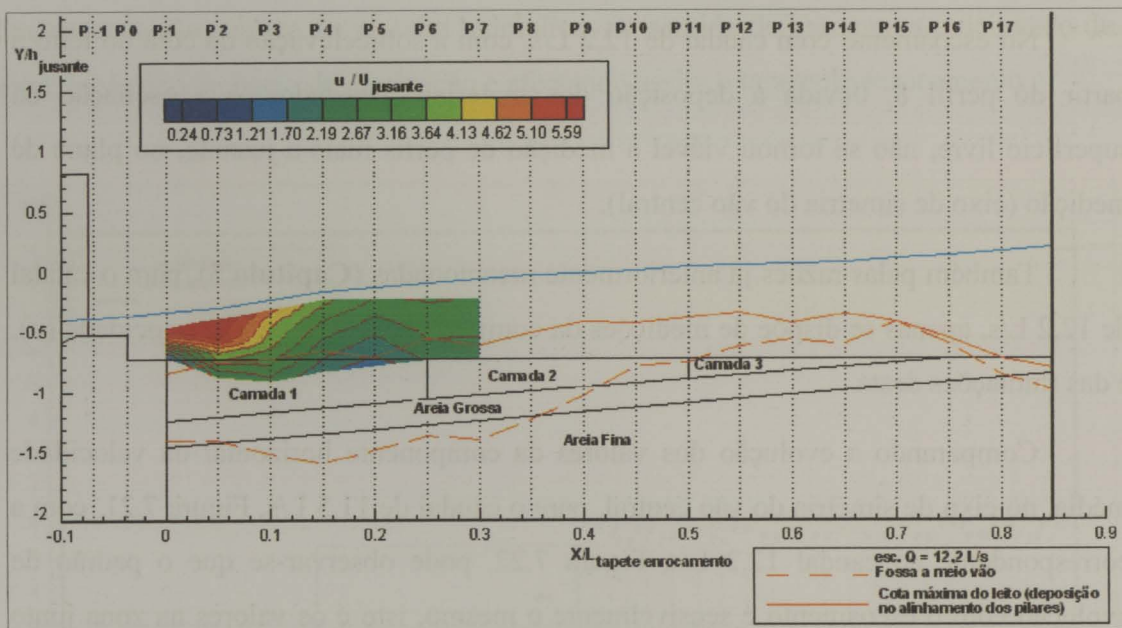


Figura 7.22 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central

As figuras seguintes (7.23 e 7.24) permitem observar as flutuações da componente horizontal da velocidade, para os dois caudais considerados.

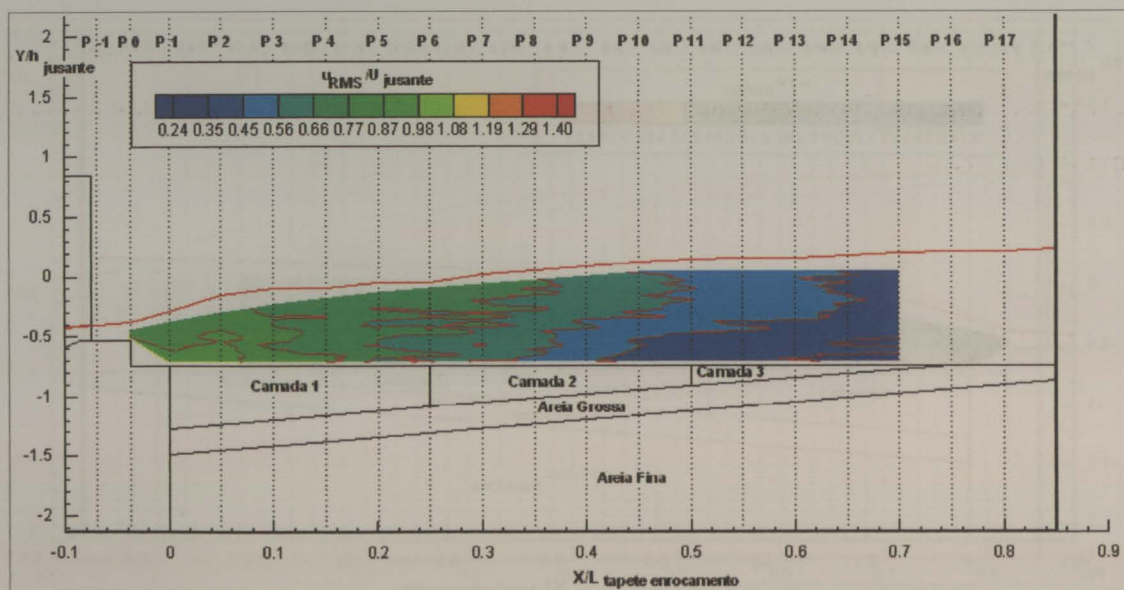


Figura 7.23 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 11,5 L/s, no eixo de simetria do vão central

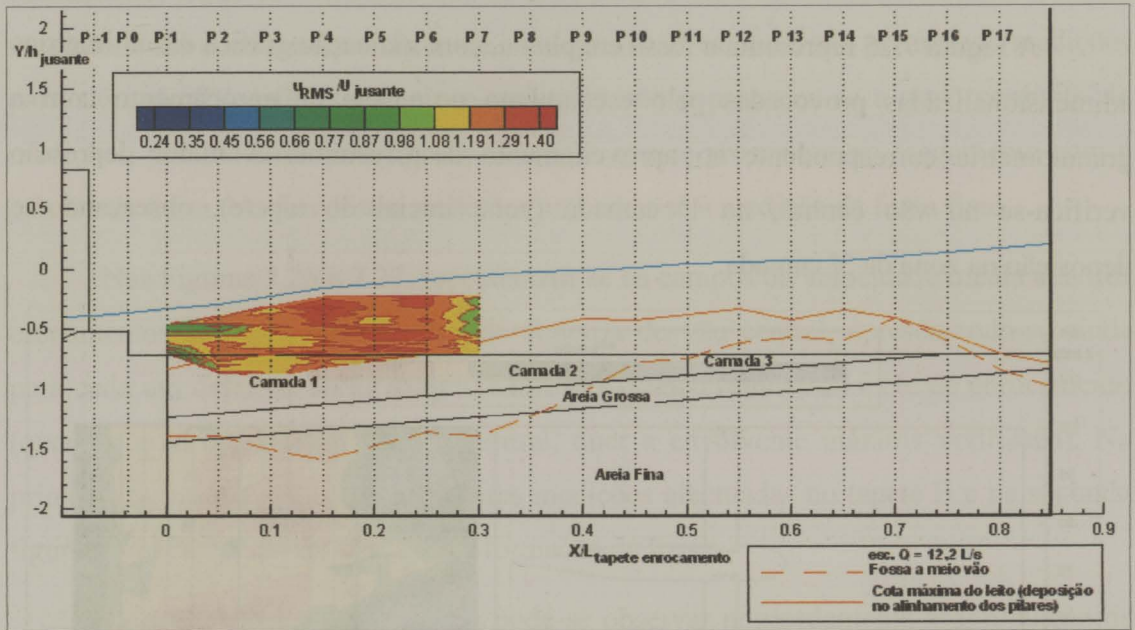


Figura 7.24 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central

Observando a Figura 7.23 e a Figura 7.24 em conjunto, pode verificar-se a maior instabilidade do escoamento com caudal de 12,2 L/s, sendo a variação dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade, na zona medida, claramente superiores aos da mesma zona para o caudal de 11,5 L/s.

As duas fotografias abaixo, procuram retratar a formação da fossa e a correspondente configuração final para o escoamento com caudal de 12,2 L/s, em que a mesma ocorre.



Fotografia 7.2 - Formação da fossa t = 88 min.



Fotografia 7.3 - Fossa de erosão final

A Figura 7.25 representa a fossa em planta, com indicação gráfica das altimetrias adimensionalizadas provocadas pelo escoamento no tapete de enrocamento com a granulometria correspondente ao aproveitamento de Crestuma. A maior depressão verifica-se no vão central, na 1ª camada (zona inicial do tapete), observando-se deposição na zona da 3ª camada.

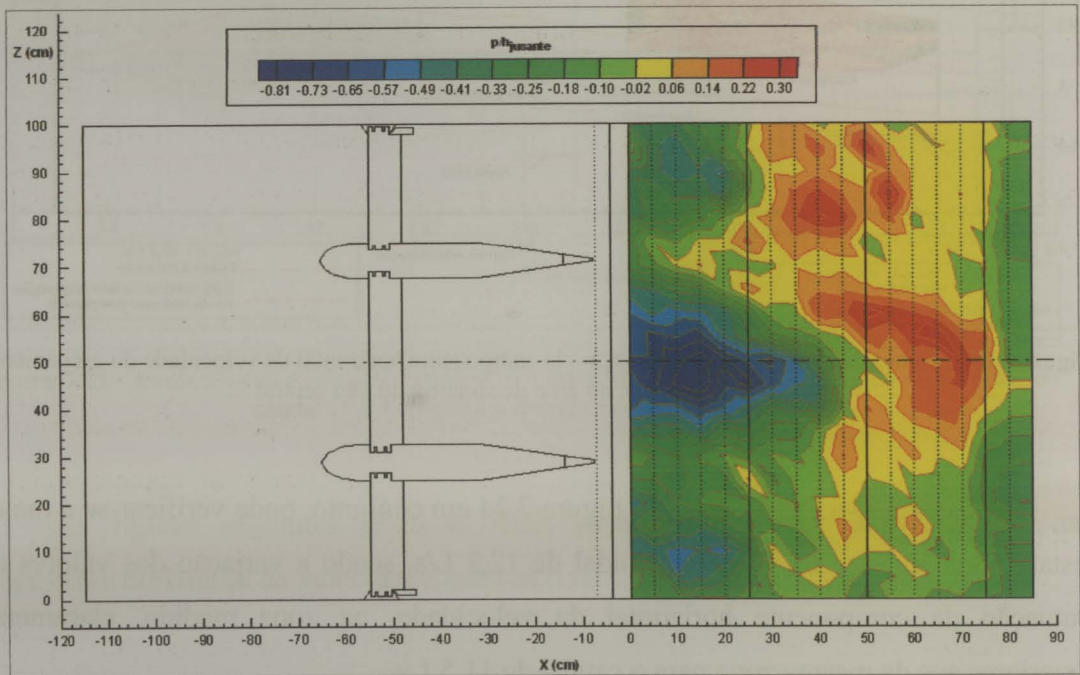


Figura 7.25 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete de Crestuma
Planta

7.2.3 Comparação entre as diferentes granulometrias

Proceder-se-á agora à apresentação dos resultados obtidos com os diferentes tapetes de enrocamento ensaiados, para o escoamento com caudal de 12,2 L/s. A metodologia seguida na medição dos valores correspondentes ao tapete A (Crestuma) e C foi a mesma, i.e, as medições foram realizadas apenas após a criação e estabilização da fossa originada. Quanto ao tapete B, fez-se decorrer o ensaio durante aproximadamente 2h (sensivelmente o intervalo de tempo para o qual se criou a fossa no tapete A). No entanto, apesar de se notar alguma instabilidade no enrocamento, nesse intervalo de tempo, não se criou fossa, apenas se registaram alguns pequenos movimentos do enrocamento. Continuou-se o ensaio e procedeu-se à medição do

escoamento, tendo-se verificado que se ia formando uma fossa. Após cerca de 24 h de medições (não contínuas) verificou-se o colapso da 2ª camada, não permitindo medições para além do 8º perfil. Retomou-se o escoamento e procedeu-se a novo conjunto de medições, para determinar o tipo de alteração que se processara no escoamento com a criação da fossa. No fim destas medições procedeu-se à medição da fossa final.

Nas Figuras 7.26 e 7.27, representam-se os campos da velocidade média dos três escoamentos em conjunto, no eixo de simetria do vão central, apresentando-se ainda para cada um deles os perfis longitudinais das cotas do leito do tapete de enrocamento (quer no eixo de simetria do vão central, quer a envolvente máxima verificada). Na primeira figura registam-se as primeiras medições efectuadas no tapete B e na segunda figura as medições efectuadas após a formação da fossa.

Relativamente a estas figuras pode-se observar nomeadamente a diminuição de velocidade verificada no tapete B, após a formação da fossa, nos perfis mais a jusante. De notar também as ligeiras diferenças de velocidades entre o tapete A (Crestuma) e C, que apresenta gradientes mais elevados, com menores velocidades mínimas e maiores velocidades máximas.

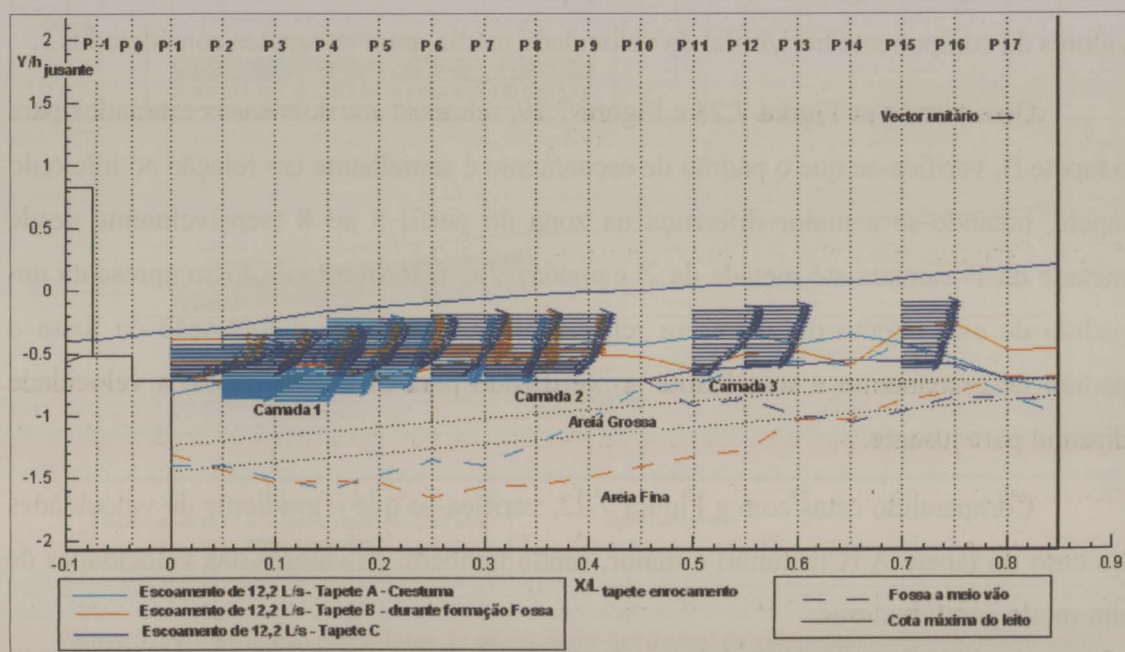


Figura 7.26 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central (Tapete B – medições efectuadas até à formação da fossa)

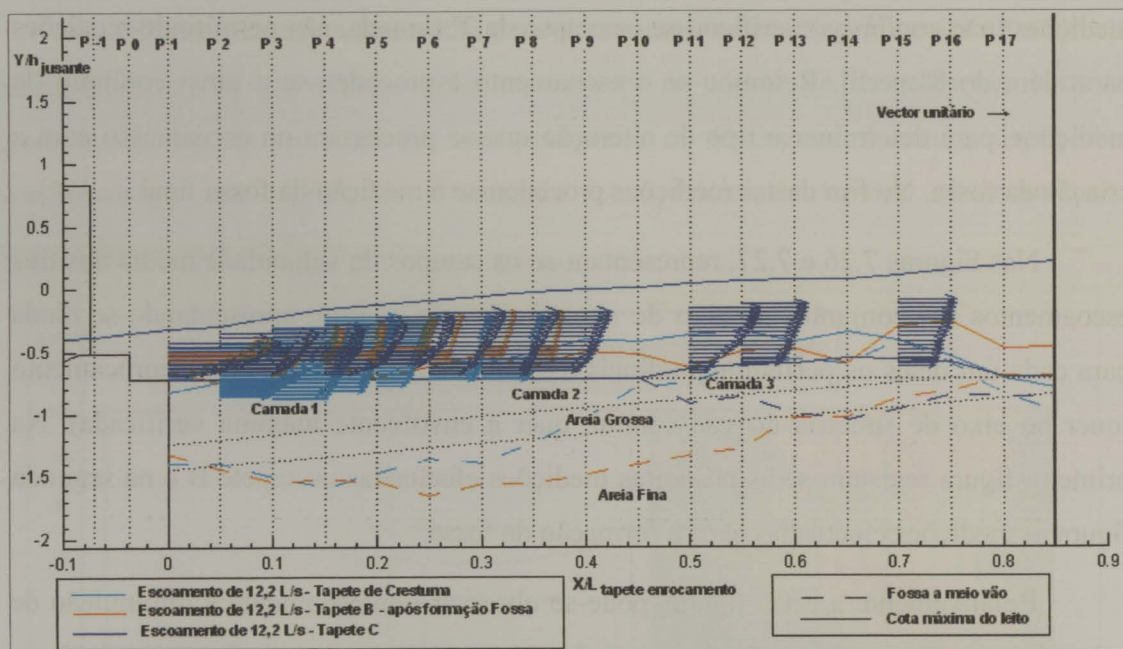


Figura 7.27 – Campos de velocidades dos escoamentos de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central (Tapete B – medições efectuadas após a abertura da fossa)

As figuras seguintes (7.28 a 7.30) permitem observar melhor a evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média, para os tapetes considerados.

Observando as Figura 7.28 e Figura 7.29, relativas aos dois casos estudados para o tapete B, verifica-se que o padrão de escoamento é semelhante em relação ao início do tapete, notando-se a maior diferença na zona do perfil 5 ao 8 (sensivelmente desde metade da 1ª camada até metade da 2ª camada). Até à formação da fossa apresenta um padrão de escoamento diferente em relação aos outros. Após a formação da fossa o padrão de escoamento é semelhante ao verificado para os outros casos, a velocidade diminui para jusante.

Comparando estas com a Figura 7.22, verifica-se que o gradiente de velocidades no caso do tapete A (Crestuma) é maior, sendo também, os valores das velocidades de um modo geral, maiores.

Quanto ao tapete C (Figura 7.30), o padrão de escoamento (na zona comparável) é semelhante ao do tapete A (Crestuma), apresentando valores de velocidades da mesma ordem de grandeza.

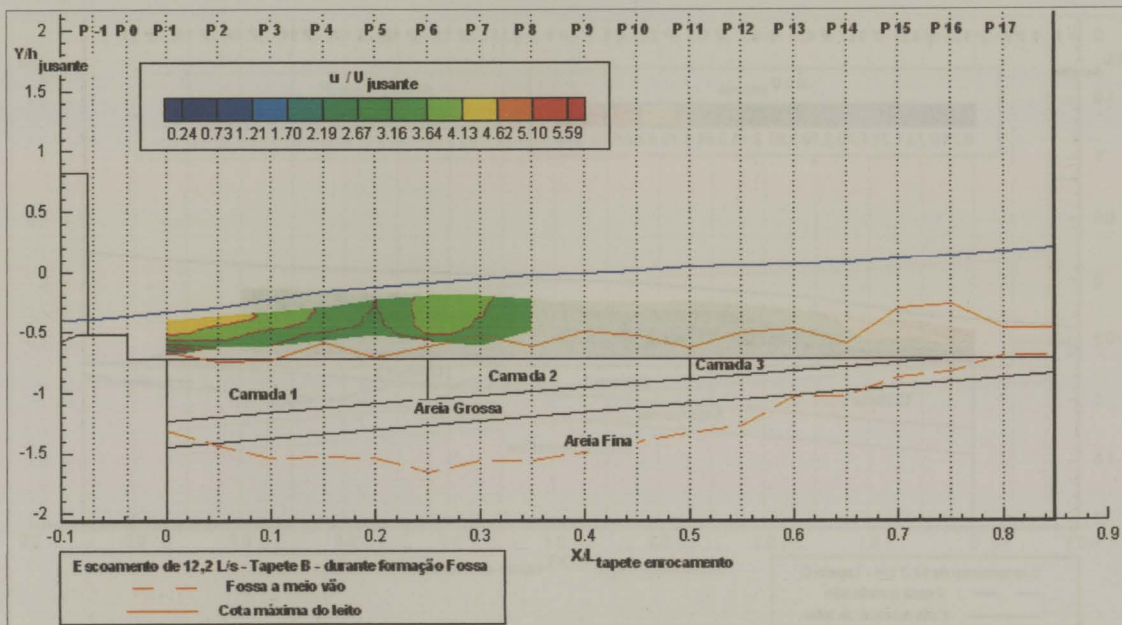


Figura 7.28 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Até à formação da fossa

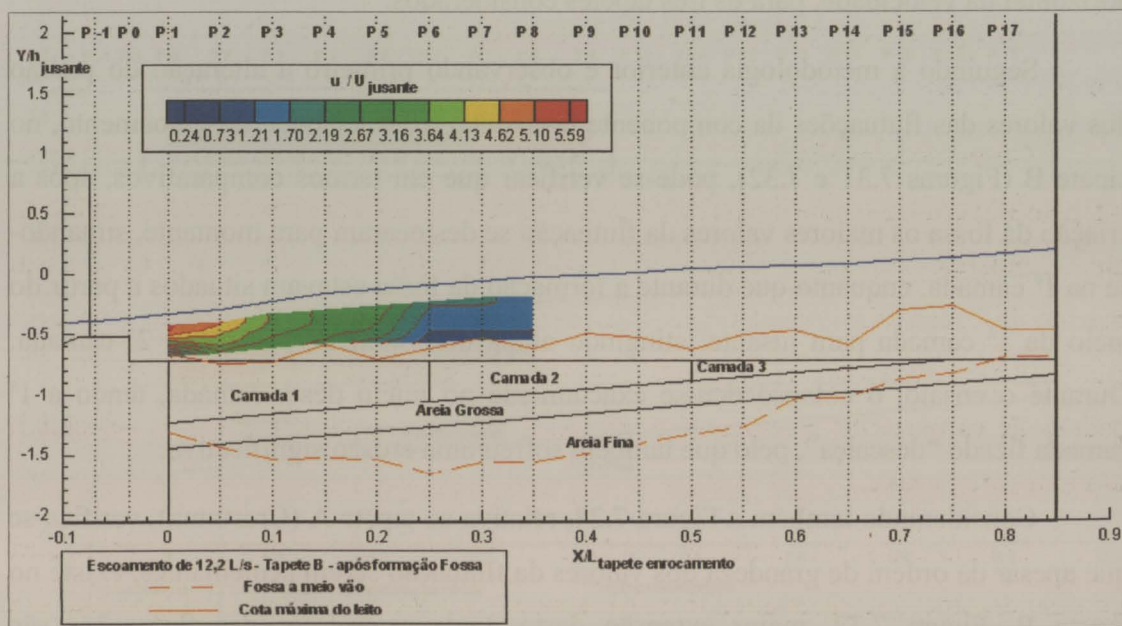


Figura 7.29 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Após formação da fossa

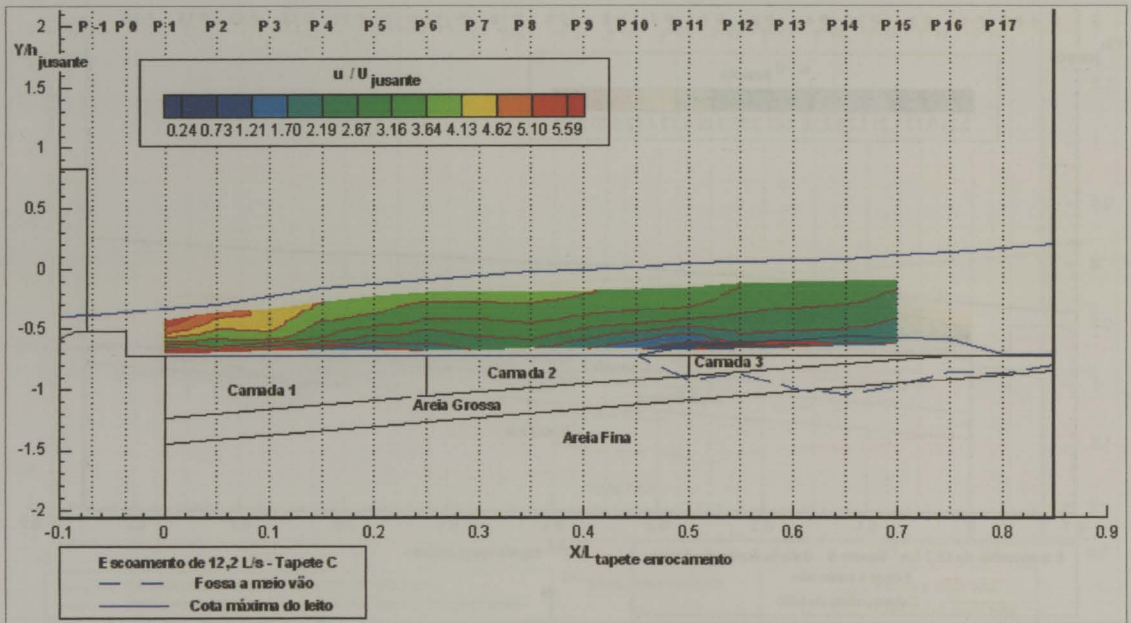


Figura 7.30 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central – Tapete C

As Figuras 7.31 a 7.33 permitem observar as flutuações da componente horizontal da velocidade, para os três tapetes considerados.

Seguindo a metodologia anterior e observando primeiro a alteração do padrão dos valores das flutuações da componente horizontal da velocidade do escoamento, no tapete B (Figuras 7.31 e 7.32), pode-se verificar que em termos comparativos, após a criação da fossa os maiores valores da flutuação se deslocaram para montante, situando-se na 1ª camada, enquanto que durante a formação da fossa estavam situados a partir do meio da 1ª camada para jusante, atingindo ainda notoriamente a zona da 2ª camada. Durante o ensaio, o colapso deu-se exactamente no início desta camada, tendo a 1ª camada ficado “descalça”, pelo que também sofreu uma erosão significativa.

Considerando também a Figura 7.24, relativa ao tapete A (Crestuma), verifica-se que apesar da ordem de grandeza dos valores da flutuação serem semelhantes, existe no tapete B, Figura 7.32, maior extensão deste, onde os valores das flutuações são máximas.

Quanto ao tapete C (Figura 7.33) observam-se menores valores da flutuação e instabilidade no escoamento do que em qualquer dos casos anteriores.

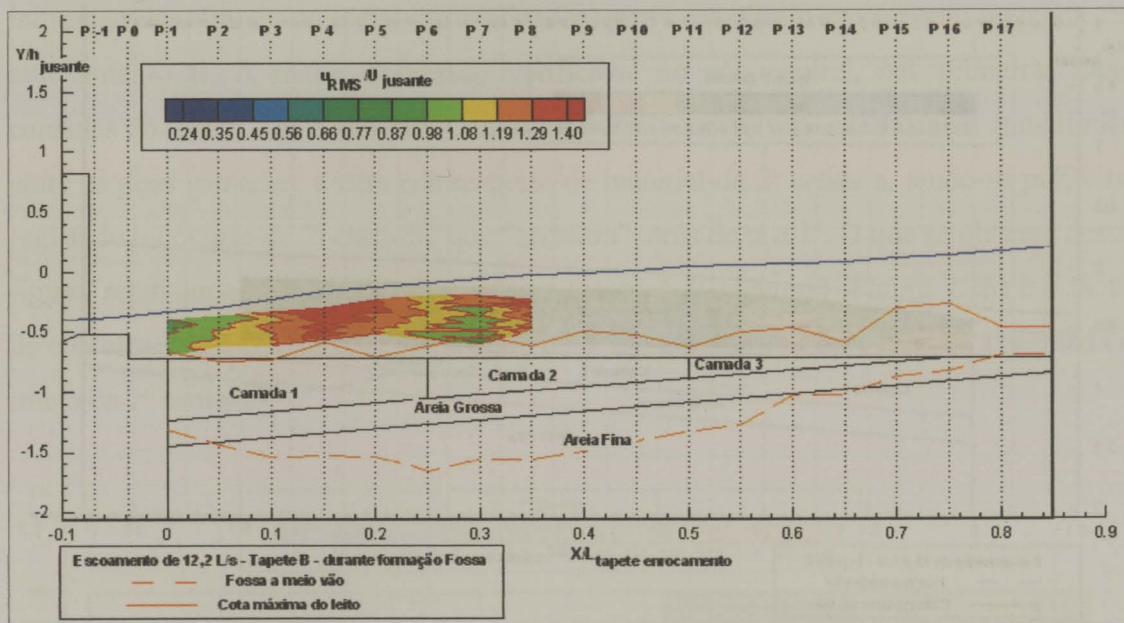


Figura 7.31 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Até à formação da fossa

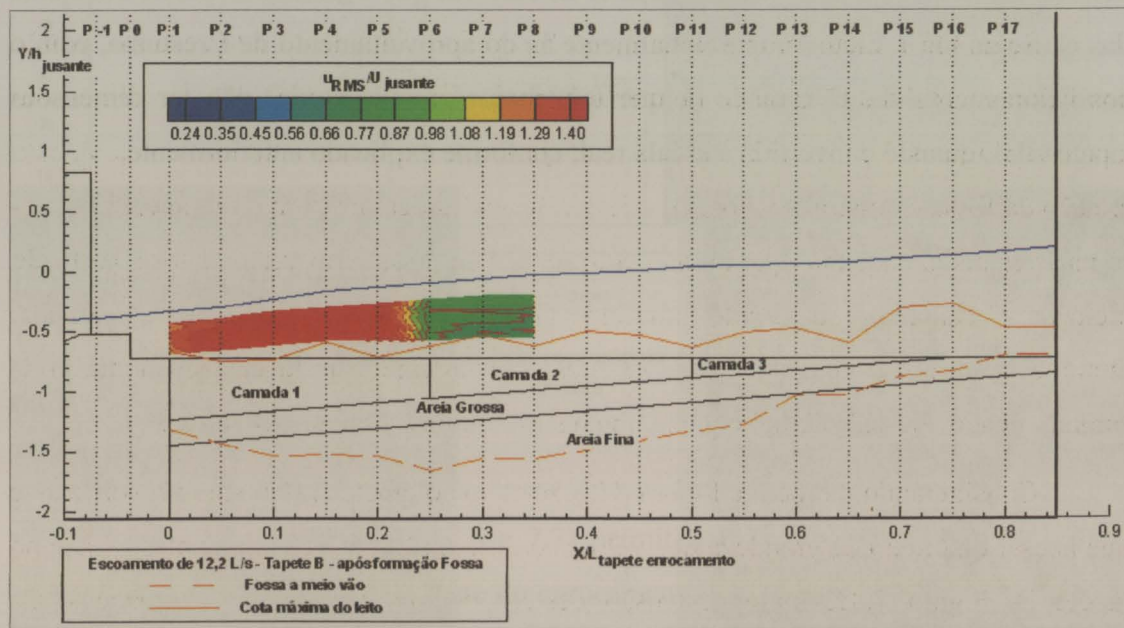


Figura 7.32 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central Tapete B – Após formação da fossa

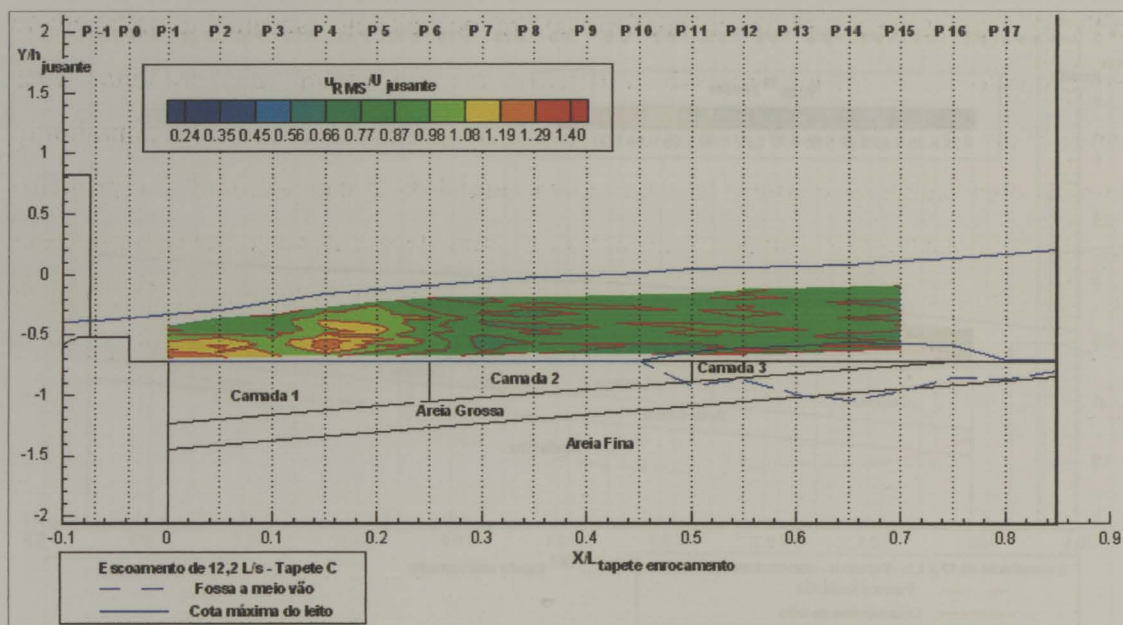


Figura 7.33 – Evolução dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central – Tapete C

As Fotografias 7.4 e 7.5 retratam a formação da fossa e a fossa final provocada pelo escoamento no tapete de enrocamento B, caso em que a granulometria de cada uma das camadas foi definida proporcionalmente às do aproveitamento de Crestuma, com o condicionamento da 1ª camada (a que tem maior granulometria) não ter dimensões exageradas, quando convertida à escala real, conforme explicado anteriormente.



Fotografia 7.4 – Estado da fossa entre as 2 séries medições (Vista de cima)



Fotografia 7.5 - Fossa de erosão final (Vista do interior do canal)

A Figura 7.34 representa um esquema gráfico a fossa final em planta, com indicação das altimetrias (adimensionalizadas) provocadas pelo escoamento no tapete de enrocamento B. A maior depressão verifica-se no vão central, nas primeiras duas camadas do tapete. Tal como já foi referido, a fossa começou a ser criada na zona limite entre as duas camadas, e com o transporte de material da 2ª camada, tendo-se primeiro registado o colapso da 2ª camada, que “arrastou” atrás de si a 1ª. O que se observa desta figura, relativamente à fossa provocada no tapete A (Crestuma) (Figura 7.25) é o facto de o centro da depressão se ter deslocado da 1ª camada para jusante (fim da 1ª camada e início da 2ª camada).

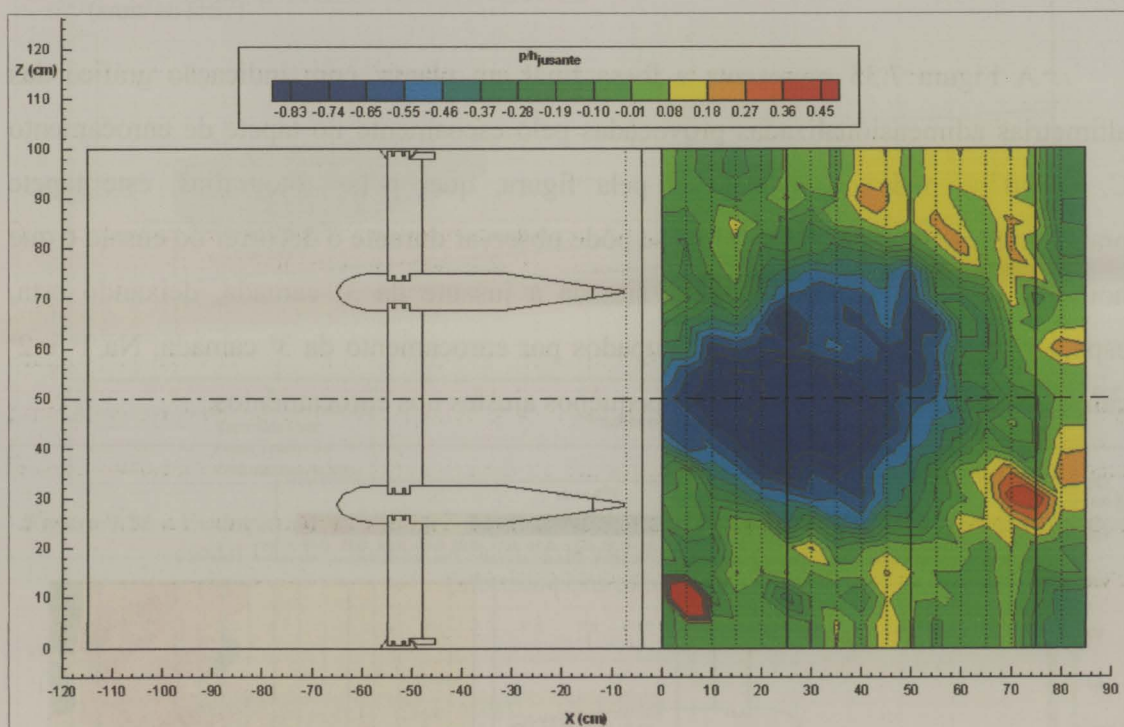


Figura 7.34 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete B
Planta

As fotografias seguintes (7.6 e 7.7) permitem observar a reduzida fossa final originada pelo escoamento no tapete de enrocamento C. Recorde-se que, neste caso, a granulometria da 1ª camada foi determinada de acordo com a fórmula de dimensionamento utilizada pelo U.S. Corps of Engineers, sendo as restantes camadas definidas “respeitando” a proporção existente nas camadas constituintes do tapete de enrocamento de Crestuma.



Fotografia 7.6 – Fossa de erosão final (perfil)



Fotografia 7.7 - Fossa de erosão final
(vista de cima)

A Figura 7.35 representa a fossa final em planta, com indicação gráfica das altimetrias adimensionalizadas provocadas pelo escoamento no tapete de enrocamento C. Como se pode observar, quer pela figura, quer pelas fotografias, este tapete praticamente não criou fossa. O que se pôde observar durante o decorrer do ensaio é que houve movimento da areia grossa, situada a jusante da 3ª camada, deixando esta, espaços vazios, que foram sendo ocupados por enrocamento da 3ª camada. Na 1ª e 2ª camadas não se registaram mais que pequenos ajustes nos enrocamentos.

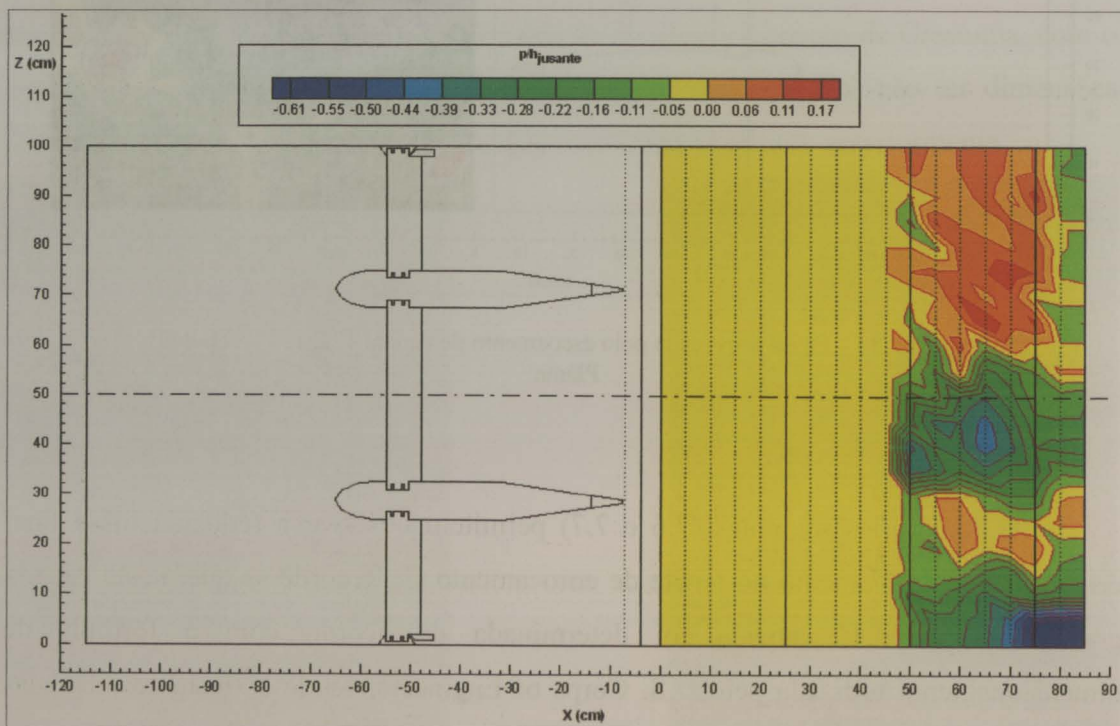


Figura 7.35 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete C
Planta

Apresenta-se agora a título de curiosidade, o primeiro escoamento medido, com caudal de 12,2 L/s, com o tapete de enrocamento de Crestuma, mas que foi afectado pelas calhas colocadas no vão lateral, para permitir a medição da componente vertical. A única razão pela qual se apresenta este escoamento é o facto de ser o único com caudal de 12,2 L/s, para o qual se dispõe de valores da componente vertical. Quer o conjunto de medições das velocidades, quer da fossa foram executadas após retirar as calhas, restabelecer as condições de escoamento e obter estabilização da fossa.

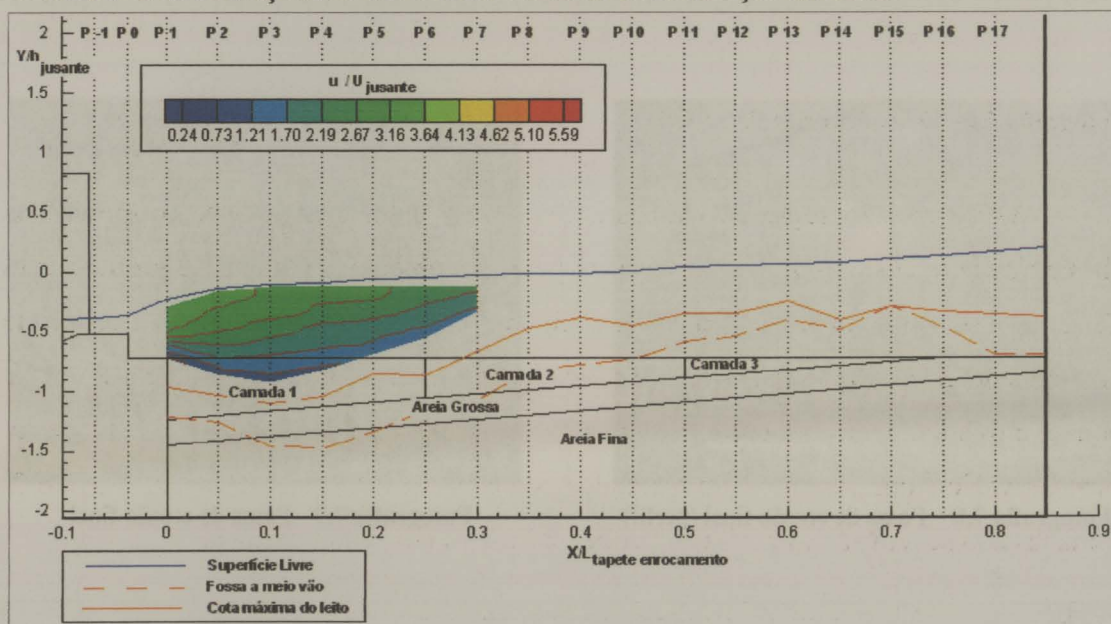


Figura 7.36 – Evolução dos valores da componente horizontal da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central – Tapete A (Crestuma) (afectado pelas calhas)

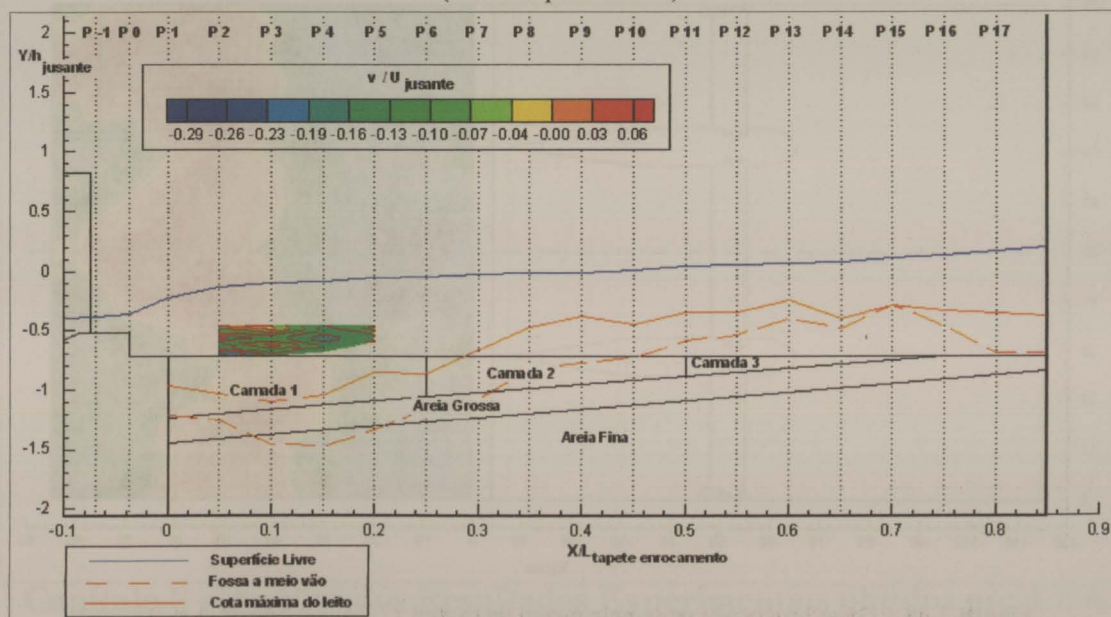


Figura 7.37 – Evolução dos valores da componente vertical da velocidade média do escoamento de caudal 12,2 L/s, no eixo de simetria do vão central – Tapete A (Crestuma) (afectado pelas calhas)

Como se pode observar nas figuras anteriores (7.36 e 7.37), no eixo de simetria do vão central, os valores da componente horizontal da velocidade média (pontual) são significativamente superiores aos da componente vertical, sendo estes de sentido descendente e praticamente nulos. Observa-se assim a mesma relação entre as duas componentes que para o caudal de 11,5 L/s, com uma clara preponderância da componente horizontal da velocidade, sobre a vertical.



Fotografia 7.8 – Fossa de erosão final (perfil)



Fotografia 7.9 - Fossa de erosão final

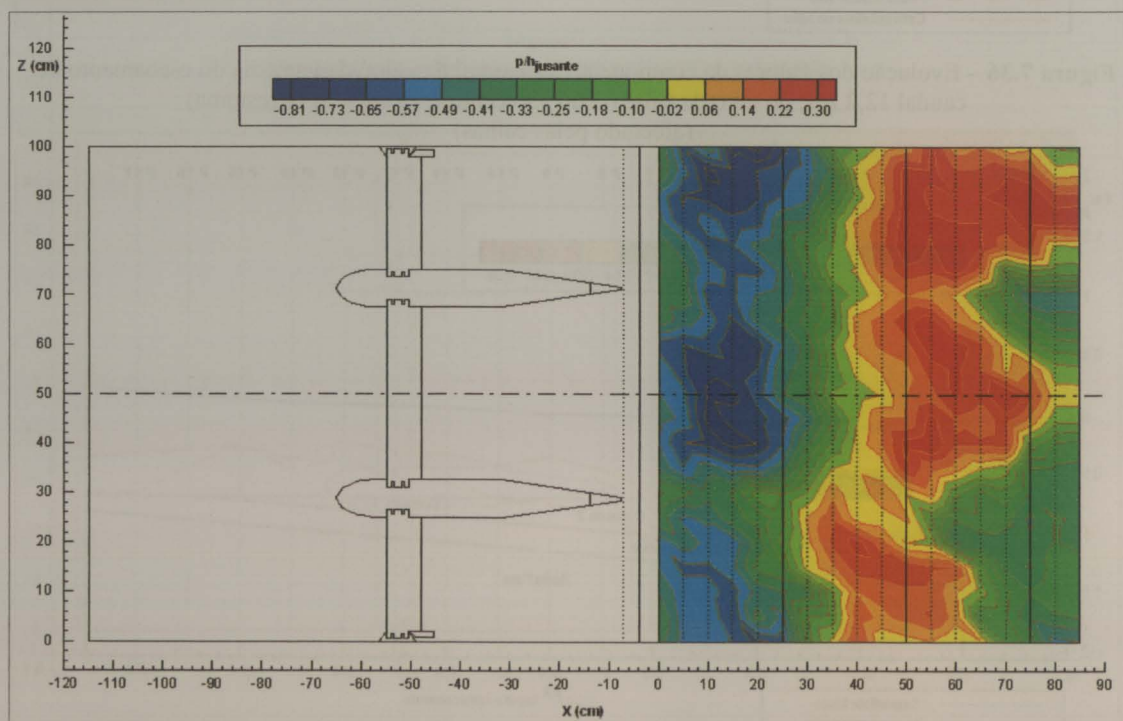


Figura 7.38 – Fossa provocada pelo escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete A (Crestuma)
Planta
(afectado pelas calhas)

Capítulo 8 – Análise dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

8 Análise dos Resultados Experimentais obtidos por LDA

8.1 Introdução

Neste capítulo procedeu-se à análise e discussão dos resultados apresentados no anterior, que de acordo com os objectivos do estudo, serão feitas sob diversas abordagens, centrando-se na protecção do leito, nomeadamente no comportamento do tapete de enrocamento, sua estabilidade e factores que desencadearam a sua ruptura, tendo em conta a sua constituição granulométrica.

Utilizou-se o critério de início de movimento (transporte sólido), para a análise dos resultados experimentais, uma vez que, tal como referido, se pretendia estudar o comportamento do tapete de enrocamento, sua estabilidade e factores desencadeantes da sua ruptura.

Os escoamentos, para os quais se efectuaram as medições, na zona mais interessante para atingir os objectivos do trabalho, imediatamente a jusante da bacia de dissipação, processavam-se em regime não uniforme, com características claramente tridimensionais, facto comprovado pela sua visualização e pelas fossas obtidas. Dado a ordem de grandeza da relação entre a largura e a altura do escoamento (em quase todos os perfis medidos $L/h > 20$), era de esperar que o escoamento apresentasse características bidimensionais. No entanto, a proximidade do ressalto hidráulico e dos pilares do modelo alteraram esta situação.

Em conformidade com essa constatação, não seria razoável utilizar unicamente os critérios habituais, correspondentes ao regime uniforme (aplicação da lei logarítmica), pelo que para tal houve que considerar abordagens adicionais para aferir a validade dos resultados obtidos.

Como referido no **Capítulo 2**, as condições críticas de início de transporte sólido estão associadas ao equilíbrio de forças que actuam sobre as partículas sólidas do leito e margens, sendo geralmente utilizados dois critérios para a sua definição:

- a velocidade média crítica, c
- a tensão crítica de arrastamento (velocidade de atrito junto ao fundo).

No presente capítulo foram utilizados os dois critérios, sendo de referir que ambos apresentam condicionalismos e/ou limitações, tendo-se comparado os resultados obtidos, para aferir a sua validade.

O critério da tensão crítica de arrastamento foi utilizado com recurso à avaliação da velocidade de atrito junto ao fundo u_* (m/s), realizada pelos seguintes métodos:

- Método analítico para regime uniforme, utilizando a seguinte fórmula
$$u_* = \sqrt{gRJ}$$
- Método gráfico (método de Clauser), utilizando os dados da região interior (junto à parede) dos perfis de velocidades, empregando a lei logarítmica
- Método analítico para regime não uniforme, utilizando as equações de movimento de Saint Venant

No estudo realizado, tal como já foi referido, qualquer dos perfis medidos localizava-se numa zona de escoamento permanente não uniforme, sobre o tapete de enrocamento, com características turbulentas, pelo que os valores obtidos pela fórmula $u_* = \sqrt{gRJ}$, mencionada antes, só podem ser considerados, como indicativos, para aferição dos outros dois métodos.

Realizou-se também uma análise dos valores das flutuações de velocidade para melhor confirmar o tipo de regime de escoamento dos troços medidos.

Para a análise dos resultados obtidos, seguiu-se a mesma metodologia do **Capítulo 7**, juntando os ensaios segundo três grupos, por comparação:

- entre as duas aberturas, para caudal de 11,5 L/s;
- do efeito entre os dois caudais – 11,5 L/s e 12,2 L/s; e
- do efeito entre as diferentes granulometrias, para caudal de 12,2 L/s.

Relembrem-se alguns aspectos dos métodos descritos, no **Capítulo 2**, para introduzir os parâmetros adoptados no cálculo, de acordo com as especificidades relativas aos escoamentos medidos.

8.1.1 Critério da velocidade crítica

Optou-se por fazer apenas uma análise da ordem de grandeza dos valores da velocidade média dos perfis medidos, no caso dos escoamentos ensaiados. Utilizaram-se vários critérios estabelecidos por diferentes investigadores, para a velocidade média crítica, referidos no **Capítulo 2**.

Há que atender ao facto das fórmulas aplicadas serem empíricas e terem sido obtidas para escoamentos uniformes, para fundos rugosos com granulometria uniforme e alturas de água superiores às utilizadas no presente estudo, no qual foram utilizadas misturas granulométricas.

8.1.2 Critério da tensão crítica de arrastamento

Como já atrás referido este critério da tensão crítica de arrastamento recorre à avaliação do valor da velocidade de atrito junto ao fundo, u_* (m/s), obtida por diferentes métodos, a seguir recordados.

Obtida a velocidade de atrito, para os diferentes escoamentos ensaiados, determinaram-se os parâmetros adimensionais (D_* , ψ) que permitiram a comparação com os valores limite estabelecidos pelo diagrama de Shields modificado, apresentado no **Capítulo 2**.

Para além do diagrama de Shields modificado, utilizou-se também o critério de Lane, que permite definir tensões críticas de arrastamento, para diferentes granulometrias, de modo directo.

8.1.2.1 Método analítico para regime uniforme

A fórmula para escoamento permanente e uniforme $u_* = \sqrt{ghI_0}$ foi utilizada, considerando que a inclinação do leito (I_0) é igual à inclinação da linha de energia (J) e considerando que o raio hidráulico (R) é aproximadamente igual à altura do escoamento (uma vez que a secção é rectangular, sendo a altura do escoamento praticamente desprezável, relativamente à sua largura):

$$u_* = \sqrt{gRJ} \quad (8.1)$$

A perda de carga unitária foi calculada pela fórmula de Manning-Strickler:

$$J = \frac{U^2}{K_S^2 \cdot R^{4/3}} \quad (8.2)$$

O coeficiente de Strickler ($K_S = 1/n$) de acordo com fórmulas empíricas propostas por diferentes autores, para canais com o fundo revestido com material não coerente:

$$\text{Strickler} \quad n = \frac{(d_{65})^{1/6}}{26} \quad (8.3)$$

$$\text{Strickler (1923)} \quad n = \frac{(d_{50})^{1/6}}{21,1} \quad (8.4)$$

$$\text{Meyer-Peter e Müller (1948)} \quad n = \frac{(d_{90})^{1/6}}{26} \quad (8.5)$$

$$\text{Lane e Carlson (1953)} \quad n = \frac{(d_{75})^{1/6}}{21,1} \quad (8.6)$$

$$\text{Federal Highway Administration dos Estados Unidos} \quad n = 0,0482 \cdot (d_{50})^{1/6}, \quad (8.7)$$

d_n – diâmetro de peneiração tal que n% das partículas, em peso, são mais finas.

Os valores da velocidade de atrito determinados e considerados mais adequados ao estudo realizado foram obtidos utilizando o coeficiente de Strickler de acordo com a proposta pela Federal Highway Administration dos Estados Unidos. Esta fórmula empírica foi determinada para enrocamentos, que é a mais recente de todas as indicadas (Cardoso 1998, pg. 164, refere Chang 1988), sendo as camadas superiores dos tapetes ensaiados constituídas por enrocamento, no presente estudo. Esta fórmula foi assim considerada, como a mais adequada, pelo que apenas se apresentam os valores obtidos pela sua aplicação.

8.1.2.2 Método gráfico (método de Clauser)

Como se referiu no **Capítulo 2**, a aplicação do método de Clauser ao caso dos escoamentos de fundos rugosos apresenta-se difícil, pois os dados correspondentes às medições na região interior dos perfis de velocidades são difíceis de obter, sendo inclusivamente problemático o posicionamento do limite superior da referida região. Acresce ainda que através da interpretação dos dados obtidos por este método se pôde concluir que alguns perfis medidos, na zona de maior turbulência, não respeitavam a lei logarítmica da parede, devido ao elevado gradiente de velocidades ocorrido.

Apesar dessas limitações, dada a universalidade deste método, optou-se por ainda assim fazer a sua análise.

Para a determinação da distância vertical ao leito (y'), considerou-se um nível teórico de referência, adoptando a correcção devida aos picos de rugosidade do enrocamento, mencionada por Graf 1998 (pg. 56), $y'_0 = -0.2 \cdot k_s$ e já referida no **Capítulo 2**.

Na abordagem efectuada, ponderou-se a quantificação de rugosidade absoluta equivalente de Nikuradse (k_s) através de fórmulas empíricas propostas por diferentes autores:

$$\text{Einstein} \quad k_s \approx d_{65} \quad (8.8)$$

$$\text{Ackers e White} \quad k_s \approx 1,25 d_{35} \quad (8.9)$$

$$\text{Hey} \quad k_s \approx 3,5 d_{85} \quad (8.10)$$

$$\text{Engelund e Hansen} \quad k_s \approx 2 d_{65} \quad (8.11)$$

$$\text{Kamphius} \quad k_s \approx 2,5 d_{90} \quad (8.12)$$

$$\text{Mahmood} \quad k_s \approx 5,1 d_{84} \quad (8.13)$$

Dados os valores exageradamente elevados obtidos para k_s , pelas fórmulas 8.10 a 8.13, foram consideradas como adequadas ao presente caso apenas as fórmulas de Einstein, de Ackers e White e como é de uso frequente, $k_s = d_{50}$. No entanto, dado os valores obtidos pela aplicação destas três fórmulas serem muito próximos, passou a utilizar-se apenas fórmula de Ackers e White para avaliação da rugosidade absoluta equivalente. Será ainda de referir que essa fórmula é muito utilizada na actualidade.

8.1.2.3 Método analítico para regime não uniforme

Pela aplicação das equações de movimento de Saint Venant, para escoamento permanente não uniforme (Capítulo 2), obtém-se a seguinte expressão para a velocidade de atrito:

$$u_*^2 = ghI + \left(-gh \frac{\partial h}{\partial x} \cdot (1 - Fr^2) \right) \quad (8.14)$$

Este método, embora de aplicação universal, na situação em estudo, está sujeito a erros na determinação da altura do escoamento para cada perfil, devido à turbulência deste, bem como aos erros decorrentes das simplificações consideradas nas inclinações, quer do leito, quer da superfície livre.

Para a aplicação deste método recorreu-se a algumas simplificações, devido à dificuldade de obtenção dos valores de alguns parâmetros, nos escoamentos com fundos rugosos.

Assim:

- considerou-se a inclinação do leito do tapete, como constante e igual à inclinação do fundo do canal ($I = 0,005$);
- para o cálculo do valor da inclinação da superfície livre ($\partial h / \partial x$) considerou-se a inclinação da recta que unia os dois pontos da superfície livre dos perfis considerados;

As simplificações consideradas, embora necessárias, estão sujeitas a erros. De facto:

- em relação à inclinação do leito do tapete, tratando-se de um fundo rugoso, é difícil de definir;
- em relação à superfície livre, verificou-se uma grande oscilação, o que tornou difícil a sua rigorosa caracterização, dado o tipo de escoamentos analisados. Apesar dessas limitações, em teoria, este é o método que de facto se deverá aplicar ao escoamento em causa, em regime não uniforme. No entanto, como se mostrará a seguir, dadas as simplificações adoptadas, optou-se por comparar os resultados obtidos com os do método analítico para regime uniforme.

Refira-se entretanto que para este método não foi possível obter valores para os perfis extremos de acordo com a metodologia de cálculo utilizada, para cada caso estudado.

Para além desses, existiram também outros perfis para os quais não se conseguiram obter resultados fisicamente adequados, provavelmente devido às referidas condições de escoamento e simplificações consideradas.

8.2 Características dos perfis medidos para cada escoamento

A quantificação dos valores de U , δ_* e Θ :

$$U = \frac{1}{h} \int u \cdot dy, \quad \delta_* = \int \left(1 - \frac{u}{U_p}\right) dy \quad \text{e} \quad \Theta = \int \left(\frac{u}{U_p}\right) \left(1 - \frac{u}{U_p}\right) dy$$

em cada perfil, a partir das respectivas características foram obtidas por integração numérica:

$$U = \frac{1}{h} \sum \left[\left(\frac{u_i + u_{i+1}}{2} \right) \cdot \Delta y \right] \quad (8.15)$$

$$\delta_* = \sum \left[\left(1 - \frac{u_i + u_{i+1}}{2U_{\text{máx}}} \right) \cdot \Delta y \right] \quad (8.16)$$

$$\Theta = \sum \left[\left(\frac{u_i + u_{i+1}}{2U_{\text{máx}}} \right) \left(1 - \frac{u_i + u_{i+1}}{2U_{\text{máx}}} \right) \cdot \Delta y \right] \quad (8.17)$$

sendo U a velocidade média do perfil considerado, h a altura do escoamento, u o valor da componente horizontal da velocidade média, Δy a distância na vertical (eixo dos yy) entre dois pontos de medida, δ_* a espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”), $U_{\text{máx}}$ a velocidade máxima do perfil, Θ a espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”) e U_p a velocidade na superfície livre.

Para obtenção da velocidade média do perfil, a integração foi realizada até à superfície, embora não se dispusesse das velocidades em toda a altura do escoamento. Para tal, arbitrou-se o valor da velocidade à superfície para cada perfil medido,

utilizando-se o valor da medição da velocidade média do ponto mais próximo e a forma do perfil já obtido. Tendo-se realizado um estudo de sensibilidade da influência do valor arbitrado à superfície, na variação do valor médio do perfil (U), concluiu-se que esta não era significativa. No caso dos outros parâmetros a integração fez-se até ao ponto do perfil onde a velocidade atinge o valor máximo.

Quanto ao valor da velocidade máxima do perfil: nos casos em que se obteve em pontos próximos da superfície livre valores da velocidade média superiores aos obtidos para o ponto mais próximo da superfície livre, foi este o valor adoptado; nos outros casos adoptou-se o valor da medição da velocidade média no ponto mais próximo da superfície livre, uma vez que não sendo a variação da velocidade média com o valor estimado à superfície, significativa, este valor não andarão longe da realidade.

Tal como referido antes, a determinação das alturas dos escoamentos nos diferentes perfis considerados foi bastante condicionada pelo tipo de escoamento verificado e pela falta de melhores dispositivos para a sua realização, pelo que se encontra sujeita a erros. No entanto, tentou minorar-se estes erros com uma análise cuidada dos valores das características dos perfis, nomeadamente da velocidade média, que se apresentam no **Anexo B**.

8.3 Comparação entre as duas aberturas – Caudal 11,5 L/s

8.3.1 Critério da velocidade média crítica

Uma vez que com este caudal não ocorreu erosão, nesta análise apresentam-se apenas os valores e da velocidade média, U , para os perfis em que é mais elevada, nos dois casos perfil P1, uma vez que o seu valor diminui para jusante. Assim o valor da velocidade média para o perfil P1, obtida por integração, foi utilizado para comparação com os valores resultantes da aplicação das fórmulas empíricas de definição da velocidade média crítica. Convém recordar que estes valores também dependem da altura de escoamento, estando consequentemente sujeito às limitações já mencionadas.

Tabela 8.1– Valores da velocidade média

	Abertura superior	Abertura inferior
Perfil	U (m/s)	
P1	0,33	0,54

Como se pode verificar a velocidade média, no caso da abertura inferior, é bastante mais elevada que no caso da abertura superior, na zona de entrada do tapete.

Os valores de velocidade média crítica, para o perfil em análise, sugerida por diferentes investigadores são os apresentados na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 - Valores da velocidade média crítica sugeridos por diferentes investigadores

U_{cr} (m/s)	Goncharov (1964)		Neill (1967)		Garde (1970)	
	abertura superior	abertura inferior	abertura superior	abertura inferior	abertura superior	abertura inferior
P1	0,53	0,45	0,87	0,83	0,92	0,87

Os valores obtidos nos ensaios são significativamente inferiores às velocidades médias críticas das fórmulas de Neill e Garde, para qualquer das aberturas.

Relativamente à fórmula proposta por Goncharov (1964), para o perfil P1, os valores da velocidade média crítica assim definidos são bastante inferiores aos apresentados por Neill (1967) e Garde (1970).

No caso da abertura inferior o valor da velocidade média, obtida por integração, é ligeiramente superior ao proposto por Goncharov, o que faria pressupor arrastamento, sendo para o caso da abertura superior bastante menor. Assim, tendo em conta o que se passou nos ensaios, em que não se verificou arrastamento em qualquer dos casos, e pela comparação entre os valores obtidos pelas fórmulas propostas pelos diferentes investigadores, conclui-se que a de Goncharov (1964) não será adequada ao caso em estudo, pelo que deixará de utilizar nesta análise.

Foi ainda analisado o critério de Hjulström, através da utilização do diagrama de velocidades críticas de arrastamento, proposto por este em 1935. Marcaram-se os valores correspondentes às velocidades médias obtidas para as duas aberturas neste diagrama, o que se pode observar no gráfico seguinte. Dado que este critério com facilidade permite retirar conclusões qualitativas, optou-se por representar os dados correspondentes a todos os perfis utilizados, assinalando-se as diferentes camadas do tapete a que correspondem no diagrama. Todos os valores se encontram na zona III (de sedimentação), muito próximo da fronteira da zona de transporte (zona II), em particular os da abertura inferior (nomeadamente o perfil P1).

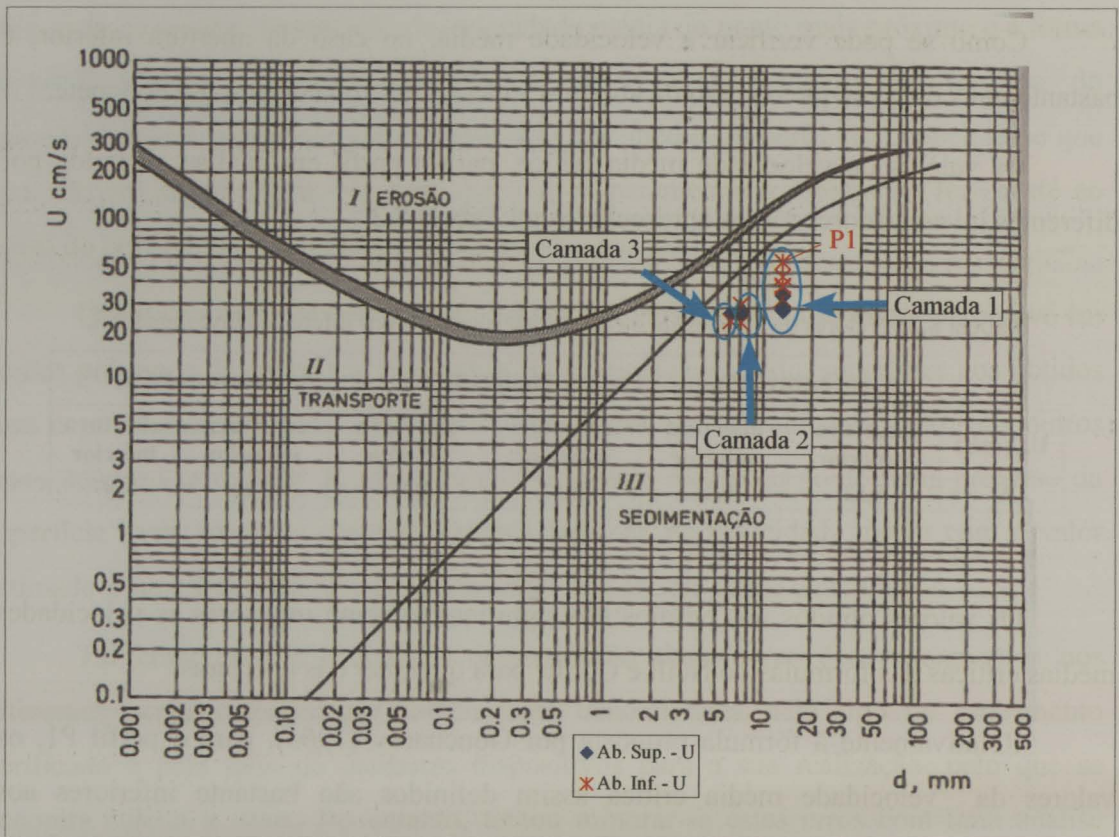


Gráfico 8.1 -Diagrama de velocidades críticas de arrastamento (Hjulström – 1935) para os escoamentos de caudal 11,5 L/s com os dois tipos de abertura estudados

Os resultados obtidos através da utilização do critério das velocidades críticas de arrastamento, nomeadamente do diagrama proposto por Hjulström, está de acordo com o que se verificou nos ensaios:

- ✓ Em nenhum dos casos se verificou movimento, não sendo assim atingida a velocidade crítica de arrastamento;
- ✓ Para qualquer dos casos a zona mais gravosa (potencialmente mais sujeita a erosão) foi a do início do tapete de enrocamento, sendo no perfil P1 de entrada no tapete de enrocamento, onde se verificaram velocidades médias mais próximas da velocidade crítica de arrastamento; e
- ✓ A situação para a qual se obtiveram velocidades médias mais próximas da crítica foi a de abertura inferior das comportas, para a qual, como referido anteriormente, o escoamento era bastante mais “instável” do que para o da abertura superior.

8.3.2 Critério da tensão crítica de arrastamento

Para este critério optou-se por, antes da apresentação da análise dos resultados obtidos pelos diferentes métodos considerados, realizar a verificação de auto-semelhança dos escoamentos medidos uma vez que se torna necessário para avaliar se o regime de escoamento é uniforme (**Capítulo 2**).

8.3.2.1 Verificação de auto-semelhança

A verificação de auto-semelhança dos escoamentos foi feita por comparação gráfica dos perfis adimensionalizados, representando a relação:

$$\frac{u}{U_{\text{máx}}} \quad \text{vs} \quad \frac{y'}{h}$$

Na determinação da distância vertical ao leito (y') considerou-se a correcção já referida, Graf 1998, $y'_0 = -0,2 \cdot k_s$, recomendada para fundos rugosos (**Capítulo 2**).

Recorde-se que, tal como referido no **Capítulo 2**, os perfis adimensionalizados das velocidades médias mantêm-se inalterados ao longo de um escoamento em regime uniforme, podendo ser representados, em aproximação, por uma expressão do tipo

$$\frac{u}{U_{\text{máx}}} = A \cdot \log\left(\frac{y'}{h}\right) + B \quad (8.18)$$

A e B são constantes.

Apresentam-se de seguida os gráficos 8.2 e 8.3, correspondentes às duas situações em estudo (escoamentos com abertura superior e inferior das comportas), bem como a sua análise.

Para facilitar a verificação da auto-semelhança e a análise dos resultados, os gráficos foram realizados utilizando a escala semi-logarítmica e apresentando a recta que melhor se adequa aos pontos da região interior (representados no gráfico envolvidos por figuras geométricas) do perfil de velocidades médias, considerando como fronteira dessa região o valor mais frequentemente referido na Bibliografia, $y'/h \approx 0,2$, (**Capítulo 2**).

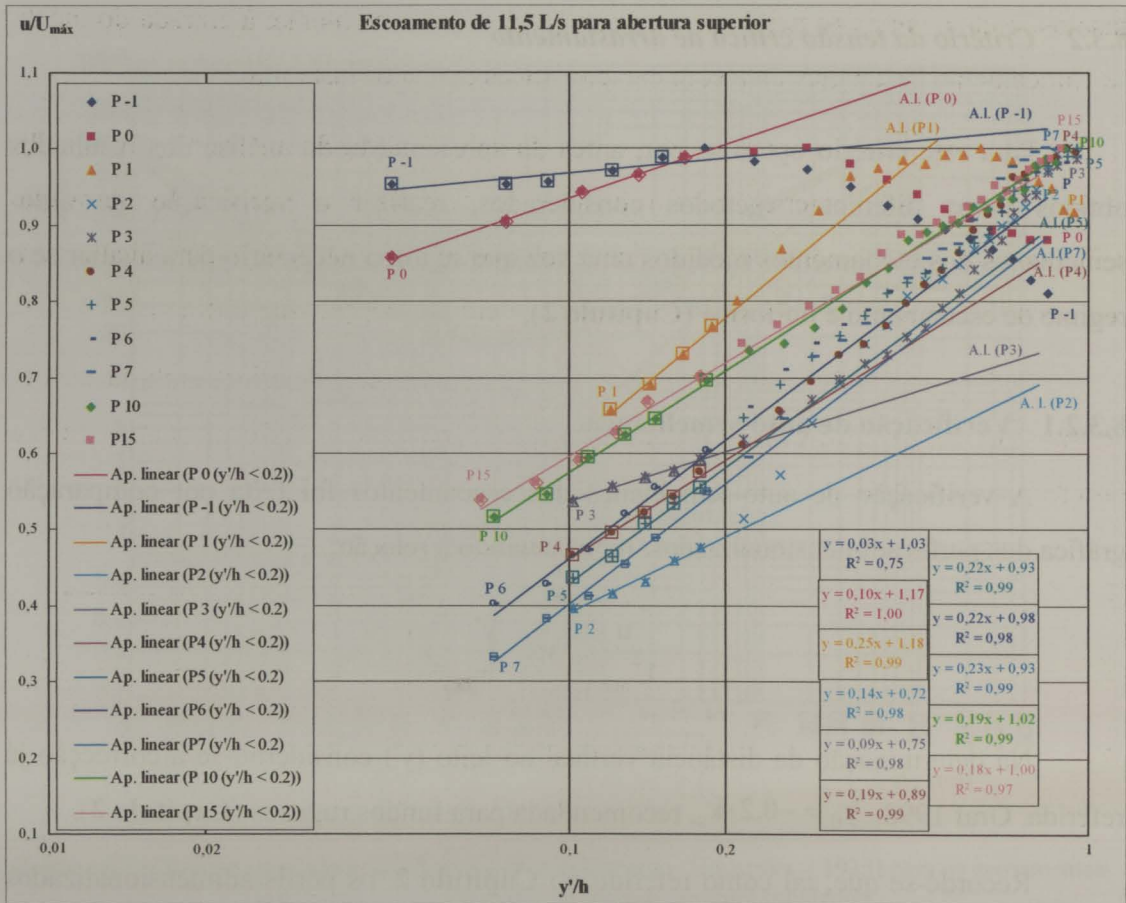


Gráfico 8.2 – Verificação da auto-similaridade do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura superior

Observando o Gráfico 8.2, pode concluir-se que este escoamento se processa em regime não uniforme ao longo do trecho em que se realizaram as medições, uma vez que a dispersão verificada entre os perfis medidos é grande (não podendo aproximar-se/representar-se por uma curva logarítmica única, do tipo da expressão 8.18). Esta dispersão é mais notória nos perfis de montante (P-1; P0; P1; P2 e P3), que claramente se afastam de aproximações logarítmicas.

À medida que se caminha para jusante os perfis têm tendência a aproximar-se de curvas logarítmicas, sendo a sua dispersão menor entre eles. Os perfis P10 e P15 apresentam já características similares, convergindo para uma curva logarítmica, indiciando que o escoamento estará a tender para um regime uniforme, o que parece razoável, uma vez que esses perfis estão a uma distância considerável da comporta (estrutura de regulação do escoamento).

Estas conclusões estão de acordo com o que se observou durante a realização dos ensaios, onde a zona dos perfis de medição localizados a montante, à entrada do tapete de enrocamento, se apresentava com características de maior instabilidade.

Se considerarmos apenas os pontos situados na região interior ($y'/h < 0,2$), recorde-se que como referido no **Capítulo 2**, há dúvidas em relação à fronteira que delimita esta região, conseguem-se aproximar os perfis por leis logarítmicas, com coeficientes de correlação próximos da unidade, com a exceção do perfil P-1.

Poder-se-á, assim, concluir, que neste caso (abertura superior) embora não se verifique o regime uniforme, o escoamento tende para essa situação nas zonas mais a jusante do tapete de enrocamento.

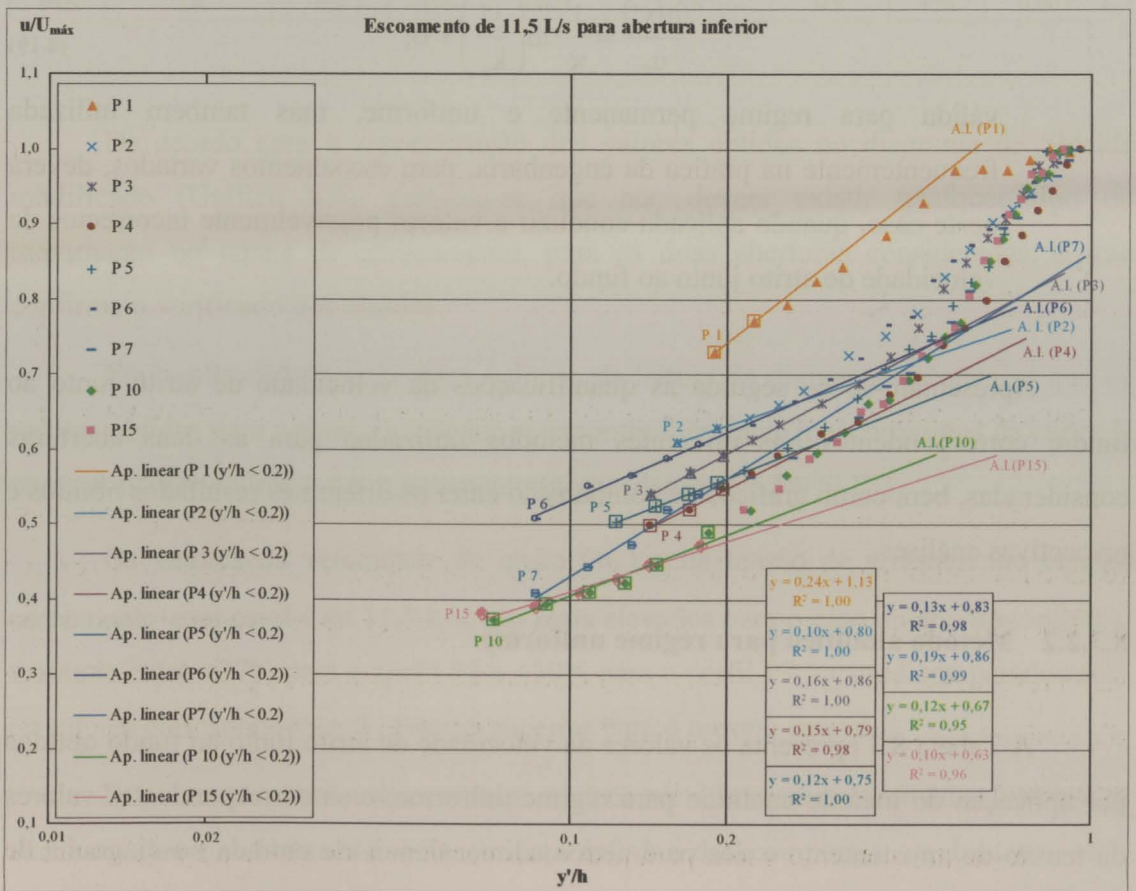


Gráfico 8.3 – Verificação da auto-similaridade do escoamento de caudal 11,5 L/s – abertura inferior

No caso da abertura inferior, como se pode observar no Gráfico 8.3, não existe auto-similaridade. Este escoamento é claramente mais instável que o anterior, processando-se em regime não uniforme, uma vez que os perfis de velocidades médias adimensionais apresentam maiores desvios, relativamente a um perfil auto-similar (representado por uma expressão logarítmica do tipo de 8.18).

Neste caso, como se pode comprovar pelo gráfico, nenhum dos perfis de velocidades médias é passível de representação por uma curva logarítmica ao longo de toda a altura do escoamento.

De acordo com a análise efectuada para o escoamento de um mesmo caudal ($Q = 11,5 \text{ L/s}$) para as duas aberturas (superior e inferior), pôde concluir-se que:

- ✓ não se verificou a auto-semelhança, confirmando-se assim que os escoamentos analisados se processam em regime não uniforme, pelo que a lei logarítmica, da região interior,

$$\frac{u(y')}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{y'}{k_s}\right) + B_r \quad (8.19)$$

válida para regime permanente e uniforme, mas também utilizada frequentemente na prática da engenharia, para escoamentos variados, deverá neste caso, quando aplicada conduzir a valores possivelmente incorrectos da velocidade de atrito junto ao fundo.

Apresentam-se de seguida as quantificações da velocidade de atrito junto ao fundo, correspondentes aos diferentes métodos utilizados para as duas aberturas consideradas, bem como gráficos de comparação entre os diferentes resultados obtidos e respectivas análises.

8.3.2.2 Método analítico para regime uniforme

A Tabela 8.3 apresenta os valores da velocidade de atrito junto ao fundo obtidos por aplicação do método analítico para regime uniforme, e os correspondentes valores da tensão de arrastamento e dos parâmetros adimensionais de entrada no diagrama de Shields modificado, para os casos de $Q = 11,5 \text{ L/s}$ (abertura superior e inferior).

As tabelas com os cálculos intermédios que permitiram atingir estes resultados (u_*) são apresentadas no **Anexo B**, quanto aos restantes parâmetros foram calculados por aplicação directa das expressões apresentadas no **Capítulo 2**.

Tabela 8.3 - Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os escoamentos de 11,5 L/s
 Método analítico para regime uniforme

Perfil	Abertura superior				Abertura inferior			
	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ
P1	4,2	1,8	377	0,007	7,5	5,6	377	0,023
P2	3,4	1,1	377	0,005	5,7	3,3	377	0,014
P3	3,5	1,2	377	0,005	5,0	2,5	377	0,010
P4	3,3	1,1	377	0,005	4,9	2,4	377	0,010
P5	3,3	1,1	377	0,004	4,0	1,6	377	0,007
P6	3,0	0,9	201	0,004	3,8	1,4	201	0,006
P7	2,8	0,8	201	0,003	3,7	1,4	201	0,006
P10	2,9	0,8	201	0,003	2,8	0,8	201	0,003
P15	2,8	0,8	176	0,003	2,8	0,8	176	0,003

De acordo com a representação dos valores obtidos no diagrama de Shields modificado (Gráfico 8.4), constata-se que não deverá existir qualquer tipo de movimento no tapete de enrocamento, para as duas aberturas consideradas, o que confirma o verificado nos ensaios.

Em conformidade com esses valores, da leitura do diagrama constata-se que os valores obtidos para a abertura inferior se encontram bastante mais próximos da curva 1, correspondente ao início do arrastamento (nomeadamente o Perfil P1).

Os valores da velocidade de atrito (u_*) e da tensão de arrastamento (τ), no escoamento com caudal de 11,5 L/s, são mais elevados para o caso da abertura inferior, variando entre +77% para o perfil P1 a +30% para o perfil P7, quando comparados com os valores correspondentes à abertura superior para o mesmo caudal.

Esta situação tornou-se esperada, no decorrer dos ensaios efectuados, em que se verificou que o escoamento com abertura inferior das comportas era bastante mais instável, na zona do tapete de enrocamento, encontrando-se este numa situação de movimento iminente. De facto, veio a verificar-se que para um ligeiro acréscimo de cerca de 6% no caudal (para $Q = 12,2$ L/s), se originou o arrastamento dos inertes do tapete de enrocamento.

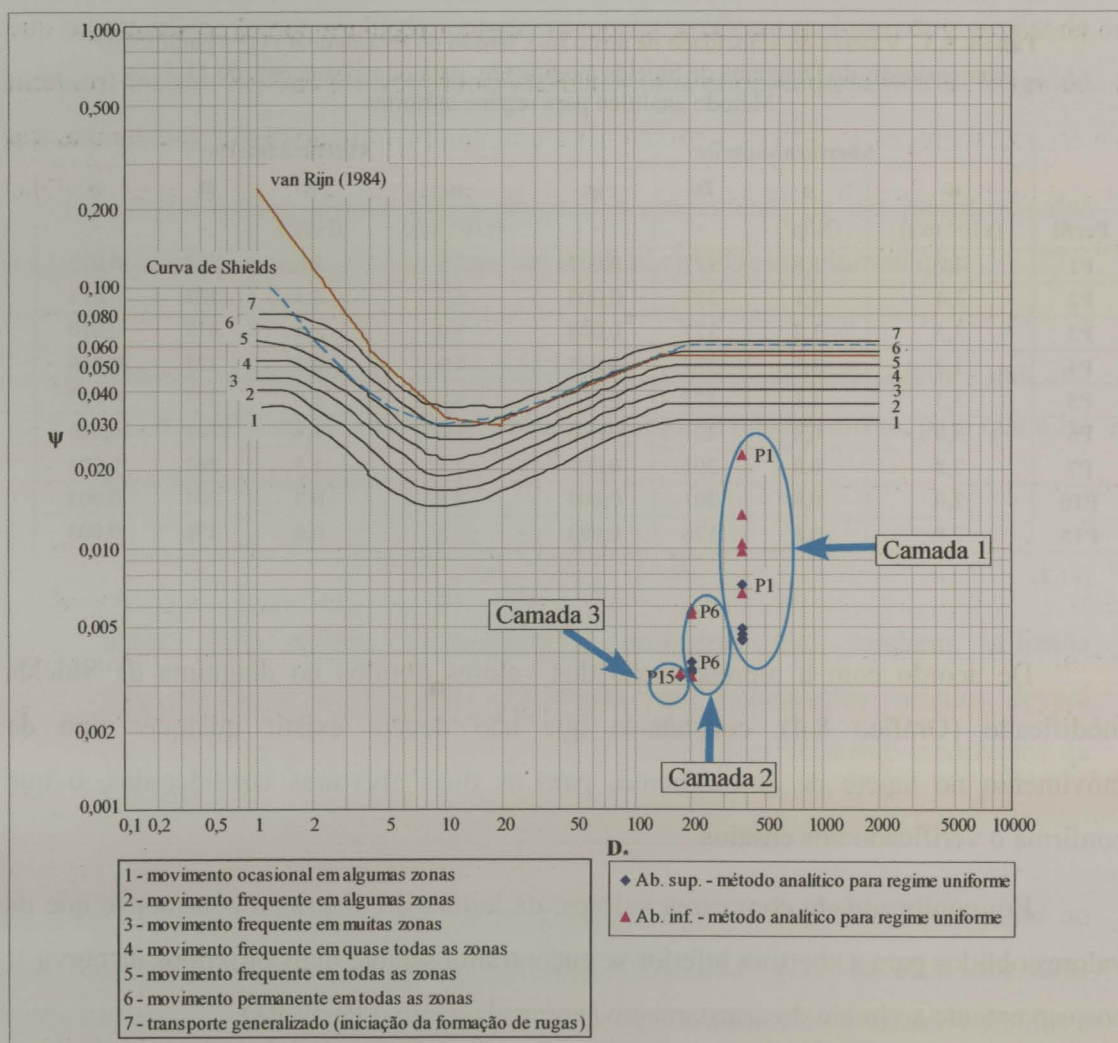


Gráfico 8.4 - Diagrama de Shields modificado para os escoamentos de caudal 11,5 L/s
 Método analítico para regime uniforme

8.3.2.3 Método Gráfico (de Clauser)

Os perfis medidos no escoamento com caudal 11,5 L/s, para as duas aberturas consideradas são representados nos gráficos seguintes (Gráfico 8.5 e Gráfico 8.6).

Na determinação da distância vertical ao leito (y') considerou-se o nível de referência do leito com a correcção recomendada devido à rugosidade do enrocamento, uma vez que assim a aplicação do método dá origem a valores mais aceitáveis.

Contudo, como foi verificado por outros investigadores (Haizhou et al., 1993), a medição dos valores das velocidades médias na região interior do perfil (zona delimitada pelas fronteiras $y'_0 = -0,2 \cdot k_s$ e $y'/h = 0,2$) foi difícil, uma vez que no caso em estudo, estamos perante fundos rugosos constituídos por enrocamento de distribuição

granulométrica não uniforme, o que impediu algumas vezes a intercepção dos raios laser no ponto desejado, mais perto do leito, devido à sua irregularidade. Acresce ainda que as alturas de escoamento eram muito reduzidas, inferiores a 6 cm, pelo que a fronteira superior desta região se situava abaixo de 1,2 cm, não permitindo assim que, na maioria das situações se dispusesse de pontos de medição suficientes para validar satisfatoriamente os resultados assim obtidos.

Refere-se ainda que no caso de escoamentos não uniformes (como no presente estudo), de acordo com Cardoso 1990 (pg.s 6.21 e 7.2), a fronteira superior da região interior não coincide com o parâmetro referido no parágrafo anterior ($y'/h = 0,2$), sendo segundo este autor a região interior possivelmente bastante mais reduzida (**Capítulo 2**).

Esta situação está em conformidade com os gráficos apresentados. Assim no caso da abertura superior, em que o escoamento se apresentou mais estável, a distribuição de velocidades dos perfis medidos, para a região interior aproxima-se da lei logarítmica (expressão 8.19), embora só para jusante, a partir do perfil P6, se aproximem desta em toda a altura do escoamento.

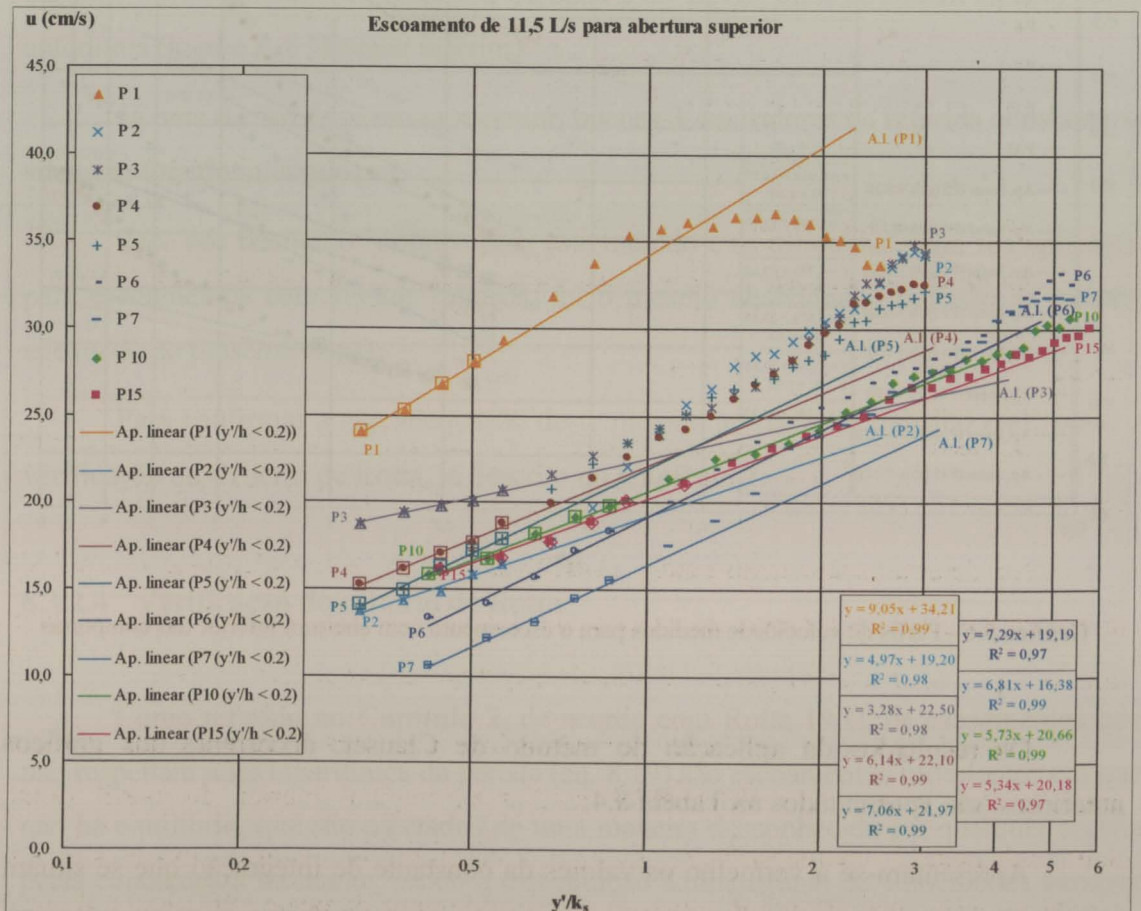


Gráfico 8.5 - Perfis de velocidade medidos para o escoamento com abertura superior das comportas

No caso do escoamento com abertura inferior, como se poderá verificar no Gráfico 8.6, não foi possível medir um número suficiente de pontos na região interior, na maior parte dos perfis, adquirindo uma maior relevância o facto da altura de escoamento no início do tapete ser bastante inferior à do caso da abertura superior, o que conforme referido, colocou dificuldades acrescidas nas medições junto ao leito. Só para jusante, a partir de P6, foi obtido número suficiente de pontos de medição. Embora os perfis P6, P7, P10 e P15 sejam os únicos passíveis de representação da lei logarítmica na região interior, não se aproximem desta em toda a altura.

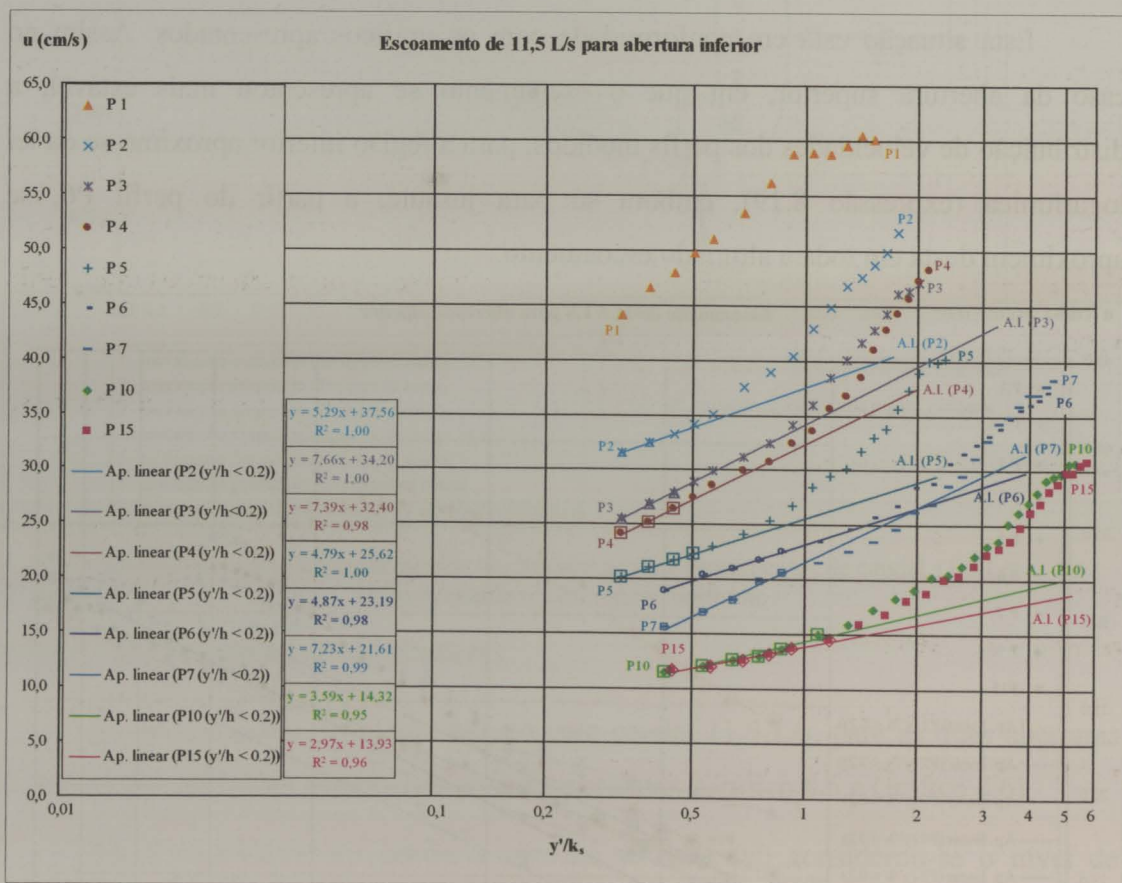


Gráfico 8.6 - Perfis de velocidade medidos para o escoamento com abertura inferior das comportas

Os resultados da aplicação do método de Clauser, decorrente dos gráficos anteriores, são apresentados na Tabela 8.4.

Apresentam-se a vermelho os valores da constante de integração que se situam fora do intervalo indicado para esta constante.

Tabela 8.4 - Valores da velocidade de atrito (u_*) e da constante de integração B_r para as duas aberturas

Perfil	Abertura superior		Abertura inferior	
	u_* (cm/s)	B_r	u_* (cm/s)	B_r
P1	3,7	9,2	-	-
P2	2,0	9,4	2,2	17,3
P3	1,3	16,8	3,1	10,9
P4	2,5	8,8	3,0	10,7
P5	2,9	7,6	2,0	13,0
P6	3,0	6,4	2,0	11,6
P7	2,8	5,9	3,0	7,3
P10	2,4	8,8	1,5	9,7
P15	2,2	9,2	1,2	11,5

Os valores da constante de integração B_r , na situação de abertura inferior se situaram fora do intervalo indicado, para esta constante, em quase todos os perfis, com excepção de dois dos perfis de jusante P7 e P10. O valor elevado da constante de integração B_r do perfil P15 pode ser justificado pelo facto de este perfil se situar numa outra camada do tapete de enrocamento (Camada 3), com granulometria de dimensões bastante mais reduzidas em relação à Camada 2 do tapete, onde se situam os dois perfis anteriores (logo o k_s é bastante inferior).

Já para o caso da abertura superior, apenas 3 dos valores da referida constante se situaram fora do intervalo.

Face aos resultados obtidos para este método e às dificuldades na sua aplicação para escoamentos com fundos rugosos, foi o mesmo abandonado por não se mostrar adequado ao presente estudo.

Para confirmar a não adequação deste método ao presente trabalho realizou-se a verificação do Critério de Rotta, já descrito no **Capítulo 2**.

8.3.2.4 Verificação do critério de Rotta

Como referido no **Capítulo 2**, de acordo com Rotta 1962, os escoamentos que não respeitam a lei logarítmica da parede (eq. 8.19) são escoamentos turbulentos em que não há equilíbrio, que são afectados de uma maneira desconhecida em qualquer secção pelas condições a montante, sendo a distribuição adimensional de velocidades variável ao longo do escoamento.

Os troços dos escoamentos analisados situam-se a jusante de um ressalto hidráulico, pelo que não é de estranhar que por ele sejam afectados, enquadrando-se assim na família de escoamentos referida por Rotta.

Os escoamentos deste tipo, não verificam as seguintes condições:

$$\frac{u_*}{U_{\text{máx}}} = \text{const.} \quad (8.20)$$

$$\beta = \text{const.} \quad (8.21)$$

$$\frac{d\left(\frac{U_{\text{máx}} \delta_*}{u_*}\right)}{dx} = \text{const.} \quad (8.22)$$

sendo β o parâmetro do gradiente de pressões adimensional de Clauser, que para escoamentos em regime permanente pode ser calculado por:

$$\beta = \frac{\delta_*}{\tau_0} \cdot \frac{dP}{dx} = \frac{\rho gh \cdot \left(-I + \frac{\partial h}{\partial x}\right)}{\tau_0} \quad (8.23)$$

em que P é a pressão.

Para o cálculo do valor de β adoptaram-se as mesmas simplificações que no método analítico para regime não uniforme, ou seja:

- considerou-se a inclinação do leito do tapete, como constante e igual à inclinação do fundo do canal ($I = 0,005$);
- para o cálculo do valor da inclinação da superfície livre ($\partial h/\partial x$) considerou-se a inclinação da recta que unia os dois pontos da superfície livre dos perfis considerados;

Para o valor da velocidade de atrito junto ao fundo (u_*) tomou-se o valor determinado pelo método analítico para regime uniforme.

A Tabela 8.5 apresenta os valores de β obtidos para os escoamentos das duas aberturas em análise.

Tabela 8.5 – Valores do parâmetro β para as duas aberturas em análise

Perfil	Q = 11,5 L/s – abertura superior	Q = 11,5 L/s – abertura inferior
	β	
P1	26,3	7,4
P2	-1,3	5,8
P3	-1,3	-0,7
P4	-1,4	8,7
P5	-0,5	-1,2
P6	-0,6	21,1
P7	-0,6	-1,0
P10	-0,6	-0,6

Na determinação do parâmetro β , verificaram-se alguns valores bastante elevados (assinalados a vermelho), correspondentes, sensivelmente, aos mesmos perfis em que não foi possível obter valores adequados para a velocidade de atrito com o método analítico para regime não uniforme, como se poderá verificar. Esta situação será provavelmente devida às condições de escoamento, simplificações consideradas e à dificuldade na determinação da altura de escoamento, pelo que não se tomaram em consideração esses valores.

Apresentam-se de seguida os gráficos 8.7, 8.8 e 8.9, que permitem verificar o critério de Rotta, determinando se os escoamentos em estudo são da família dos referidos por este investigador, em 1962.

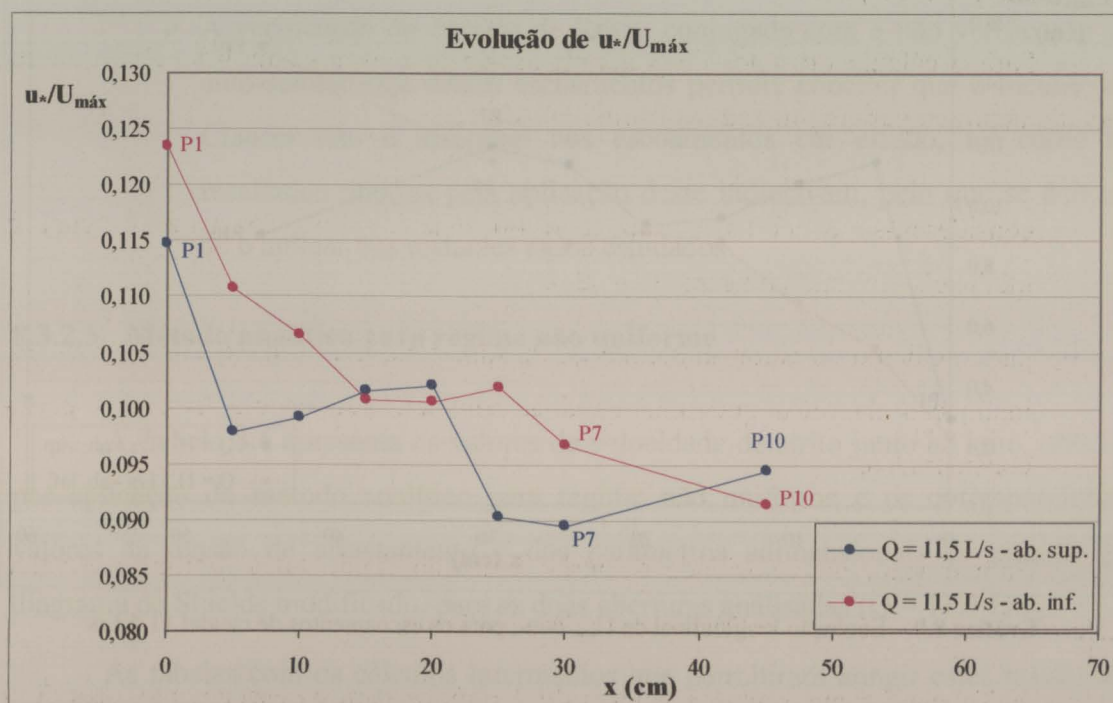


Gráfico 8.7 – Evolução longitudinal da velocidade de atrito adimensionalizada ($u^*/U_{máx}$) para os escoamentos de caudal 11,5 L/s

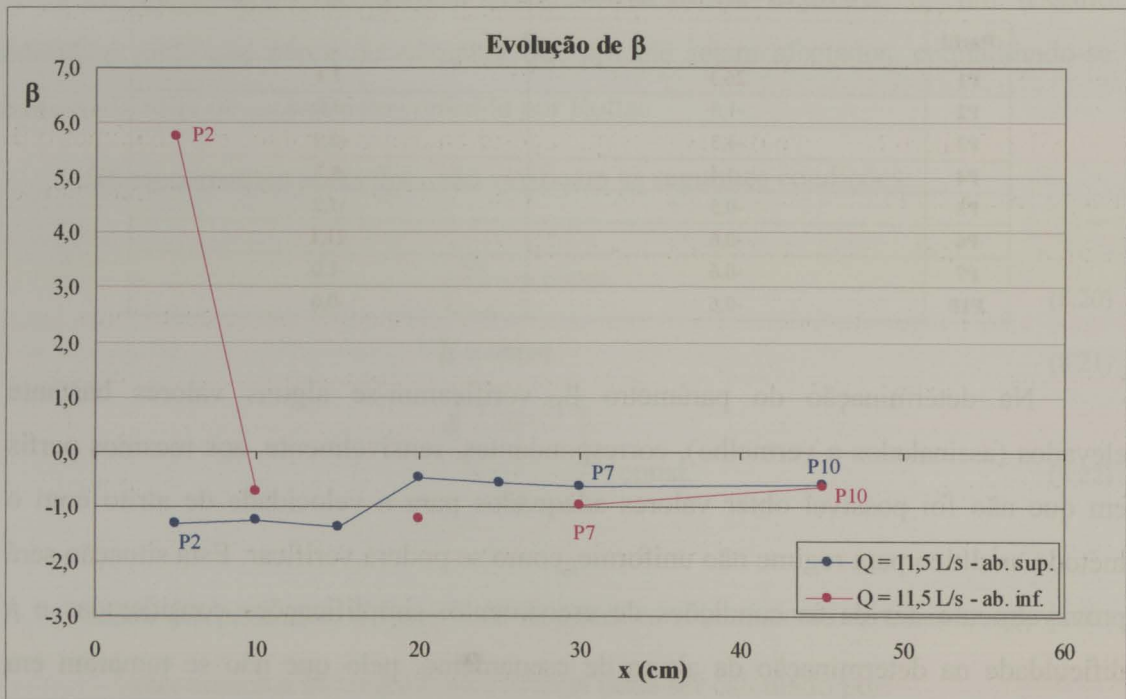


Gráfico 8.8 – Evolução longitudinal do parâmetro β , para os escoamentos de caudal 11,5 L/s

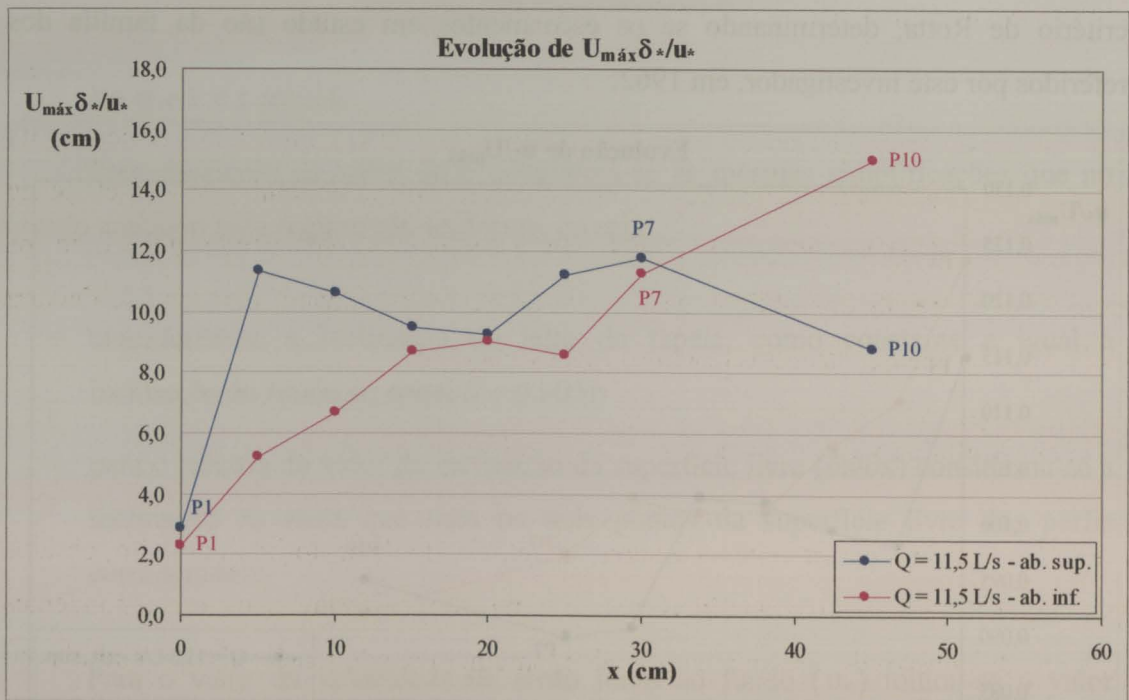


Gráfico 8.9 – Evolução longitudinal de $U_{m\acute{a}x} \delta^*/u_*$, para os escoamentos de caudal 11,5 L/s

Pela observação do Gráfico 8.7, verifica-se que o parâmetro $u^*/U_{\text{máx}}$, não é constante para qualquer dos escoamentos considerados.

No Gráfico 8.8 pode observar-se que apesar da quase constância do parâmetro β nos perfis mais a jusante para os dois escoamentos analisados, este efectivamente não se mantém constante ao longo de todo o troço analisado.

Verifica-se também que, como seria de esperar, os escoamentos são desacelerados, sendo β superior a -1 (**Capítulo 2**) na maioria dos perfis. São excepção os perfis de montante (P2, P3 e P4) no caso da abertura superior, em que este se encontra muito perto daquele valor, embora inferior. Também no perfil P5 da abertura inferior o valor de β é ligeiramente inferior a -1, mas muito próximo deste.

Da análise do Gráfico 8.9, pode-se concluir que o parâmetro $d(U_{\text{máx}}\delta^*/u^*)/dx$, também não é constante para qualquer dos escoamentos.

Verifica-se assim que os escoamentos em estudo pertencem à família de escoamentos referida por Rotta, pelo que não respeitam a lei logarítmica universal da parede. Pode assim concluir-se que

- ✓ A verificação do critério de Rotta, conjugada com a não verificação da auto-semelhança destes escoamentos permite concluir que o método de Clauser não é aplicável aos escoamentos em estudo, tal como os resultados obtidos pela aplicação deste indicavam, pelo que se deixará de o aplicar nos restantes casos estudados.

8.3.2.5 Método analítico para regime não uniforme

A Tabela 8.6 apresenta os valores da velocidade de atrito junto ao leito, obtidos por aplicação do método analítico para regime não uniforme e os correspondentes valores da tensão de arrastamento e dos parâmetros adimensionais de entrada no diagrama de Shields modificado, para as duas aberturas analisadas ($Q = 11,5 \text{ L/s}$).

As tabelas com os cálculos intermédios que permitiram atingir estes resultados são apresentadas no **Anexo B**, quanto aos restantes parâmetros foram calculados por aplicação directa das expressões apresentadas no **Capítulo 2**.

Tabela 8.6 - Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os escoamentos de 11,5 L/s Método analítico para regime não uniforme

Perfil	Abertura superior				Abertura inferior			
	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ
P1	-	-	377	-	7,5	5,7	377	0,023
P2	4,1	1,7	377	0,007	-	-	377	-
P3	4,1	1,7	377	0,007	4,3	1,9	377	0,008
P4	4,1	1,7	377	0,007	-	-	377	-
P5	2,8	0,8	377	0,003	4,5	2,0	377	0,008
P6	2,8	0,8	201	0,003	-	-	201	-
P7	2,8	0,8	201	0,003	3,9	1,5	201	0,006
P10	2,8	0,8	201	0,003	2,7	0,7	201	0,003

De notar que em alguns dos perfis, não foi possível determinar os valores da velocidade de atrito (u_*) por aplicação deste método, em alguns perfis, o que como já foi mencionado anteriormente (8.3.2.4), provavelmente se deve às simplificações utilizadas.

De acordo com a representação dos valores obtidos no diagrama de Shields modificado (Gráfico 8.10), constata-se que não deverá existir qualquer tipo de movimento no tapete de enrocamento, para as duas aberturas consideradas, sendo os valores obtidos idênticos aos determinados pelo método analítico para regime uniforme.

Também para este método se verifica que o valor obtido que se encontra mais próximo da curva 1, correspondente ao início do arrastamento, é o do perfil P1, para o caso da abertura inferior.

Os valores da velocidade de atrito obtidos para o caso da abertura superior são, de um modo geral, inferiores aos obtidos para o caso da abertura inferior.

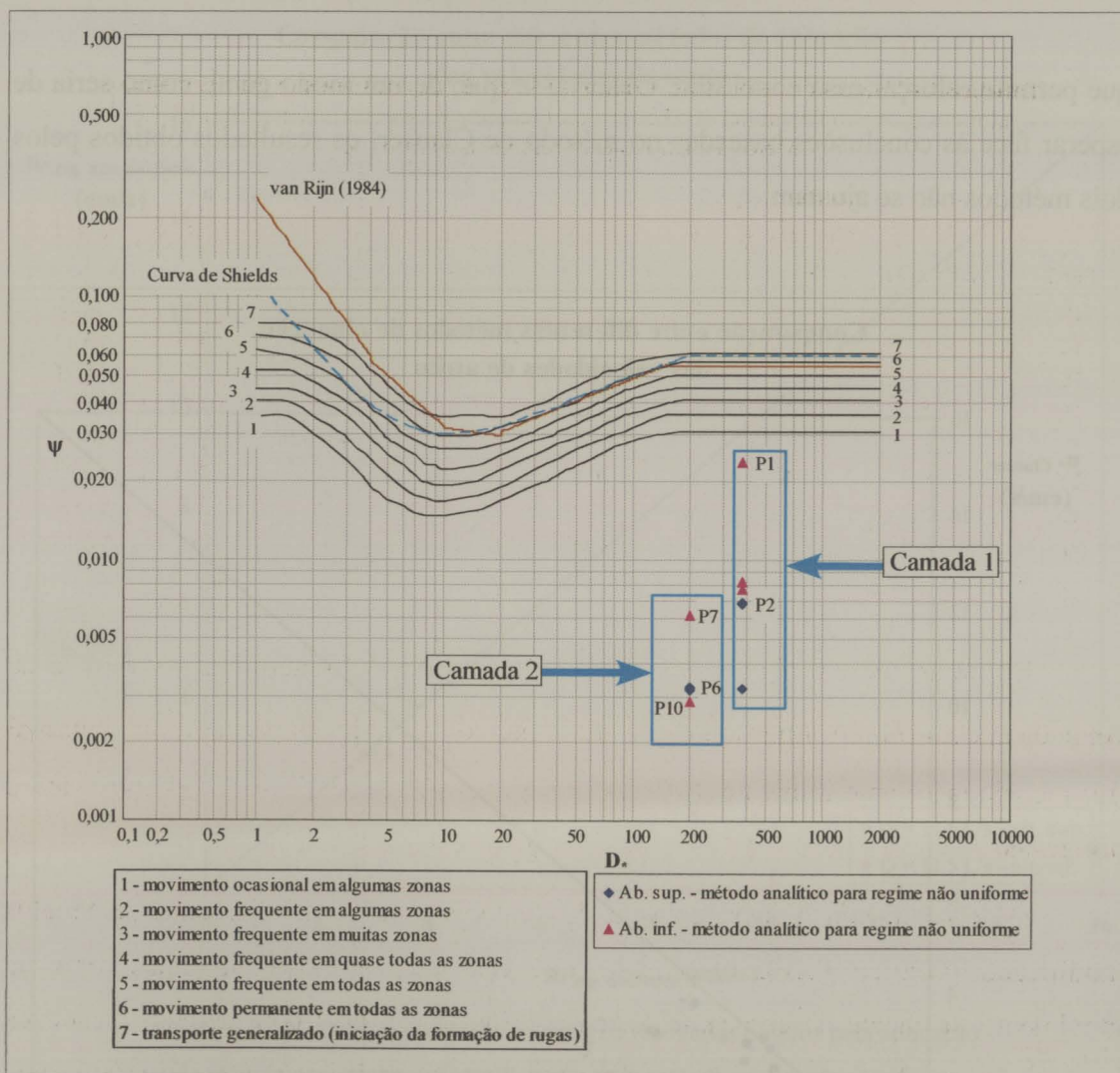


Gráfico 8.10 - Diagrama de Shields modificado para os escoamentos de caudal 11,5 L/s
 Método analítico para regime não uniforme

8.3.2.6 Comparação entre os diferentes métodos

Para melhor analisar os resultados obtidos apresentam-se de seguida os gráficos comparativos (Gráficos 8.11 e 8.12) entre os diferentes métodos aplicados.

No Gráfico 8.11 apresenta-se a comparação entre os valores obtidos para a velocidade de atrito pelo método analítico para regime uniforme e o método gráfico (de Clauser).

Apesar de já se ter concluído que o método gráfico (de Clauser) não é aplicável aos escoamentos em análise, optou-se por ainda assim apresentar este gráfico, uma vez

que permite reforçar essa conclusão. Observa-se que, de um modo geral, como seria de esperar face às conclusões baseadas no método de Clauser, os resultados obtidos pelos dois métodos não se ajustam.

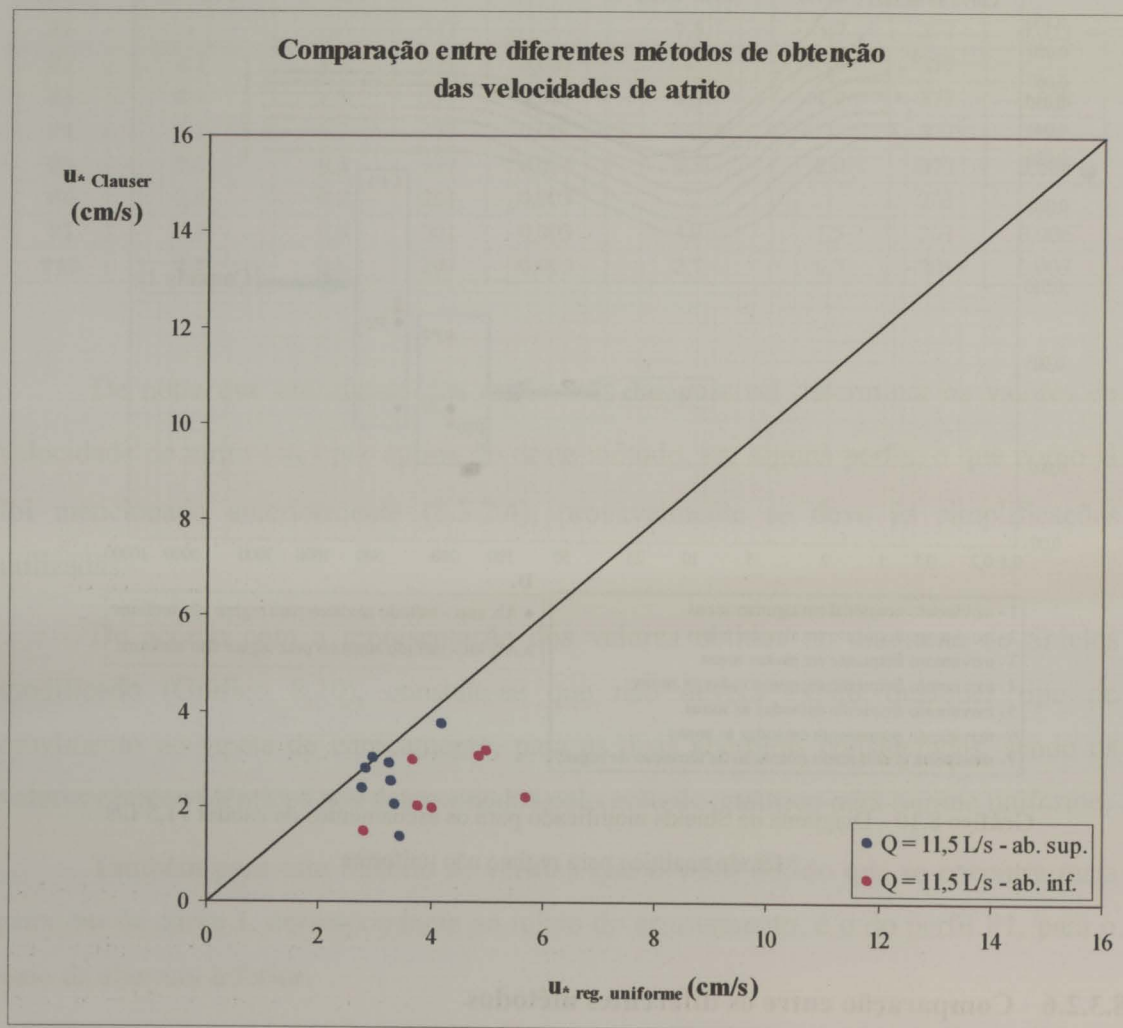


Gráfico 8.11 - Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método gráfico (de Clauser) e pelo método para regime uniforme

No Gráfico 8.12 apresenta-se a comparação entre os valores obtidos para a velocidade de atrito pelo método analítico para regime uniforme e o método analítico para regime não uniforme. Os resultados obtidos pelos dois métodos analíticos são bastante concordantes, não se verificando grande diferença entre os valores obtidos pelos dois métodos, ao contrário do observado na comparação entre o método analítico para regime uniforme e o método gráfico de Clauser.

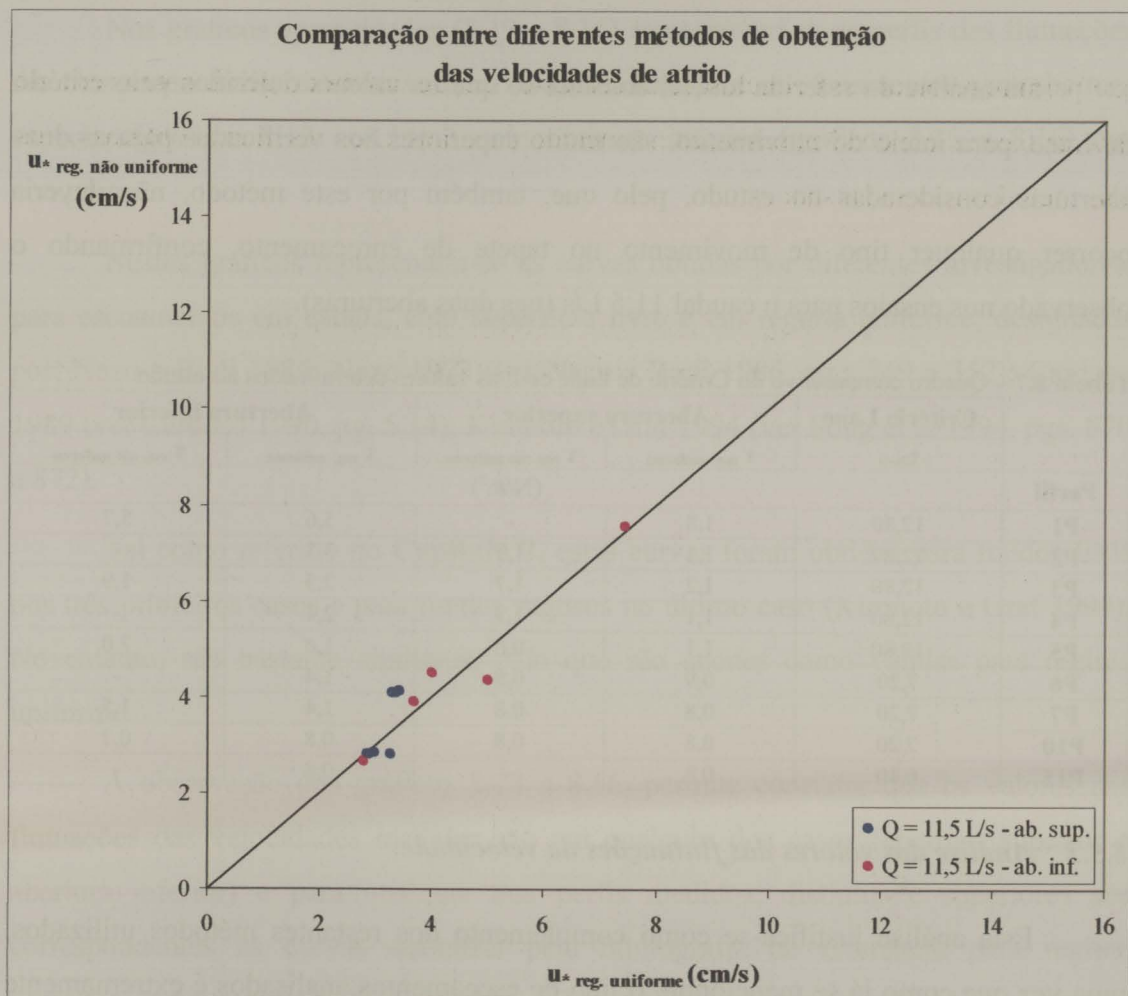


Gráfico 8.12 - Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método para regime não uniforme e pelo método para regime uniforme

- ✓ Os resultados obtidos para a velocidade de atrito pelos dois métodos analíticos utilizados são similares o que, conjugado com as visualizações e análises já efectuadas durante os ensaios permite validar a sua utilização.

8.3.2.7 Critério de Lane

Como foi referido no item 8.1.2, utilizou-se também o critério de Lane, o qual define uma tensão crítica de arrastamento em canais rectilíneos, para materiais grosseiros, tais como os utilizados no estudo.

Apresenta-se na Tabela 8.7 a comparação entre os valores obtidos pelo critério de Lane e pelos métodos analíticos utilizados anteriormente.

Da análise da referida tabela, constata-se que os valores definidos pelo critério de Lane, para início do movimento, são muito superiores aos verificados para as duas aberturas consideradas no estudo, pelo que, também por este método, não deveria ocorrer qualquer tipo de movimento no tapete de enrocamento, confirmando o observado nos ensaios para o caudal 11,5 L/s (nas duas aberturas).

Tabela 8.7 – Quadro comparativo do Critério de Lane com os valores determinados no estudo

Perfil	Critério Lane	Abertura superior		Abertura inferior	
	τ_{crit}	$\tau_{\text{reg. uniforme}}$	$\tau_{\text{reg. não uniforme}}$	$\tau_{\text{reg. uniforme}}$	$\tau_{\text{reg. não uniforme}}$
	(N/m ²)				
P1	12,80	1,8	-	5,6	5,7
P2	12,80	1,1	1,7	3,3	-
P3	12,80	1,2	1,7	2,5	1,9
P4	12,80	1,1	1,7	2,4	-
P5	12,80	1,1	0,8	1,6	2,0
P6	7,20	0,9	0,8	1,4	-
P7	7,20	0,8	0,8	1,4	1,5
P10	7,20	0,8	0,8	0,8	0,7
P15	6,40	0,8	-	0,8	-

8.3.3 Análise dos valores das flutuações da velocidade

Esta análise justifica-se como complemento dos restantes métodos utilizados, uma vez que como já se mencionou, o tipo de escoamentos analisados é extremamente complexo, não se encontrando ainda suficientemente caracterizado.

Tal como já foi mencionado uma das dificuldades na análise dos dados consistiu no regime de escoamento estudado, uma vez que o regime uniforme se encontra mais bem caracterizado e analisado do que o regime não uniforme em termos de medições de perfis de velocidades médias, velocidades de atrito e tensões de arrastamento.

Devido a este facto confrontaram-se diversos métodos e analisaram-se os diversos valores para poder validar os resultados obtidos. É também nesta linha que se enquadra a análise dos valores de flutuações da velocidade, uma vez que permite uma melhor caracterização do regime de escoamento estudado e a confirmação de algumas das hipóteses colocadas antes.

Nesta análise representaram-se os perfis das flutuações da velocidade adimensionalizados, utilizando para isso, os valores da velocidade de atrito obtidos pelo método analítico para regime uniforme e a altura total do escoamento.

Nos gráficos apresentados (8.13 a 8.16) representam-se os perfis das flutuações das componentes horizontal e vertical da velocidade para os escoamentos com abertura superior (gráficos 8.13 e 8.14) e com abertura inferior (gráficos 8.15 e 8.16) das comportas.

Nestes gráficos representam-se as curvas obtidas por diferentes investigadores, para escoamentos em canais, com superfície livre e em regime uniforme, designadas por: Nezu e Rodi 1986; Nezu 1977 (ver Nezu e Rodi 1986, pg.s 349 a 352); Cardoso 1989 (ver Cardoso 1990, pg. 5.14); Kironoto e Graf 1994 (ver Song et al 1994, pgs. 870 a 872).

Tal como referido no **Capítulo 2**, estas curvas foram obtidas para fundos lisos nos três primeiros casos e para fundos rugosos no último caso (Kironoto e Graf 1994). No entanto, são bastante similares, pelo que são aceites como válidas para regime uniforme.

A observação dos gráficos 8.13 a 8.16, permite constatar que os valores das flutuações das velocidades medidas são em qualquer dos casos (abertura superior e abertura inferior) e para qualquer dos perfis medidos, distintos e superiores aos correspondentes às curvas definidas pela bibliografia de referência para regime uniforme, sendo ainda bastante dispersos. Isto permite confirmar que estamos perante um regime não uniforme, pois os valores obtidos não seguem a tendência das leis apresentadas, sendo de um modo geral superiores.

Apenas se verifica alguma proximidade dessas leis na região mais próxima da parede, para os perfis mais a jusante (P4, P5, P10 e P15), no caso da abertura superior, quando o escoamento tende para regime uniforme (no item 8.3.2.1 Verificação de auto-similaridade são os perfis que tendem para leis logarítmicas). Neste caso verifica-se uma diminuição dos valores das flutuações da velocidade dos perfis de montante para jusante, à medida que o escoamento tende para o regime uniforme.

No caso da abertura inferior a dispersão de valores é bastante superior, sendo este facto de esperar, uma vez que este escoamento é bastante mais instável, tal como já referido.

Confirma-se ainda que em ambos os casos os escoamentos são desacelerados, uma vez que nestes os valores das flutuações da velocidade são superiores, sendo a

turbulência mais preponderante que nos escoamentos acelerados, onde estes valores são inferiores aos observados para regime uniforme, tal como referido no **Capítulo 2**.

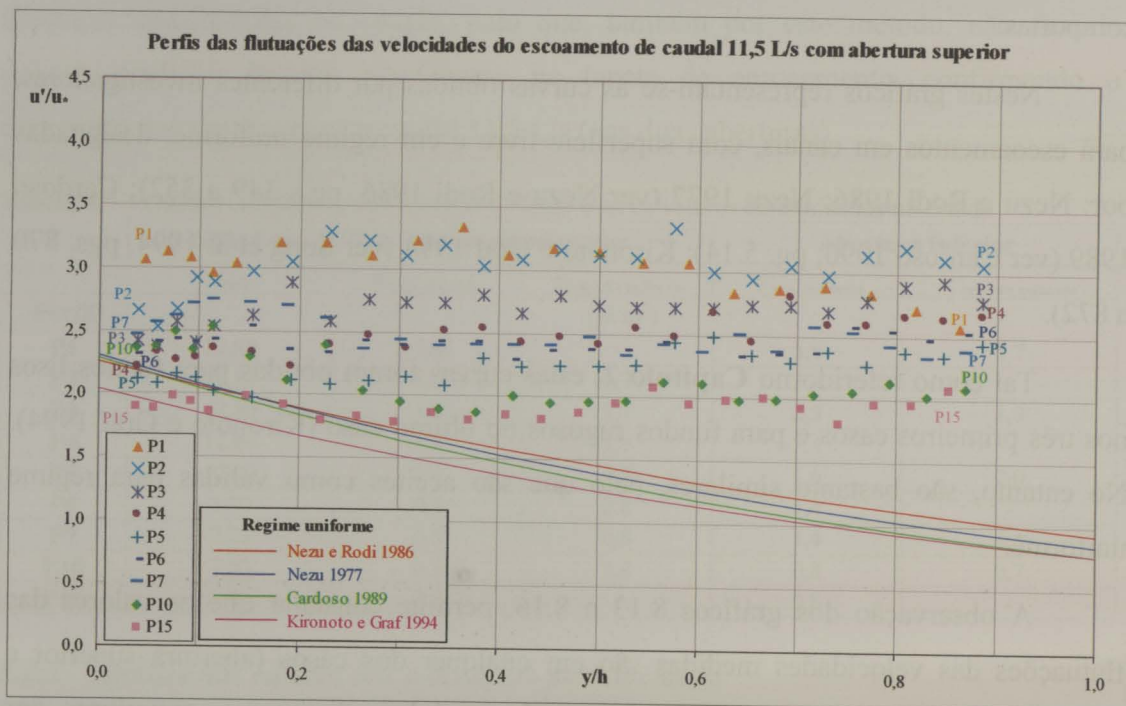


Gráfico 8.13 - Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura superior

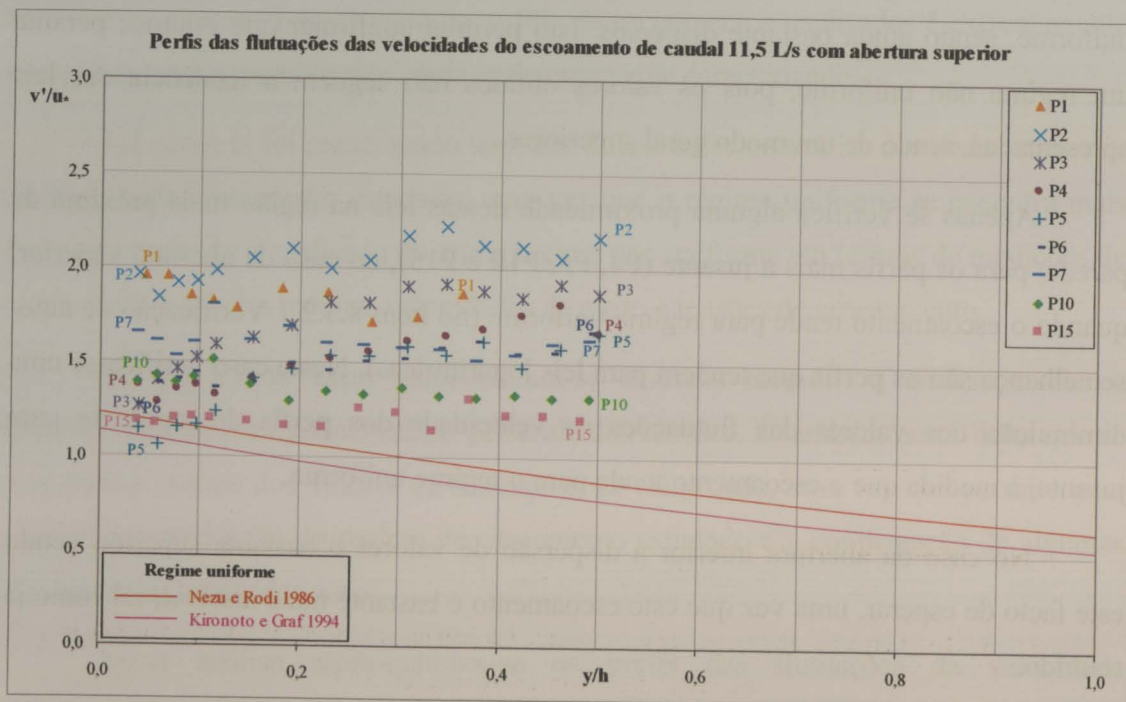


Gráfico 8.14 - Perfis das flutuações da componente vertical da velocidade (v) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura superior

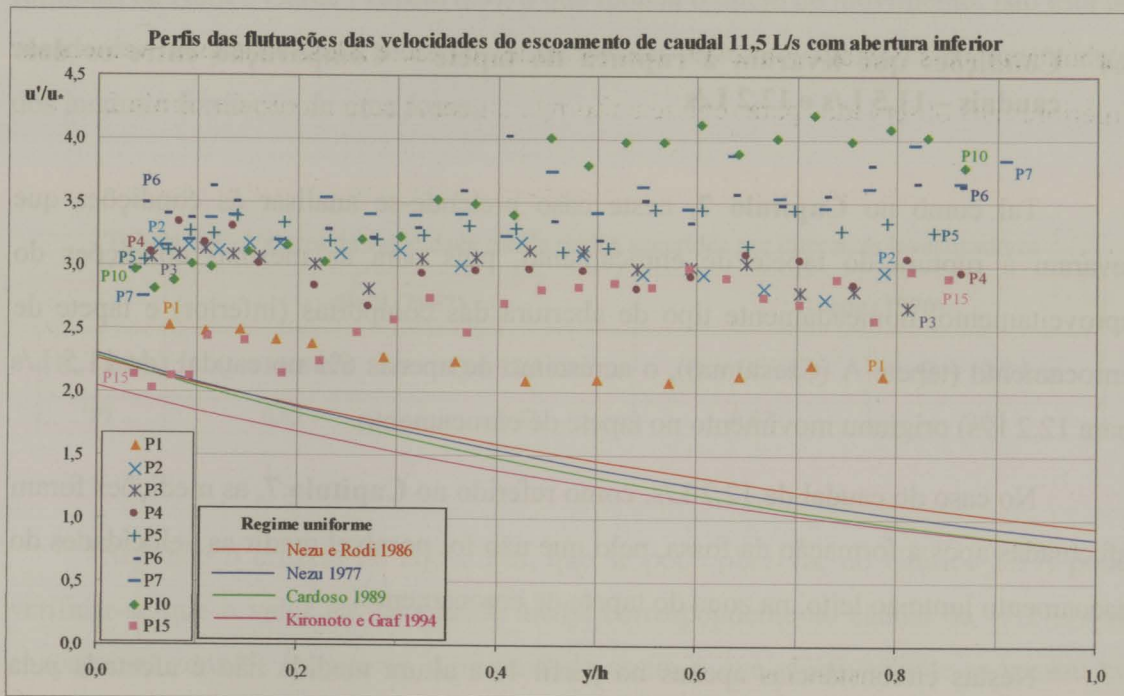


Gráfico 8.15 - Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura inferior

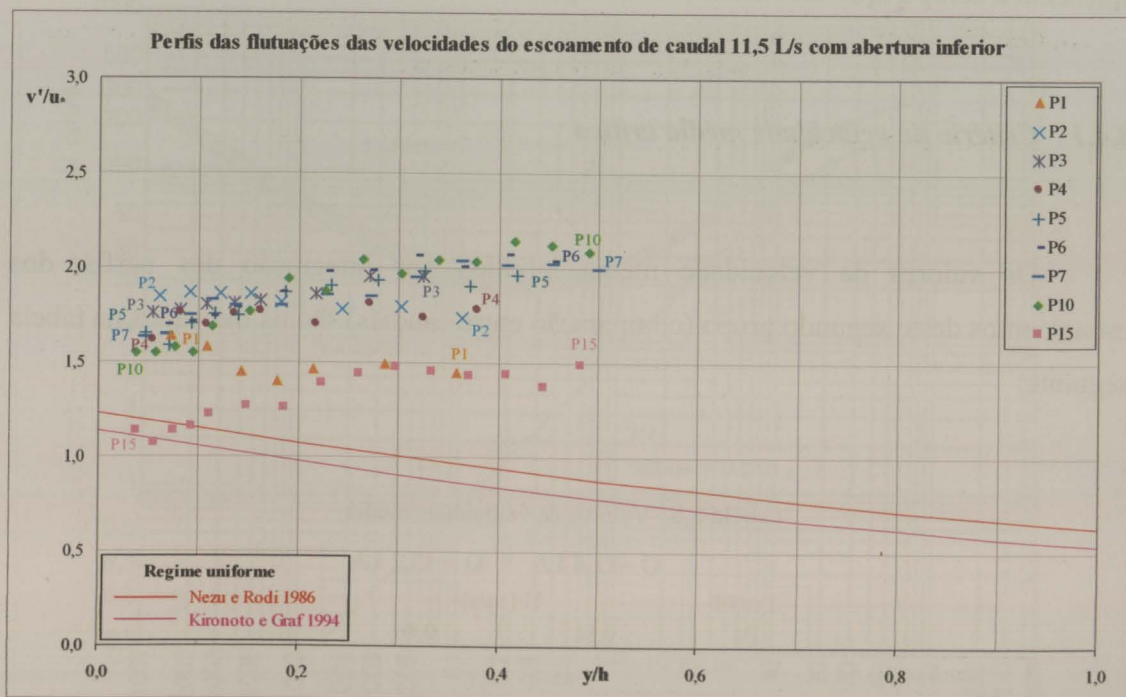


Gráfico 8.16 - Perfis das flutuações da componente vertical da velocidade (v) do escoamento de caudal 11,5 L/s com abertura inferior

8.4 Condições que levaram à ruptura do tapete – Comparação entre os dois caudais – 11,5 L/s e 12,2 L/s

Tal como no **Capítulo 7**, neste caso pretende-se analisar as condições que levaram à ruptura do tapete de enrocamento, pois para as mesmas condições do aproveitamento, nomeadamente tipo de abertura das comportas (inferior) e tapete de enrocamento (tapete A (Crestuma)), o acréscimo de apenas 6% no caudal (de 11,5 L/s para 12,2 L/s) originou movimento no tapete de enrocamento.

No caso do caudal de 12,2 L/s, como referido no **Capítulo 7**, as medições foram efectuadas após a formação da fossa, pelo que não foi possível medir as velocidades do escoamento junto ao leito, na zona do tapete de enrocamento.

Nestas circunstâncias apenas no perfil 1, a altura medida não é afectada pela formação da fossa, uma vez que este perfil se situa na fronteira entre a bacia de dissipação e o tapete de enrocamento. Por este facto, no presente capítulo, só se apresenta a comparação efectuada com este perfil.

8.4.1 Critério da velocidade média crítica

Os valores da velocidade média, obtidos por integração dos perfis, dos escoamentos deste segundo grupo (comparação entre caudais) são os indicados na tabela seguinte:

Tabela 8.8– Valores da velocidade média

	Q =11,5 L/s	Q = 12,2 L/s
Perfil	U (m/s)	
P1	0,54	0,86

Pode constatar-se pela tabela que o valor da velocidade média, obtida para o caudal de 12,2 L/s, é bastante superior ao obtido para o caudal de 11,5 L/s, sendo da mesma ordem de grandeza dos valores da velocidade média crítica obtidos pelas

fórmulas de Neill e Garde (Tabela 8.9), o que indicia o início de movimento. Isto está de acordo com o que de facto se verificou no ensaio, para este caudal, com arrastamento dos inertes e formação de uma fossa.

Tabela 8.9 - Valores da velocidade média crítica sugeridos por diferentes investigadores

U_{cr} (m/s)	Neill (1967)		Garde (1970)	
	Q = 11,5 L/s	Q = 12,2 L/s	Q = 11,5 L/s	Q = 12,2 L/s
P1	0,83	0,82	0,87	0,85

Segundo o critério de Hjulström, que se pode observar no Gráfico 8.17, pode verificar-se que o valor da velocidade média correspondente ao caudal de 12,2 L/s se encontra na zona de transporte, reproduzindo assim o que efectivamente se passou no ensaio.

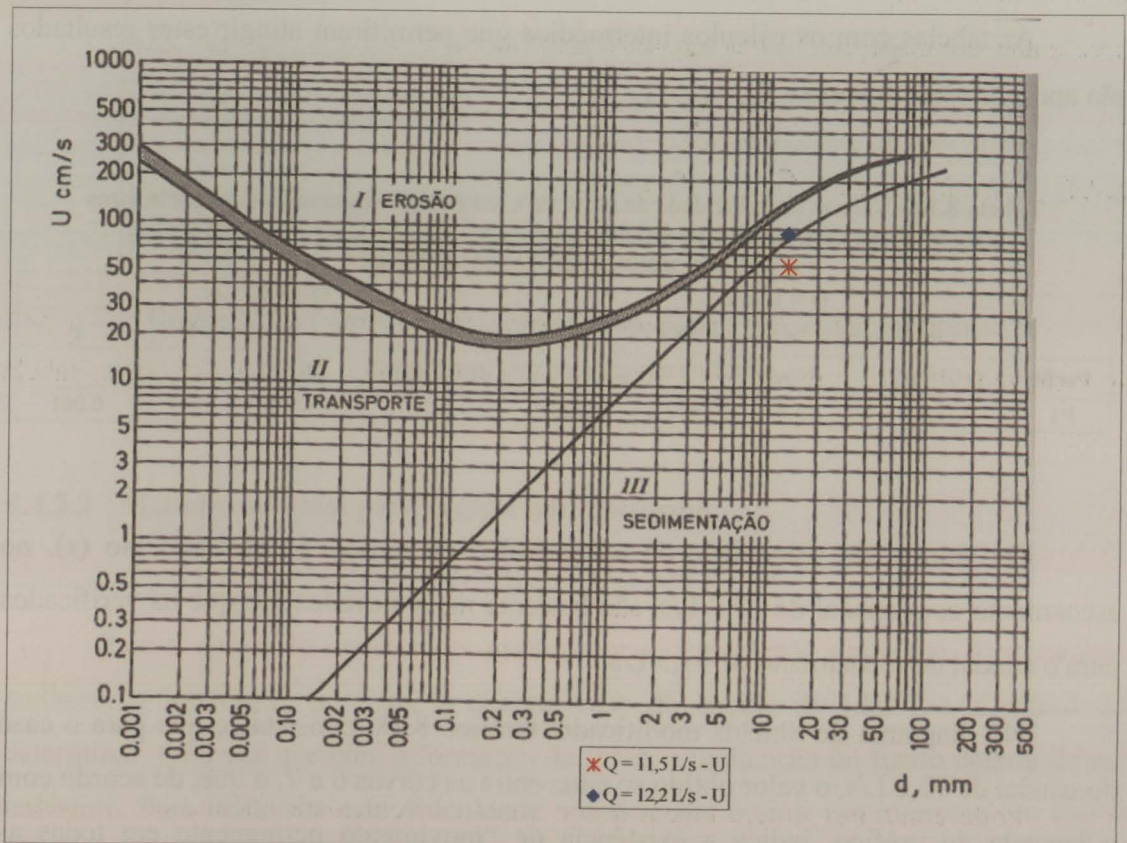


Gráfico 8.17 -Diagrama de velocidades críticas de arrastamento (Hjulström – 1935) para os dois caudais

8.4.2 Critério da tensão crítica de arrastamento

Apresentam-se de seguida para os dois caudais em análise, os valores da velocidade de atrito e os diagramas de Shields modificados para os diferentes métodos utilizados, bem como os gráficos comparativos entre estes.

8.4.2.1 Método analítico para regime uniforme

A Tabela 8.10 apresenta, para o perfil P1, os valores da velocidade de atrito junto ao fundo e os correspondentes valores, da tensão de arrastamento e dos parâmetros adimensionais de entrada no diagrama de Shields modificado, obtidos por aplicação do método analítico para regime uniforme.

As tabelas com os cálculos intermédios que permitiram atingir estes resultados são apresentadas no **Anexo B**.

Tabela 8.10 - Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os dois caudais em análise
 Método analítico para regime uniforme

Perfil	Q = 11,5 L/s				Q = 12,2 L/s			
	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ
P1	7,5	5,6	377	0,023	12,1	14,7	377	0,061

Os valores da velocidade de atrito (u_*) e da tensão de arrastamento (τ), no escoamento com caudal de 12,2 L/s, são bastante mais elevados, do que os verificados para o caudal de escoamento de 11,5 L/s.

No diagrama de Shields modificado, Gráfico 8.18, constata-se que para o caso do caudal de 12,2 L/s, o valor obtido se situa entre as curvas 6 e 7, o que, de acordo com a legenda do gráfico, indica a existência de “movimento permanente em todas as zonas”, como se observou nos ensaios, com a formação da fossa de erosão imediatamente a jusante do perfil de entrada.

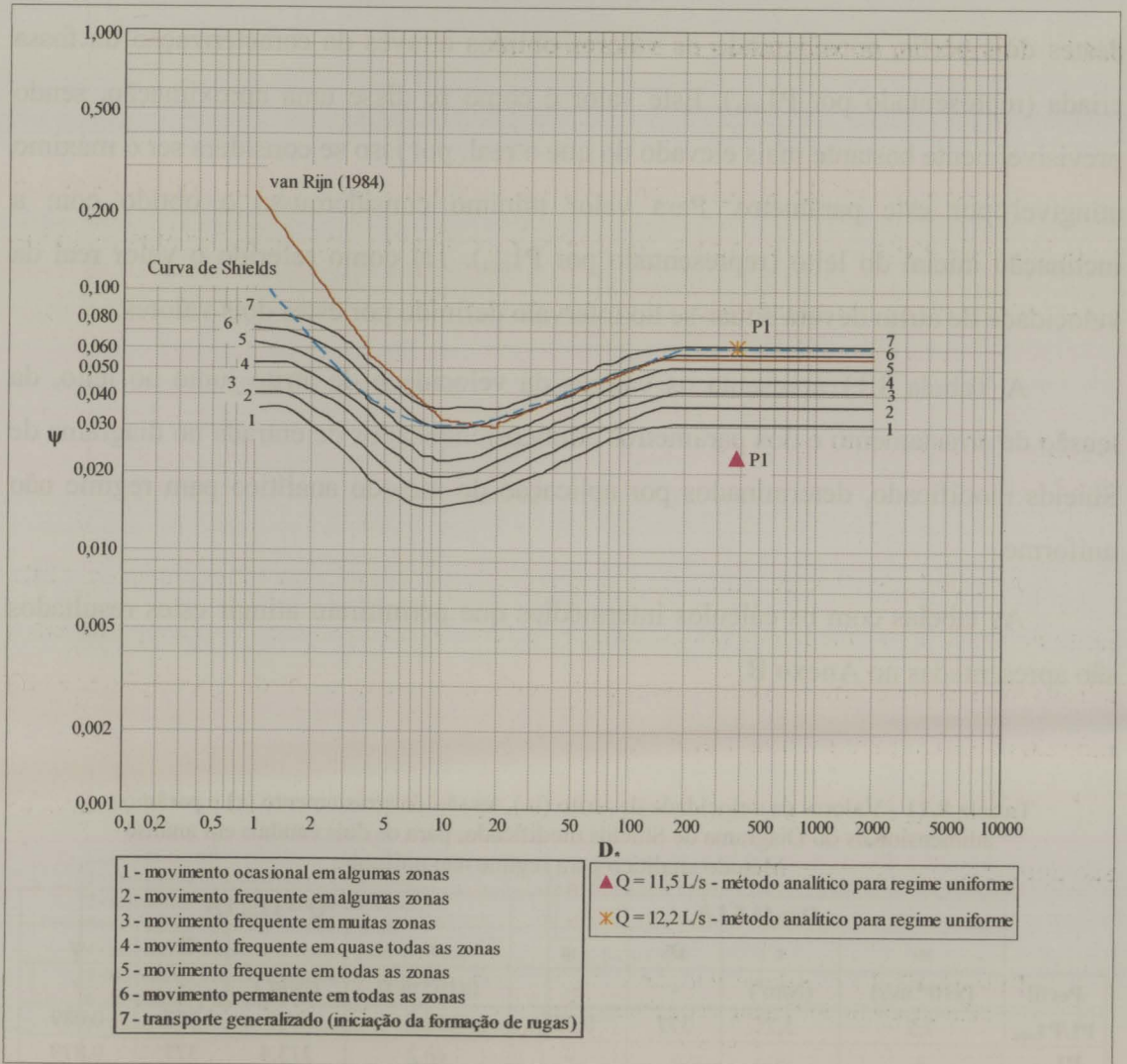


Gráfico 8.18 - Diagrama de Shields modificado para os dois caudais em análise
 Método analítico para regime uniforme

8.4.2.2 Método analítico para regime não uniforme

Para a aplicação do método analítico para regime não uniforme, é necessário conhecer a inclinação do leito, o que no caso do caudal de 12,2 L/s, é difícil de determinar, uma vez que com a formação da fossa, a inclinação do fundo deixou de ser uniforme. Para contornar esta dificuldade optou-se por definir um intervalo em que o valor da velocidade de atrito estivesse situado. Para tal, determinou-se um valor hipotético máximo deste parâmetro considerando a inclinação entre P1 e P2 constante e igual à recta que unia, a meio vão, os pontos do leito correspondentes às coordenadas

destes dois perfis, considerando os valores obtidos através da caracterização da fossa criada (representado por $P1_{máx}$). Este valor é como se disse uma aproximação, sendo previsivelmente bastante mais elevado do que o real, por isso se considera ser o máximo atingível por este parâmetro. Para valor mínimo considerou-se o obtido com a inclinação inicial do leito (representado por $P1_{mín}$). Tal como referido o valor real da velocidade de atrito deverá situar-se no intervalo definido por estes dois valores.

A Tabela 8.11 apresenta os valores da velocidade de atrito junto ao leito, da tensão de arrastamento e dos parâmetros adimensionalizados de entrada no diagrama de Shields modificado, determinados por aplicação do método analítico para regime não uniforme.

As tabelas com os cálculos intermédios que permitiram atingir estes resultados são apresentadas no **Anexo B**.

Tabela 8.11 - Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado, para os dois caudais em análise
 Método analítico para regime não uniforme

Perfil	Q = 11,5 L/s				Q = 12,2 L/s			
	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ (N/m ²)	D.	ψ
P1/P1 _{mín}	7,5	5,7	377	0,023	14,7	21,5	377	0,089
P1 _{máx}	-	-	-	-	46,2	213,4	377	0,879

No diagrama de Shields modificado, Gráfico 8.19, constata-se que para o caso do caudal de 11,5 L/s, o valor obtido se situa numa zona do gráfico que indica a não existência de movimento e bastante abaixo do valor mínimo estimado para o caudal de 12,2 L/s. Neste caso, o intervalo arbitrado para a localização da velocidade de atrito junto ao fundo correspondente ao perfil P1 situa-se acima da curva 7, o que, de acordo com a legenda da figura, indica “transporte generalizado”, caracterização compatível com a situação que se observou nos ensaios (formação de fossa imediatamente a jusante do perfil P1).

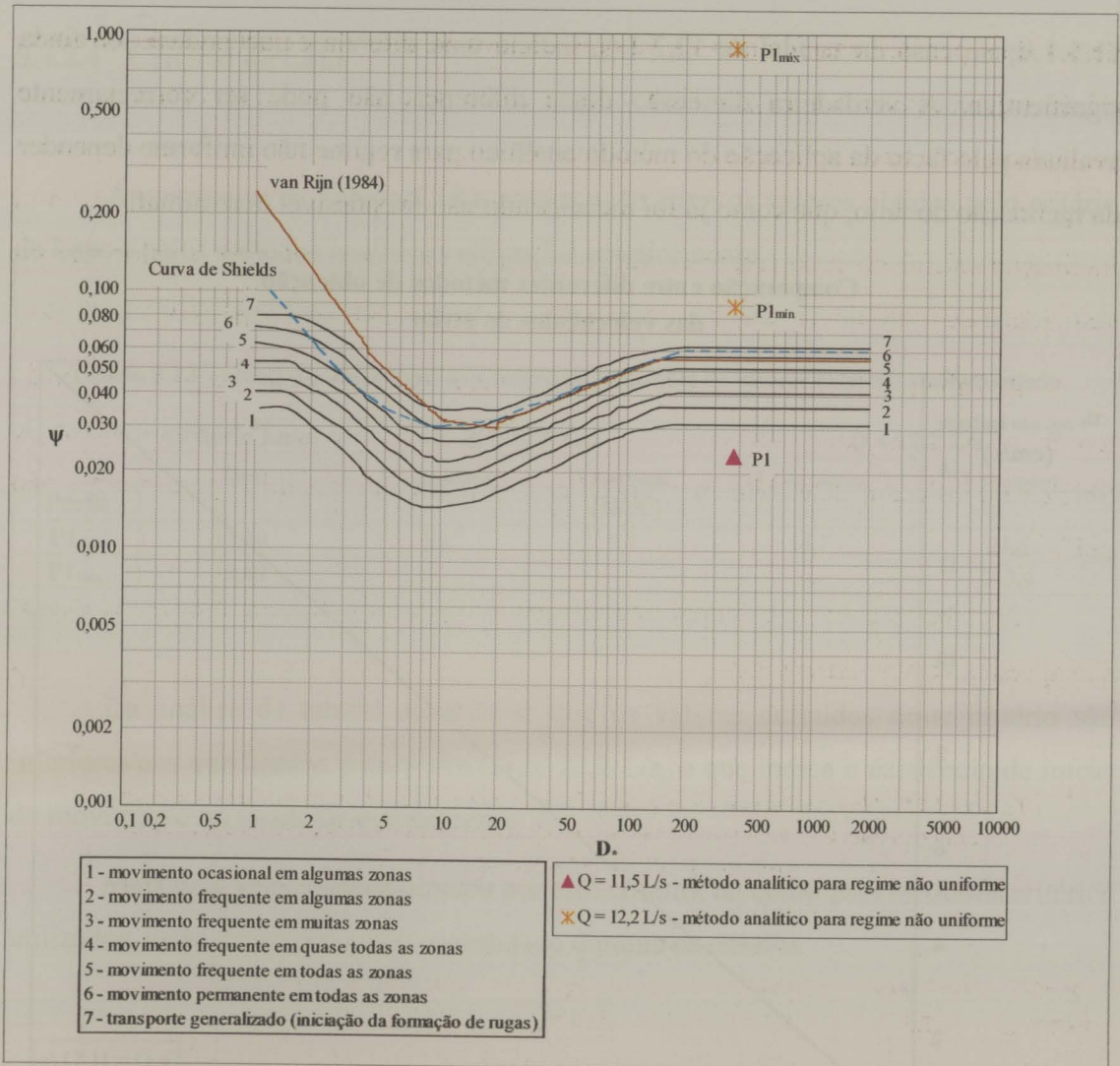


Gráfico 8.19 - Diagrama de Shields modificado para os dois caudais em análise
 Método analítico para regime não uniforme

8.4.2.3 Comparação entre os diferentes métodos

Para melhor analisar os resultados obtidos apresenta-se de seguida o gráfico comparativo (Gráfico 8.20) entre os diferentes métodos aplicados.

Neste gráfico apresenta-se a comparação entre os valores obtidos para a velocidade de atrito pelo método analítico para regime uniforme e o método analítico para regime não uniforme, o valor utilizado na comparação, no caso do caudal de 12,2 L/s, para este último método, foi o valor mínimo arbitrado ($P1_{\min}$). Os resultados obtidos pelos dois métodos analíticos são bastante concordantes, no caso do caudal de

11,5 L/s; no caso do caudal de 12,2 L/s, indicia uma diferença que poderá ser ainda significativa. A verdadeira dimensão dessa diferença não pode ser correctamente avaliada pelo facto da aplicação do método analítico para regime não uniforme depender da inclinação do leito, que como já foi mencionado não foi possível determinar.

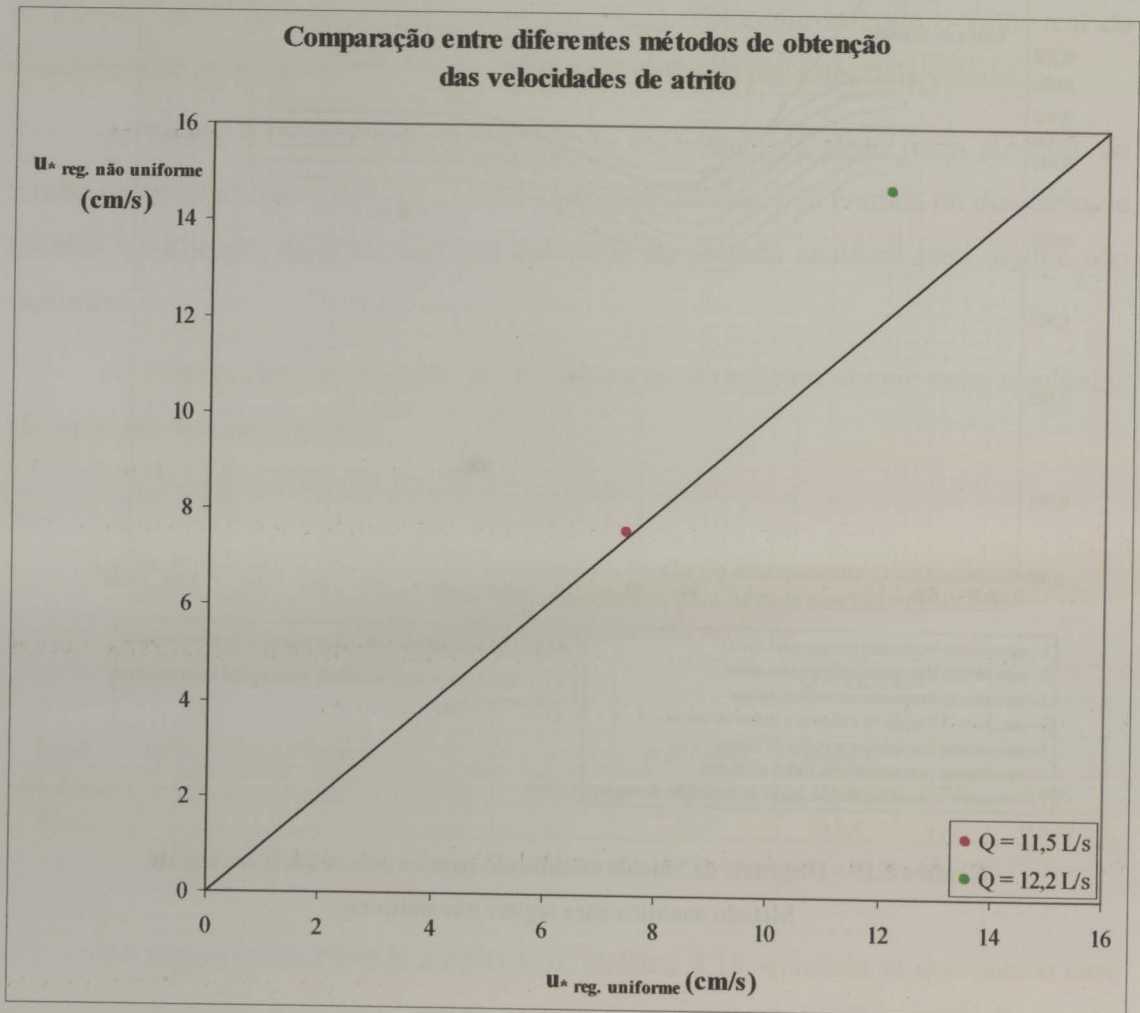


Gráfico 8.20 - Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método para regime não uniforme e pelo método para regime uniforme

- ✓ Os resultados obtidos para a velocidade de atrito pelos dois métodos analíticos utilizados, indiciam a existência de movimento generalizado no tapete, estando de acordo com o que se observou durante os ensaios (formação de fossa a jusante de P1). Dados os condicionalismos referidos no método para regime não uniforme, consideram-se os resultados obtidos para regime uniforme, como mais adequados, no caso do caudal de 12,2 L/s.

8.4.2.4 Critério de Lane

Apresenta-se na Tabela 8.12 a comparação entre os valores obtidos pelo critério de Lane e pelos métodos analíticos utilizados anteriormente.

Tabela 8.12 – Quadro comparativo do Critério de Lane com os valores determinados no estudo

Perfil	Critério Lane	Q = 11,5 L/s		Q = 12,2 L/s	
	τ_{0crit}	$\tau_{f. esc. uniforme}$	$\tau_{Saint Venant}$	$\tau_{f. esc. uniforme}$	$\tau_{Saint Venant}$
	(N/m ²)				
P1 _{min}	12,80	5,6	5,7	14,7	21,5
P1 _{máx}	12,80	-	-	-	213,4

Da análise da tabela, constata-se que os valores definidos neste critério são inferiores aos verificados para o caudal de 12,2 L/s, o que indica a existência de início do movimento no tapete de enrocamento.

Mais uma vez os dados obtidos por este critério, tal como para os outros critérios utilizados, estão de acordo com o constatado durante os ensaios.

8.5 Comparação entre as diferentes granulometrias

A análise deste último grupo incide sobre os diferentes tapetes utilizados nos ensaios. Tal como mencionado no **Capítulo 7**, estes ensaios foram realizados para o mesmo caudal e abertura, tendo-se utilizado tapetes de granulometrias diferentes (**Capítulo 4**).

Assim, os três casos a analisar designar-se-ão, de acordo com a nomenclatura do tapete de enrocamento correspondente, i.e., por tapete A, tapete B e tapete C.

Relativamente aos tapetes A e B apenas se apresenta a análise correspondente ao perfil P1, uma vez que, como mencionado anteriormente no **Capítulo 7**, as medições foram efectuadas, no tapete A após a formação da fossa e no tapete B até e após a

formação da fossa, pelo que não tendo sido possível medir as velocidades do escoamento junto ao leito, na zona do tapete de enrocamento.

Em relação ao tapete B, no início do ensaio ocorreu um arrastamento de alguns dos elementos do tapete; no entanto, ao fim de algumas horas, não contínuas de ensaio, ocorreu o colapso das camadas 1 e 2, que provocou o arrastamento generalizado do material, tal como se pode observar na representação da fossa final do tapete B (Capítulo 7).

Dado que em relação ao tapete B se verificou o colapso das camadas 1 e 2, optou-se por considerar apenas a análise correspondente ao perfil P1, medido antes da formação abrupta da fossa.

No que respeita ao tapete C, só se verificou movimento na 3ª camada e na areia grossa situadas na zona mais a jusante, pelo que se consideram todos os perfis medidos, à excepção do P15.

8.5.1 Critério da velocidade média crítica

Os valores da velocidade média, obtidos por integração dos perfis, dos escoamentos deste terceiro grupo (comparação entre granulometrias) são os indicados na Tabela 8.13.

No que diz respeito ao valor apresentado nesta Tabela, para o tapete B, é de salientar que este corresponde ao perfil obtido com o escoamento instável, ainda antes da formação abrupta da fossa. Após a formação desta o valor obtido é da ordem de grandeza dos determinados para os outros dois tapetes. No entanto optou-se por utilizar este valor, uma vez que se considerou como o mais adequado para o objectivo pretendido que era analisar o que provocou o início do movimento.

Tabela 8.13– Valores da velocidade média

Perfil	Tapete A	Tapete B	Tapete C
	U (m/s)		
P1	0,86	0,73	0,82
P2	-	-	0,76
P3	-	-	0,73
P4	-	-	0,65
P5	-	-	0,60
P6	-	-	0,59
P7	-	-	0,62
P8	-	-	0,63
P11	-	-	0,52
P13	-	-	0,43

Os valores da velocidade média, obtidos para o escoamento, com o tapete B e o tapete C são inferiores aos indicados na Tabela 8.14, correspondentes à velocidade média crítica obtida pelas fórmulas de Neill e Garde. Quanto ao tapete A, o valor apresentado é da mesma ordem de grandeza dos determinados pelas fórmulas, indicando que se atingiu os valores necessários ao início de movimento, o que foi observado nos ensaios, tal como referido anteriormente.

No caso do tapete C, os valores da velocidade média do escoamento, são significativamente inferiores aos indicados para a velocidade média crítica, o que indica não ter havido arrastamento, tal como de facto se verificou no ensaio, com excepção da zona de areia grossa situada a jusante da terceira camada, em que houve movimento, o que originou posteriormente o deslocamento de algum material.

Tabela 8.14 - Valores da velocidade média crítica sugeridos por diferentes investigadores

U _{cr} (m/s)	Neill (1967)			Garde (1970)		
	Tap. A	Tap. B	Tap. C	Tap. A	Tap. B	Tap. C
P1	0,82	0,92	1,08	0,85	0,95	1,10
P2	-	-	1,09	-	-	1,11
P3	-	-	1,10	-	-	1,14
P4	-	-	1,12	-	-	1,15
P5	-	-	1,12	-	-	1,16
P6	-	-	0,82	-	-	0,87
P7	-	-	0,82	-	-	0,87
P8	-	-	0,83	-	-	0,88
P11	-	-	0,76	-	-	0,81
P13	-	-	0,76	-	-	0,81

Este comportamento ajusta-se mais à análise efectuada de acordo com o critério de Hjulström, para os três tapetes considerados, conforme se pode observar no gráfico seguinte. Na realidade todos os valores se encontram na zona III de sedimentação à excepção do tapete A, que se encontra na zona de transporte. No entanto, nos restantes casos os valores das velocidades médias são bastante próximos da fronteira da zona de transporte (zona II), sendo o caso mais evidente o correspondente ao perfil P11 do tapete C, perfil que corresponde ao início da Camada 3, onde, como foi referido anteriormente, houve deslocamento de algum do material.

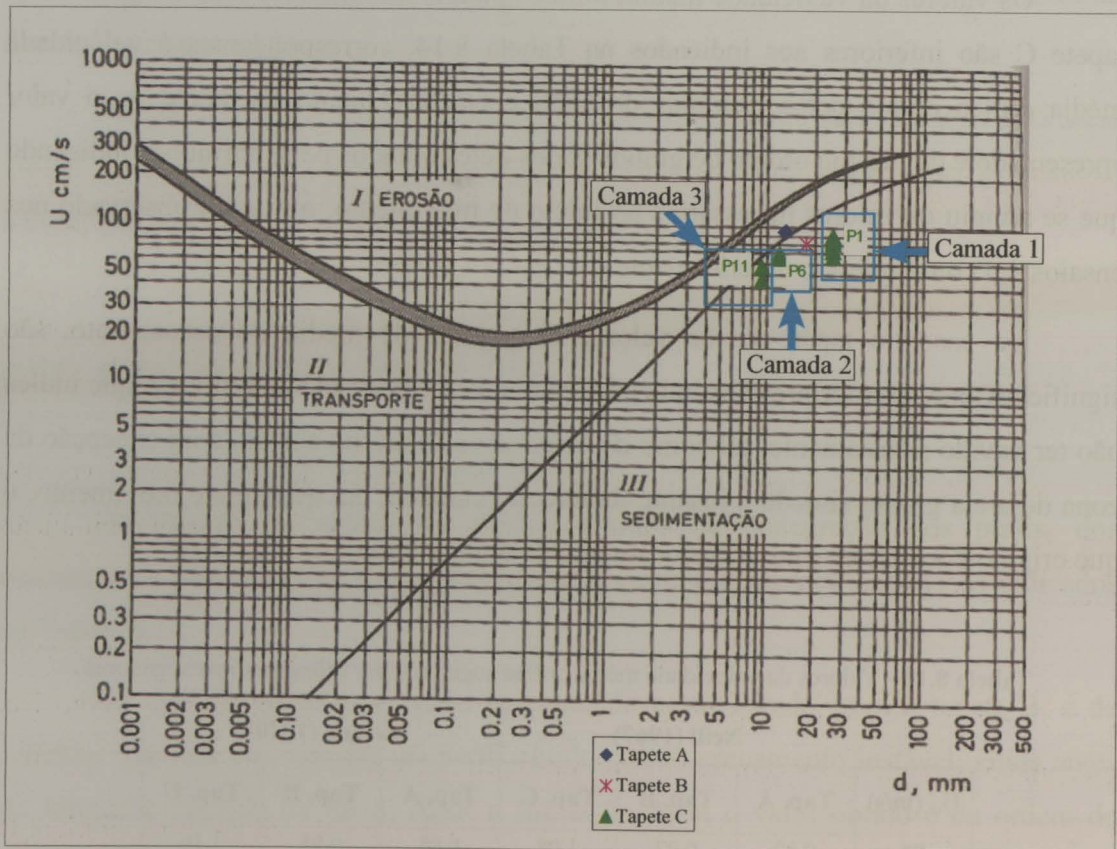


Gráfico 8.21 -Diagrama de velocidades críticas de arrastamento (Hjulström – 1935) para os três tapetes

8.5.2 Critério da tensão crítica de arrastamento

Apresentam-se de seguida as estimativas da velocidade de atrito junto ao fundo, os diagramas de Shields modificados, bem como gráficos comparativos dos diferentes métodos para os três tapetes utilizados.

8.5.2.1 Método analítico para regime uniforme

A Tabela 8.15 contém os valores da velocidade de atrito junto ao leito, da tensão de arrastamento e dos parâmetros adimensionais de entrada no diagrama de Shields modificado, determinados por aplicação do método analítico para regime uniforme.

Tabela 8.15 - Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado para os três tapetes utilizados
 Método analítico para regime uniforme

Perfil	Tapete A				Tapete B				Tapete C			
	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ N/m ²	D.	ψ	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ N/m ²	D.	ψ	u_* ($\times 10^{-2}$ m/s)	τ N/m ²	D.	ψ
P1	12,1	14,7	377	0,061	10,8	11,6	503	0,036	13,0	16,8	754	0,035
P2	-	-	-	-	-	-	-	-	11,8	14,0	754	0,029
P3	-	-	-	-	-	-	-	-	11,1	12,3	754	0,025
P4	-	-	-	-	-	-	-	-	9,7	9,5	754	0,020
P5	-	-	-	-	-	-	-	-	8,9	7,9	754	0,016
P6	-	-	-	-	-	-	-	-	7,6	5,8	339	0,027
P7	-	-	-	-	-	-	-	-	8,0	6,3	339	0,029
P8	-	-	-	-	-	-	-	-	8,0	6,4	339	0,029
P11	-	-	-	-	-	-	-	-	6,2	3,9	264	0,02

Os valores da velocidade de atrito (u_*) e da tensão de arrastamento (τ) são menores no tapete B, verificando-se que no respeitante ao tapete C, há uma diminuição gradual destes valores desde o perfil 1 ao perfil 11.

No diagrama de Shields modificado (Gráfico 8.22), que se pode observar seguir, constata-se que no caso do tapete A, correspondente à menor granulometria, se verifica, tal como observado no ensaio, que houve transporte do material.

Em relação ao tapete B, no diagrama, o perfil P1, situa-se no limite de movimento ocasional a frequente em algumas zonas, o que está de acordo com o verificado no ensaio, uma vez que, tal como já foi mencionado, esta medição foi efectuada no início do ensaio, antes do colapso das camadas 1 e 2.

Quanto ao tapete C, o diagrama indicia que este se deveria manter estável, apenas se verificando, um movimento ocasional nalgumas zonas. Esse foi efectivamente o comportamento observado, com excepção da zona terminal do tapete de enrocamento.

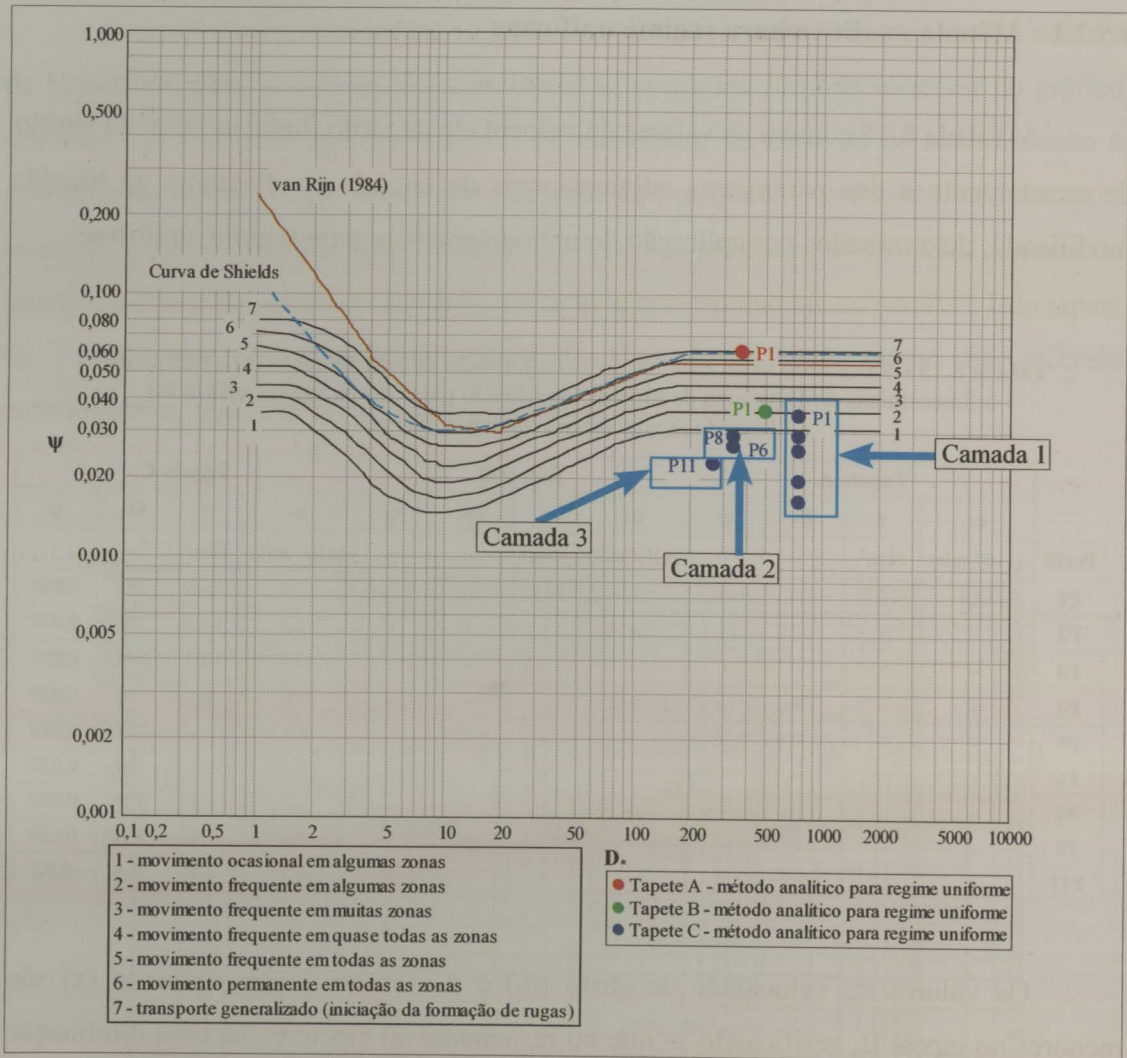


Gráfico 8.22 - Diagrama de Shields modificado para os três tapetes analisados
Método analítico para regime uniforme

8.5.2.2 Método analítico para regime não uniforme

Na Tabela 8.16 apresentam-se os valores obtidos pelo método analítico para regime não uniforme, constatando-se que relativamente aos tapetes A e B os valores obtidos são superiores aos da fórmula de escoamento uniforme (Tabela 8.15).

O tapete C, executado com elementos mais grosseiros, principalmente nas 1^{as} duas camadas, apresenta uma maior rugosidade do leito, o que provavelmente conduziu a uma dispersão nos valores obtidos, para o escoamento em análise, pelo método analítico para regime não uniforme, uma vez que um dos parâmetros a considerar neste é o da inclinação do leito.

Tabela 8.16 - Valores da velocidade de atrito (u_*), tensão de arrastamento (τ) e parâmetros adimensionais do Diagrama de Shields modificado para os três tapetes utilizados
 Método analítico para regime não uniforme

Perfil	Tapete A				Tapete B				Tapete C			
	u_* 10 ⁻² m/s	τ N/m ²	D.	ψ	u_* 10 ⁻² m/s	τ N/m ²	D.	ψ	u_* 10 ⁻² m/s	τ N/m ²	D.	ψ
P1	14,7	21,5	377	0,089	11,4	13,1	503	0,040	13,2	17,3	754	0,036
P2	-	-	-	-	-	-	-	-	8,9	7,8	754	0,016
P3	-	-	-	-	-	-	-	-	12,8	16,5	754	0,034
P4	-	-	-	-	-	-	-	-	8,2	6,7	754	0,014
P5	-	-	-	-	-	-	-	-	4,2	1,8	754	0,004
P6	-	-	-	-	-	-	-	-	5,3	2,7	339	0,013
P7	-	-	-	-	-	-	-	-	4,5	2,0	339	0,009
P8	-	-	-	-	-	-	-	-	3,6	1,3	339	0,006
P11	-	-	-	-	-	-	-	-	13,9	19,3	264	0,113

Apresenta-se a seguir o diagrama de Shields modificado (Gráfico 8.23), o qual confirma o referido antes.

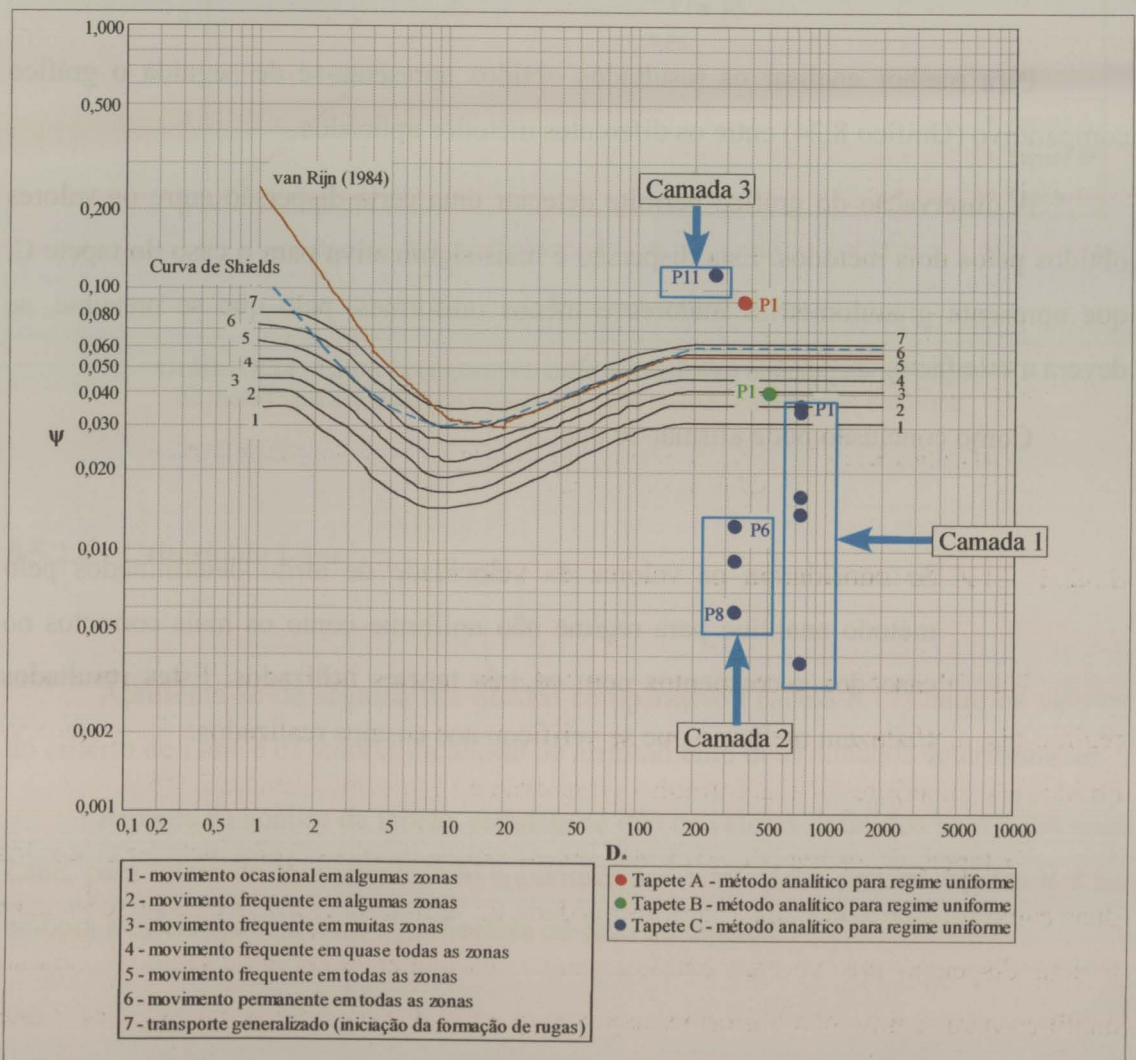


Gráfico 8.23 - Diagrama de Shields modificado para os três tapetes analisados
 Método analítico para regime não uniforme

Quanto aos tapetes A e B, tal como se verifica no gráfico, os resultados obtidos indiciam a existência de arrastamento do material, que ocorreu, como já se referiu anteriormente.

Convém sublinhar, que apesar da dispersão verificada nos resultados determinados por este método, para o tapete C, pela análise do gráfico anterior, a tendência generalizada nos seus pontos representativos dos diferentes perfis, é de inexistência de movimento. A excepção em relação a este tapete ocorre no valor determinado para o perfil P11, onde efectivamente se observou movimento de material.

8.5.2.3 Comparação entre os diferentes métodos

Para melhor analisar os resultados obtidos apresenta-se de seguida o gráfico comparativo (Gráfico 8.24) entre os diferentes métodos aplicados.

A observação do gráfico permite detectar uma certa dispersão entre os valores obtidos pelos dois métodos. Esta dispersão é mais significativa para o caso do tapete C, que apresenta granulometrias maiores e menos uniformes, pelo que se presume, se deverá a este facto.

Como conclusão pode afirmar-se que:

- ✓ Se consideram os valores da velocidade de atrito determinados pelo método analítico para regime não uniforme como os mais correctos no caso dos escoamentos com os três tapetes utilizados. Estes resultados traduzem melhor o que se verificou nos ensaios realizados.

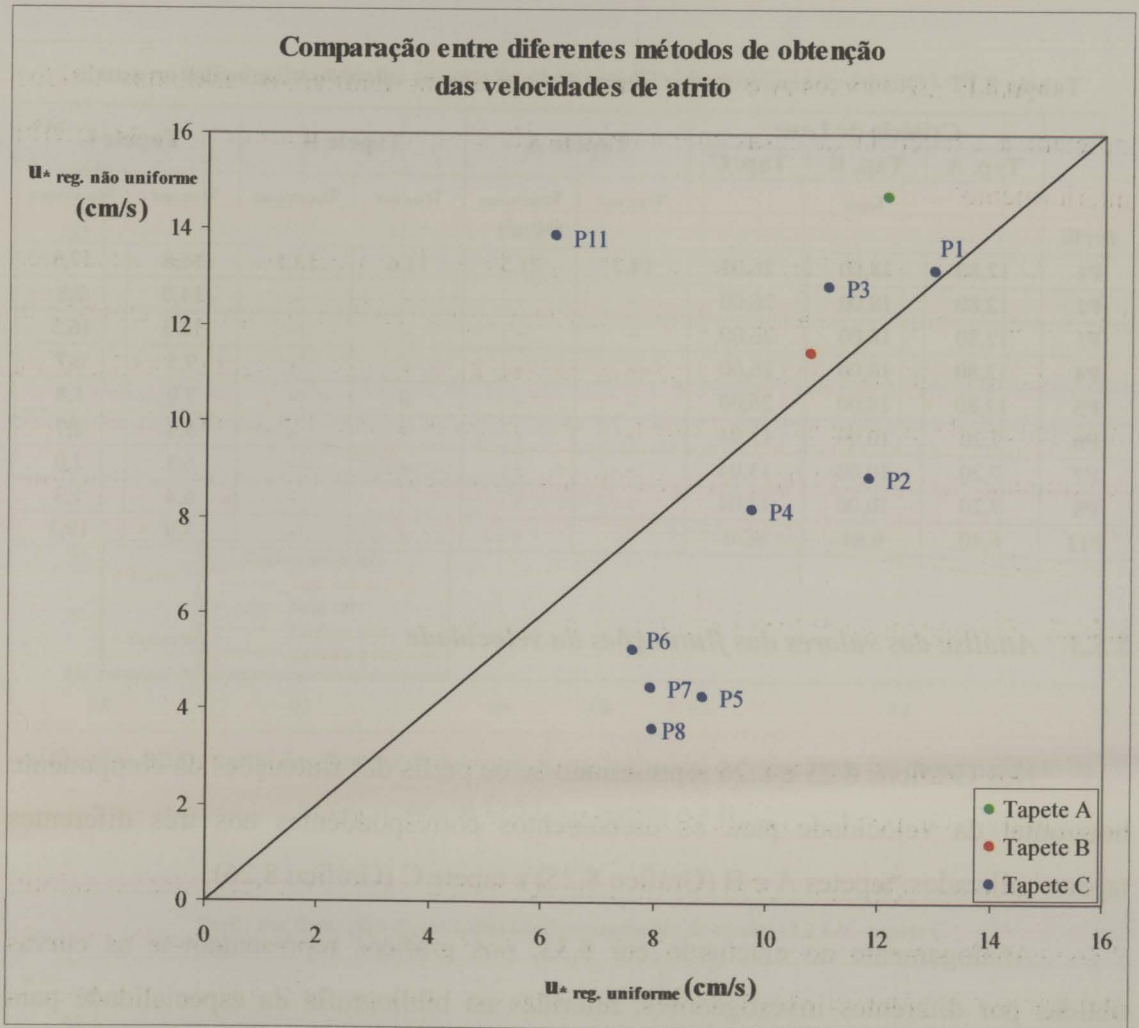


Gráfico 8.24 - Gráfico comparativo entre os resultados obtidos pela aplicação do método para regime não uniforme e pelo método para regime uniforme

8.5.2.4 Critério de Lane

Apresenta-se de seguida um quadro comparativo (Tabela 8.17) entre os valores do critério de Lane e os valores da tensão de arrastamento determinados anteriormente.

Através da análise da tabela, constata-se que os valores definidos pelo critério de Lane, para início do movimento, são superiores aos verificados para os tapetes B e C, embora a diferença seja mais significativa no caso do tapete C.

Tabela 8.17 – Quadro comparativo do Critério de Lane com os valores determinados no estudo

Perfil	Critério de Lane			Tapete A		Tapete B		Tapete C	
	Tap. A	Tap. B	Tap. C	$\tau_{f,esc.unif}$	$\tau_{SaintVenant}$	$\tau_{f,esc.unif}$	$\tau_{SaintVenant}$	$\tau_{f,esc.unif}$	$\tau_{SaintVenant}$
	τ_{crit}								
	(N/m ²)								
P1	12,80	18,00	26,00	14,7	21,5	11,6	13,1	16,8	17,3
P2	12,80	18,00	26,00	-	-	-	-	14,0	7,8
P3	12,80	18,00	26,00	-	-	-	-	12,3	16,5
P4	12,80	18,00	26,00	-	-	-	-	9,5	6,7
P5	12,80	18,00	26,00	-	-	-	-	7,9	1,8
P6	7,20	10,00	13,04	-	-	-	-	5,8	2,7
P7	7,20	10,00	13,04	-	-	-	-	6,3	2,0
P8	7,20	10,00	13,04	-	-	-	-	6,4	1,3
P11	6,40	6,64	9,76	-	-	-	-	3,9	19,3

8.5.3 Análise dos valores das flutuações da velocidade

Nos Gráficos 8.25 e 8.26 representam-se os perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade para os escoamentos correspondentes aos três diferentes tapetes utilizados: tapetes A e B (Gráfico 8.25) e tapete C (Gráfico 8.26).

Analogamente ao efectuado em 8.33, nos gráficos representam-se as curvas obtidas por diferentes investigadores, referidas na bibliografia da especialidade para escoamentos em canais, com superfície livre e em regime uniforme.

A observação dos gráficos 8.25 e 8.26, permite constatar que os valores das flutuações das velocidades medidas são, de um modo geral, para qualquer dos perfis medidos, bastante dispersos não seguindo a tendência das leis apresentadas o que permite confirmar que estamos perante um regime não uniforme.

Apenas se verifica alguma proximidade dessas leis para o caso do tapete C, na região mais próxima da parede, para os perfis mais a jusante (P6, P7, P8 e P11), em que o escoamento tende para regime uniforme (**Anexo B**, Verificação de auto-semelhança).

Confirma-se ainda, que em todos os casos os troços de escoamentos medidos são desacelerados, uma vez que nestes os valores das flutuações da velocidade são superiores.

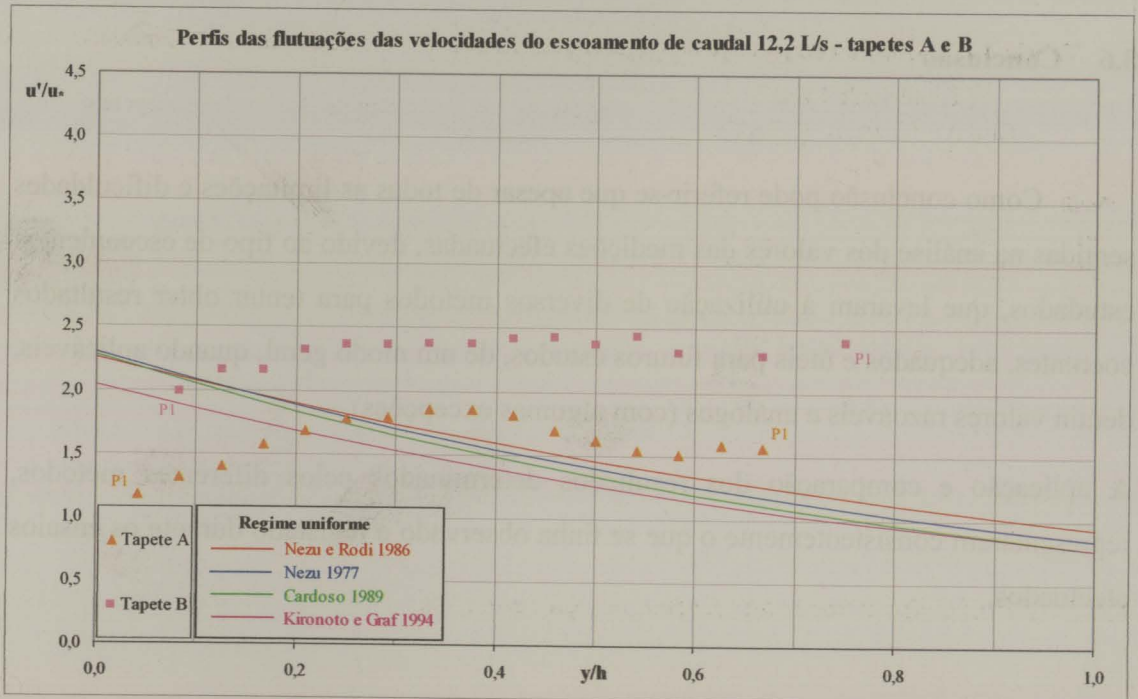


Gráfico 8.25 - Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 12,2 L/s – tapetes A e B

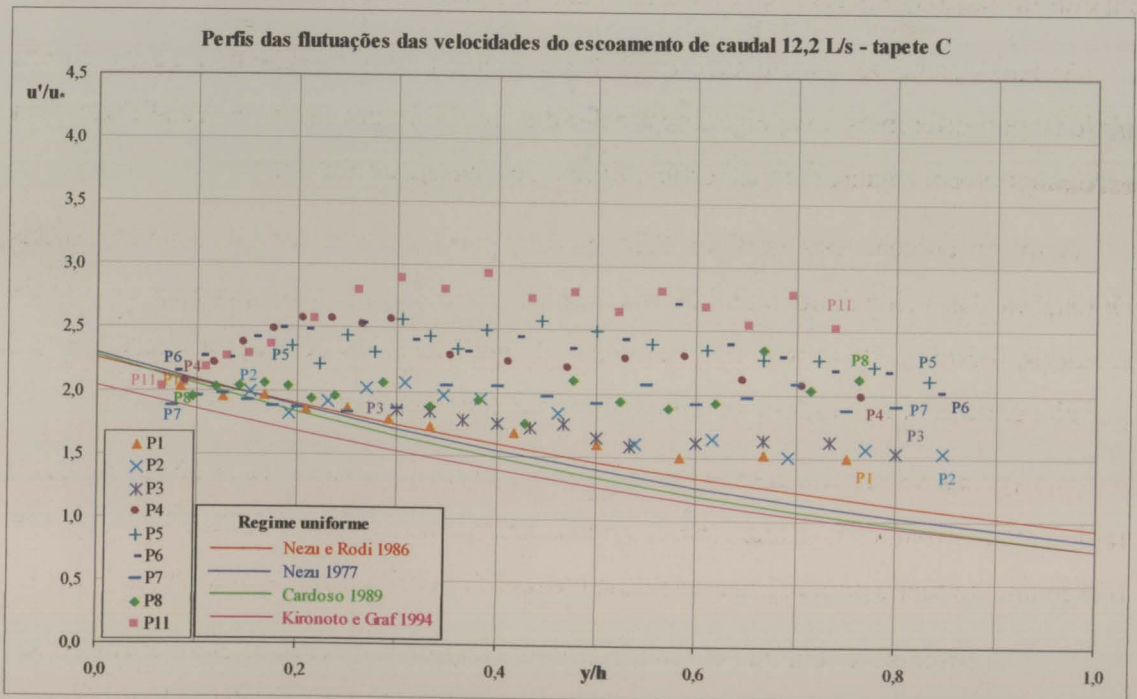


Gráfico 8.26 - Perfis das flutuações da componente horizontal da velocidade (u) do escoamento de caudal 12,2 L/s – tapete C

8.6 Conclusão

Como conclusão pode referir-se que apesar de todas as limitações e dificuldades sentidas na análise dos valores das medições efectuadas, devido ao tipo de escoamentos estudados, que levaram à utilização de diversos métodos para tentar obter resultados coerentes, adequados e úteis para futuros estudos, de um modo geral, quando aplicáveis, deram valores razoáveis e análogos (com algumas excepções).

A aplicação e comparação dos resultados determinados pelos diferentes métodos, representaram consistentemente o que se tinha observado e registado durante os ensaios efectuados.

Capítulo 9 – Conclusões

9 Conclusões

Neste capítulo procurou-se sistematizar algumas das conclusões retiradas do trabalho desenvolvido, fazer uma apreciação crítica do mesmo e sugerir possíveis desenvolvimentos futuros nesta área da investigação.

A presente tese procurou aprofundar as questões de dissipação de energia em estruturas hidráulicas fundadas sobre leitos móveis, através do estudo experimental, em modelo físico, no canal largo do Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP.

Foi feita a calibração para verificar as condições de escoamento do canal, sem modelo físico e após a sua introdução.

Procedeu-se ao estudo de diferentes escoamentos, procurando conhecer melhor o comportamento do tapete de enrocamento, para diferentes situações de funcionamento. Analisaram-se os mecanismos que conduziam à ruptura do mesmo, nomeadamente o tipo de abertura das comportas, caudais de cheia e também características granulométricas das camadas constituintes daquele.

Inicialmente esperava-se que os escoamentos ensaiados fossem bidimensionais e que respeitassem a lei logarítmica da parede, o que simplificaria a análise dos resultados. Como esses escoamentos foram não uniformes e não seguiam as leis analíticas já conhecidas, o estudo tornou-se bastante mais complexo, obrigando a recorrer a critérios de verificação do tipo de regime de escoamento e à utilização de diferentes métodos de cálculo da velocidade de atrito junto ao leito.

O estudo destes parâmetros permite uma melhor caracterização da dissipação de energia a jusante da estrutura.

Seguem-se as conclusões a que se chegou, para cada uma das situações, sistematizadas por temas:

Vazão das comportas

- Os valores experimentais obtidos para os coeficientes de vazão superior são semelhantes aos apresentados na bibliografia e idênticos aos obtidos pelo LNEC.
- Os valores obtidos para os coeficientes de vazão inferior são, nalguns casos, superiores aos valores esperados teoricamente, acontecendo o mesmo no estudo do LNEC.

Visualização de Escoamento

- Quanto maior for o desnível entre montante e jusante do aproveitamento, maiores são os problemas originados, não sendo portanto, os maiores caudais que originam as situações mais nefastas, ao contrário do que seria de esperar.
- Para o mesmo caudal, o escoamento com abertura inferior das comportas, conduz a uma maior instabilidade do que para abertura superior, ou abertura superior e inferior, simultâneas. Os efeitos do escoamento para abertura inferior são mais gravosos para o tapete de enrocamento e consequentemente para a estrutura do aproveitamento hidráulico.
- O caudal descarregado para abertura superior das comportas está menos dependente do nível de jusante, o que conduz a uma maior estabilidade deste tipo de escoamento.
- A configuração da veia líquida no escoamento sobre as comportas está dependente das condições de arejamento.
- Com o aumento de caudal, há menor deposição de material sólido, ou seja maior capacidade de “arrastamento” do escoamento.
- Verificou-se, que a expulsão do ressalto hidráulico da bacia de dissipação originou a erosão do tapete de enrocamento, com a criação de uma fossa de profundidade acentuada.

- A jusante, na bacia de dissipação e no tapete de enrocamento, o escoamento é sempre turbulento.
- A abertura inferior das comportas terá de ser bem controlada, porque quando utilizada cuidadosamente, poderá ser vantajosa para operações de purga dos materiais acumulados.
- Para escoamentos, não simétricos, com abertura de apenas um vão, por uso inadequado das comportas, quer por acidente, quer por avaria ou má operação, para níveis de montante e de jusante correspondentes a caudais não muito elevados, dá-se arrastamento do material constituinte do tapete de enrocamento. Constatou-se, também, a formação de vórtices, na zona dos pilares, podendo este tipo de fenómeno causar danos na estrutura.
- No caso da abertura inferior da comporta do vão central, a massa de água situada nos vãos laterais foi arrastada para a descarga, não ficando “estagnada”, enquanto que no caso da abertura superior, se verificou deposição de material sólido nos vãos laterais.
- Para a abertura de uma das comportas, do vão lateral, quer superior, quer inferior, formou-se uma grande deposição nas zonas mais afastadas. Quanto maior é o afastamento, maior é a zona de acumulação e o tempo desta.
- Para a abertura inferior da comporta do vão lateral, a jusante, na zona inicial do tapete de enrocamento, o ressalto hidráulico formado é muito destrutivo, dando origem a um arrastamento violento do material, com formação de uma fossa considerável.
- Um facto inesperado, foi a estabilização do leito no vão lateral direito, onde se encontravam colocadas, transversalmente, calhas utilizadas para possibilitar a medição da componente vertical da velocidade.

*Comparação entre as duas aberturas das comportas - caudal de 11,5 L/s
no eixo de simetria do vão central*

Abertura superior das comportas

- O escoamento apresentou um ressalto bem localizado, no interior da bacia e estável, com alturas conjugadas do ressalto quase coincidentes.
- Verificaram-se menores valores da componente horizontal da velocidade média e menor variação desta grandeza. Os seus maiores valores foram determinados no interior da bacia de dissipação.
- A componente vertical da velocidade média tem um valor reduzido em relação à componente horizontal, atingindo no máximo cerca de 10% do valor desta, sendo na maior parte dos pontos praticamente nula.
- A componente vertical tem genericamente sentido descendente, ou seja da superfície livre para o leito.
- Os valores máximos da flutuação da componente horizontal da velocidade foram da mesma ordem de grandeza.
- Houve uma diminuição bastante mais acentuada dos valores da flutuação da componente horizontal ao longo do tapete de enrocamento, estando as maiores flutuações confinadas à zona inicial.
- Registou-se maior uniformidade de valores da flutuação da componente horizontal da velocidade média ao longo da vertical, em cada perfil.
- A preponderância da componente horizontal da velocidade média relativamente à vertical tornou-se menos significativa quanto às suas flutuações, sendo o valor máximo da flutuação da componente vertical sensivelmente metade do da horizontal.
- Os valores da flutuação da componente vertical da velocidade média diminuíram significativamente para jusante.
- Os valores mais elevados da energia cinética média específica não chegaram a atingir o leito do tapete de enrocamento, sendo a sua variação em cada perfil medido, muito menos acentuada.
- Obtiveram-se valores menores da intensidade de turbulência, que diminuíram do leito para a superfície livre.

Abertura inferior das comportas

- O escoamento é mais instável, com grande oscilação do ressalto hidráulico ao longo da bacia de dissipação e foi mais acentuada a diferença entre as suas alturas conjugadas, apresentando assim maior turbulência.
- Verificaram-se maiores valores da componente horizontal da velocidade média e maior variação desses valores, ao longo do tapete de enrocamento.
- Registou-se, maior gradiente da velocidade média, do leito do tapete do enrocamento para a superfície livre, para configurações dos perfis de velocidades médias semelhantes.
- A velocidade média do escoamento, é inicialmente bastante superior, esbatendo-se a diferença, progressivamente, para jusante (sensivelmente até ao fim da 1ª camada do tapete de enrocamento).
- A componente vertical da velocidade média tem um valor reduzido em relação à componente horizontal, atingindo no máximo cerca de 10% do valor desta.
- Existe uma maior variação de valores da componente vertical da velocidade média e também do seu sentido embora na maior parte dos pontos seja quase nula.
- Registaram-se maiores valores da flutuação da componente horizontal da velocidade média, em cada camada do tapete, embora os valores máximos tenham sido da mesma ordem de grandeza.
- O padrão dos valores da flutuação da componente horizontal da velocidade média é significativamente diferente, sobretudo para jusante de metade da extensão da 1ª camada, os valores são sempre mais elevados junto da superfície do que junto ao leito.
- Os valores da flutuação da componente vertical da velocidade média foram claramente superiores.
- Para a flutuação da componente vertical da velocidade média, verificou-se o mesmo tipo de padrão de variação de valores do da componente horizontal, ao longo do tapete.

- Embora predomine a componente horizontal da velocidade média do escoamento sobre a componente vertical, as respectivas flutuações já não diferiram tanto. O valor máximo da flutuação da componente vertical foi aproximadamente metade do da horizontal.
- Os valores da energia cinética média específica foram significativamente superiores no início do tapete de enrocamento e a sua variação foi muito mais acentuada.
- Os valores da intensidade de turbulência foram nitidamente mais elevados, sobretudo junto ao leito.
- Obtiveram-se valores da intensidade de turbulência mais elevados no leito, diminuindo para a superfície, ao longo de cada perfil, em todo o tapete de enrocamento.
- A turbulência neste escoamento é importante, apresentando valores elevados, da ordem de 60%, junto ao leito, embora haja preponderância da energia cinética média específica.

*Ruptura do tapete de enrocamento - caudal de 11,5 L/s e de 12,2 L/s
no eixo de simetria do vão central*

Como se constatou que a abertura inferior das comportas para o caudal de 11,5 L/s, já era muito gravosa, previu-se que um ligeiro acréscimo do valor do caudal, para este tipo de abertura, seria suficiente para provocar ruptura do tapete de enrocamento, o que ocorreu para o caudal de 12,2 L/s. Portanto, apenas se ensaiou este caudal para a abertura inferior das comportas. As medições foram efectuadas após a estabilização da fossa.

Caudal de 12,2 L/s

- Observou-se deslocamento do ressalto hidráulico, que deixou de estar confinado à bacia de dissipação, afectando assim o tapete de enrocamento.
- Ocorreu erosão do tapete de enrocamento, com formação de uma fossa de dimensões significativas na primeira camada do tapete de enrocamento.

- Os valores da velocidade média foram notoriamente mais elevados, bem como os seus gradientes, na zona do tapete de enrocamento em que foi possível efectuar medições.
- Os valores da componente horizontal da velocidade média foram sensivelmente o dobro, na zona do tapete de enrocamento em que foi possível efectuar medições.
- O padrão de evolução da componente horizontal da velocidade média foi sensivelmente o mesmo, isto é os valores na zona junto ao leito foram de um modo geral inferiores aos verificados na zona mais próxima da superfície livre.
- Registaram-se maiores valores da flutuação da componente horizontal da velocidade e uma maior variação destes, na zona medida, verificando-se maior instabilidade do escoamento.
- Quanto às alterações provocadas no tapete de enrocamento, a maior depressão verificou-se na zona do vão central, na 1ª camada (zona inicial do tapete), observando-se deposição na zona da 3ª camada (a partir do meio do tapete).

*Comparação entre as diferentes granulometrias – tapetes A, B e C
no eixo de simetria do vão central*

Para os ensaios realizados, com caudal de 12,2 L/s, foram utilizados três tapetes de enrocamento constituídos por materiais com características granulométricas diferentes. As conclusões já enunciadas dizem respeito aos ensaios realizados com o tapete A que reproduzia, à escala, o tapete de enrocamento de jusante do aproveitamento de Crestuma-Lever.

Recorde-se que os dois tapetes concebidos, B com dimensões exequíveis à escala real e C seguindo o critério de dimensionamento do U.S. Corps of Engineers. Para o tapete B dispõe-se de dois conjuntos de medições, um até à formação da fossa e outra após a estabilização da mesma, por esta ter ocorrido repentinamente. Em relação ao tapete C, a metodologia seguida foi idêntica à do tapete A, apenas se efectuaram medições após estabilização da fossa. tendo-se registado as seguintes conclusões:

Tapete B

- Apresentou velocidades médias e também o seu gradiente, de um modo geral, menores, do que o tapete A.
- Observou-se uma diminuição da velocidade média, após a formação da fossa, nos perfis mais a jusante.
- Até à formação da fossa apresentou um padrão de escoamento diferente em relação aos outros, embora semelhante no início do tapete, a maior diferença situava-se sensivelmente, desde metade da 1ª camada até metade da 2ª camada. Após a formação da fossa o padrão de escoamento voltou a assemelhar-se ao verificado para os outros casos, diminuindo a velocidade para jusante.
- Após a criação da fossa os maiores valores da flutuação da componente horizontal da velocidade deslocaram-se para montante, situando-se na 1ª camada, enquanto que até à formação da fossa estiveram situados a partir do meio da 1ª camada para jusante, atingindo ainda vigorosamente a zona da 2ª camada.
- Relativamente à fossa provocada no tapete A (Crestuma) o centro da depressão deslocou-se da 1ª camada para jusante (fim da 1ª camada e início da 2ª camada).
- Quanto ao colapso do tapete de enrocamento, a maior depressão verificou-se na zona do vão central, nas primeiras duas camadas. A fossa começou a formar-se na fronteira destas, com o transporte de material da 2ª camada, tendo-se registado a ruptura desta, que “arrastou” atrás de si a 1ª camada.

Tapete C

- O padrão de escoamento foi semelhante ao do tapete A, apresentando valores de velocidades da mesma ordem de grandeza.
- Verificou-se uma ligeira diferença de velocidades médias entre o tapete A e C, que apresenta gradientes mais elevados.

- Observaram-se menores valores da flutuação da componente horizontal da velocidade média e menor instabilidade no escoamento do que em qualquer dos outros casos.
- O tapete de enrocamento manteve-se praticamente estável, apenas tendo sido observado movimento da areia grossa situada a jusante da 3ª camada, deixando espaços vazios, que foram sendo ocupados por enrocamento desta camada, no decorrer do ensaio. As 1ª e 2ª camadas não registaram mais que pequenos ajustes no seu material constituinte.

Análise de Resultados

Verificação do tipo de regime de escoamento

- Não se verificou a auto-similaridade dos escoamentos medidos, pelo que a lei logarítmica da parede, válida para regime permanente e uniforme, mas também utilizada para escoamentos variados, não se mostrou válida.
- Os troços dos escoamentos estudados obedeceram ao critério de Rotta, o que permitiu enquadrá-los na família de escoamentos turbulentos em que não há equilíbrio e que são afectados de uma maneira desconhecida pelas condições a montante, referida por este investigador, e para os quais não existe, ainda, uma lei analítica conhecida para os caracterizar.

Critérios de início de movimento

- A velocidade média crítica definida, empiricamente, por Goncharov, não se mostrou aplicável ao nosso caso.
- As fórmulas empíricas de Neill e Garde, deram resultados mais razoáveis, no entanto o ábaco de Hjulström foi o que se apresentou mais adequado aos escoamentos estudados.
- Verificou-se que os critérios de tensão crítica de arrastamento conduziam a valores mais rigorosos e adequados à situação em estudo.

- Para o caso do método gráfico de Clauser, como seria de esperar, uma vez que este método utiliza a lei logarítmica da parede, os resultados obtidos no estudo, demonstraram que este não era aplicável.
- Os métodos analíticos aplicados para regime de escoamento uniforme e não uniforme, com o caudal de 11,5 L/s, para qualquer das aberturas efectuadas, deram resultados bastantes concordantes, apesar desses escoamentos, nos troços estudados, não serem uniformes.
- Para o método analítico para regime não uniforme, aplicado no caso do tapete A, uma vez que as medições foram feitas após a estabilização da fossa e portanto desconhecendo a inclinação do leito, apenas foi possível determinar o intervalo em que se encontrava o valor da velocidade de atrito junto ao leito, para o caudal de 12,2 L/s. O valor mínimo desse intervalo era relativamente próximo do obtido pelo método analítico para regime uniforme.
- No caso dos diferentes tapetes observou-se uma dispersão significativa entre os valores da velocidade de atrito obtidos pelos dois métodos analíticos, que é mais acentuada para o tapete C, constituído por materiais de granulometria maior e menos uniforme.
- Os resultados obtidos pelo método analítico para regime não uniforme são os que traduzem melhor o que se observou nos ensaios.
- A representação no diagrama de Shields modificado confirmou as conclusões retiradas anteriormente e mostrou-se concordante com os factos ocorridos nos ensaios.
- O critério de Lane para a tensão de arrastamento, bem como os outros critérios aplicados reflectiu o que se constatou nos ensaios.

Análise dos valores das flutuações de velocidade

- Confirmou-se que em todos os casos, os troços de escoamentos medidos eram não uniformes e desacelerados.

A análise dos resultados, para todos os métodos aplicados, confirmou as conclusões tiradas durante a realização dos ensaios, em que se efectuaram as medições, com as simplificações e adaptações que foi necessário introduzir, para que fossem aplicáveis, dadas as características dos escoamentos estudados.

Nos casos em que foi possível calcular a intensidade de turbulência (caudal de 11,5 L/s, para as duas aberturas) e em que os escoamentos eram desacelerados, os resultados obtidos e as observações feitas foram concordantes com conclusões já referidas por Graf 1998. Segundo este, para escoamentos desacelerados a intensidade de turbulência é maior que para o regime uniforme, sendo o seu valor máximo obtido junto ao leito e diminuindo em direcção à superfície, pelo que a turbulência ganha particular importância nos fenómenos de transporte e arrastamento de sedimentos.

Este estudo revelou uma condição que possibilitou a alteração do posicionamento da fossa, pelo que através da utilização de modelos físicos torna-se viável conhecer melhor este tipo de situações, podendo prever-se a optimização de soluções, quer do ponto de vista: da segurança, ambiental e económico.

9.1 Comentário crítico e sugestões para desenvolvimentos futuros

O facto de se ter utilizado como base de trabalho, a Barragem de Crestuma-Lever, condicionou o estudo a fazer e limitou o seu âmbito, muito embora tenha facilitado a realização de alguns ensaios, nomeadamente na validação do comportamento do modelo. No entanto para os objectivos que se pretendia atingir, o facto de se ter tomado a opção de representar fielmente o tapete de enrocamento de Crestuma, com as suas diferentes camadas granulométricas, embora dificultando o estudo, pois teria sido preferível começar por uma granulometria uniforme, uma vez que se pretendia um estudo preliminar, valorizou-o muito mais.

Devido à mudança de instalações da FEUP, sentiu-se a falta de disponibilidade de alguns equipamentos, tendo sido o canal utilizado pela primeira vez neste estudo, decorrendo daí vários condicionalismos, o que obrigou a estudos preliminares de aferição e funcionalidade, conduzindo a atrasos inevitáveis na consecução e conclusão do trabalho.

O facto de se ter realizado pela primeira vez um trabalho experimental numa área ainda pouco explorada, acarretou também algumas dificuldades iniciais.

A diversidade de parâmetros que influenciavam as características do escoamento, tornaram muito complexo o estudo e a análise dos resultados, não permitindo nalguns casos o aprofundamento de várias situações observadas.

Também não foi possível dispor de alguns equipamentos de medição, mais adequados à complexidade do escoamento, tais como sondas que permitissem medir não só a evolução da altura do escoamento em vários pontos ao longo do tapete, bem como a posição do leito. Seria igualmente importante haver dispositivos de medição da massa de material sólido arrastado.

Poderiam e deveriam ter sido realizadas medições com o LDA na zona de escoamento uniforme a montante e a jusante, o que não foi possível, por insuficiência de tempo, dificuldade e morosidade em instalar e movimentar o equipamento.

Por razões económicas não foram realizados dois meios pilares, para a zona das janelas de medição, o que dificultou de alguma forma a obtenção de medições que poderia facilitar o desenvolvimento de conclusões mais completas.

Apesar de todos estes condicionalismos os objectivos propostos foram atingidos, uma vez que o estudo se destinava a abrir caminho num tema de difícil abordagem, bastante actual e recente.

O Professor H.A. Einstein comentou com Graf (Graf 1998, Foreword) que seu pai, Albert Einstein, o tinha desaconselhado a escolher tópicos de investigação na sua área de interesse, a Mecânica dos Fluidos, em que o sucesso fosse quase impossível como era o caso dos estudos de turbulência e transporte de sedimentos.

Apesar de todas as dificuldades foi gratificante ter desenvolvido este estudo, pela oportunidade de evolução pessoal e profissional que propiciou.

De futuro, talvez fosse importante realizar um estudo mais vasto e aprofundado, relativamente a:

- ⇒ utilização de materiais variados, com densidades diferentes (semelhança distorcida);
- ⇒ diversificação de escalas, para aferir a sua influência nos resultados;
- ⇒ investigação do mecanismo de estabilização do leito introduzido por calhas colocadas transversalmente no tapete de enrocamento, ao longo de diversos perfis;
- ⇒ utilização de um aglomerante (cola, ou cimento), que permita medir as velocidades existentes até à criação da fossa e que a ela conduzem.

Bibliografia

Bibliografia

- [1] ALTINAKAR, S.; HOPFINGER, E.J.; GRAF., W.H. – *Weakly depositing turbidity current on a small slope*, Journal of Hydraulic Research, vol. 28, nº 1, p. 55-79, 1990.
- [2] BOUVARD, Maurice – *Barrages Mobiles et ouvrages de dérivation, à partir de rivières transportant des matériaux solides*, 1984. ISSN 0399-4198
- [3] CARDOSO, António Heleno – *Spatially Accelerating Flow in a Smooth Open Channel*, These N° 813 (1989), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1990.
- [4] CARDOSO, António Heleno – *Hidráulica Fluvial*, Fundação Calouste Gulbenkian, 1998. ISBN 972-31-0815-1.
- [5] COLEMAN, Neil L.; ALONSO, Carlos V. – *Two-dimensional channel flows over rough surfaces*, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, vol. 109, nº 2, Feb., p. 175-188, 1983. ISSN 0733-9429/83/0002-0175. Proc. nº. 17720.
- [6] DOUGLAS, John F.; GASIOREK, Janusz M.; SWAFFIELD, John A. – *Fluid Mechanics*, Prentice Hall, 2001. ISBN 0-582-41476-8.
- [7] *ESCALÃO DE CRESTUMA PROJECTO – Anexo IV, Estudos hidráulicos e de estabilidade – 1º Volume*, Maio de 1972.
- [8] ESCARAMEIA, Manuela – *River and channel revetments: a design manual*, Thomas Telford, 1998. ISBN 0-7277-2691-9.
- [9] FARINHA, J.S.; CORREIA DOS REIS, A. – *Tabelas Técnicas*, Edições Técnicas E.T.L., L.^{da}, 1996.
- [10] GRAF, Walter H.; SONG, T. – *Bed-shear stress in non-uniform and unsteady open-channel flows*, Journal of Hydraulic Research, vol. 33, p. 699-703, 1995.
- [11] GRAF, Walter H.; in collaboration with ALTINAKAR, M.S. – *Fluvial Hydraulics – Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry*, John Wiley & Sons, 1998. ISBN 0-471-97714-4.

- [12] HAIZHOU, Tu; GRAF, Walter H.– *Friction in unsteady open-channel flow over gravel beds*, Journal of Hydraulic Research, vol. 31, p. 99-110, 1993.
- [13] HAMILL, Les – *Understanding Hydraulics*, 2nd edition, Palgrave, 2001. ISBN 0-333-77906-1.
- [14] HINZE, J.O. - *Turbulence*, 2nd ed. New York, McGraw-Hill,1975. ISBN 0-07-029037-7.
- [15] HOFFMANS, G. J. C. M.; VERHEIJ, H.J. – *Scour Manual*, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1997. ISBN 90-5410-673-5.
- [16] INMETRO – Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial – *Sistema Internacional de Unidades - SI*, 8. ed. Rio de Janeiro, 2003. ISBN 85-87-87090-85-2.
- [17] LENCASTRE, A.; FRANCO, F.M. – *Lições de Hidrologia*, Universidade Nova de Lisboa, 1984. ISBN 972-595-079-8.
- [18] LENCASTRE, Armando – *Hidráulica Geral*, Edição do Autor, 1996. ISBN 972-95859-0-3.
- [19] LNEC – *Estudo hidráulico em modelo reduzido do aproveitamento de Crestuma, 1º Relatório*, Maio de 1972.
- [20] LNEC – *Barragem de Crestuma – Estudo Hidráulico em Modelo Reduzido - Operação das Comportas, Relatório 230/85 - NHE*, Julho de 1985.
- [21] LONG, D.; RAJARATNAM, N.; STEFFLER, P.M. – LDA study of flow structure in submerged hydraulic jump, Journal of Hydraulic Research, vol. 28, nº 4, p. 437-459, 1990.
- [22] MERZKIRCH, Wolfgang – *Flow Visualization, Second Edition*, Harcourt Brace Jovanovich, Publishers, 1987. ISBN 0-12-491351-2.
- [23] NEZU, Iehisa; RODI, Wolfgang – *Open-Channel Flow Measurements with a Laser Doppler Anemometer*, Journal of Hydraulic Engineering, Proceedings of the ASCE, vol. 112, nº 5, p. 335-355, 1986. ISSN 0733-9429/86/0005-0335. Paper nº. 20573.

- [24] NEZU, Iehisa; ONITSUKA, Kouki – *Turbulent structures in partly vegetated open-channel flows with LDA and PIV measurements*, Journal of Hydraulic Research, vol. 39, nº 6, p. 629-642, 2001.
- [25] NOSHI, HANI M. – *Energy Dissipation Near the Bed Downstream End-Sill*, IAHR, 2001.
- [26] NOVAIS – BARBOSA, J. – *Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral*, Porto Editora, 1986.
- [27] PETERKA, A. J. – *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Eng. Mon. n.º 25, Washington, 1964.
- [28] PIQUEIRO, FRANCISCO, M.O. – *Caracterização do comportamento dos agitadores hiperbolóides em tanques de mistura. Estudo dos escoamentos*, Dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, sob a orientação dos Profs. Doutores José Tentugal Valente e Maria Fernanda Proença, FEUP, 2000.
- [29] PORTUGUESE NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS – *Large Dams in Portugal*, Edition coordinated by F. Guedes de Melo e A. Silva Gomes, Lisbon 1992.
- [30] PROENÇA, MARIA FERNANDA Q.S. – *Estudo de campos de velocidades e de pressões num escoamento sob uma comporta. Sua Influência na estabilidade do escoamento*, Dissertação apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, sob a orientação do Prof. Doutor Agostinho Álvares Ribeiro, FEUP, 1987.
- [31] SONG, T.; LEMMIN, U.; GRAF, W.H. – *Uniform flow in open channels with movable gravel bed*, Journal of Hydraulic Research, vol. 32, nº 6, p. 861-876, 1994.
- [32] WANG, Jinjun; CHEN, Changzhi; DONG, Zengnan and XIA, Zhenhuan – *The effects of bed roughness on the distribution of turbulent intensities in open-channel flow*, Journal of Hydraulic Research, vol. 31, nº 1, p. 89-98, 1993.
- [33] YALIN, M.S. – *Theory of hydraulic models*, London Macmillan, 1971.

Manuais

- [i] Tecplot User's Manual – Version 7, Amtec Engineering, Inc., 1996.
- [ii] Sparling, Series 600 Meters and Accessories, Instruction Data Sheet, May 1991.
- [iii] Bestobell Mobrey Level measurement system MSP 90, Instruction Manual, 1986.

Pesquisa Internet

- [iv] DANTEC Dynamics: <http://www.dantecmt.com>;
<http://www.dantecmt.com/lda/system>
- [v] http://chl.wes.army.mil/library/publications/hydraulic_design_criteria

Apontamentos de Cadeiras

- [a] APROVEITAMENTOS HIDRÁULICOS ⁽¹⁾, *Apontamentos da cadeira*, FEUP, 1998/99.
- [b] ENGENHARIA FLUVIAL E OBRAS HIDRÁULICAS ⁽²⁾, *Apontamentos da cadeira*, FEUP, 2000/2001.

(1) Cadeira do 5º ano da opção de Hidráulica e Recursos Hídricos do curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

(2) Cadeira da parte escolar do Mestrado de Engenharia do Ambiente, Ramo de Hidráulica e Recursos Hídricos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Anexos

Anexo A

Anexo A

A.1 Estado das instalações. Trabalhos, equipamentos complementares e ensaios

Para a utilização do canal houve necessidade de solucionar diversas situações, que a seguir se referem:

- uma vez que não havia qualquer controlo sobre o caudal de entrada no canal colocou-se uma válvula na conduta de ligação do reservatório superior à zona de alimentação do canal.

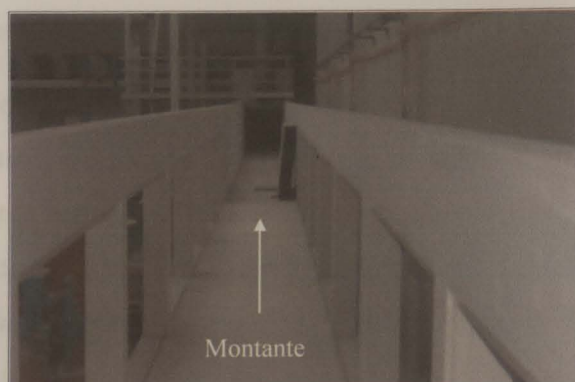
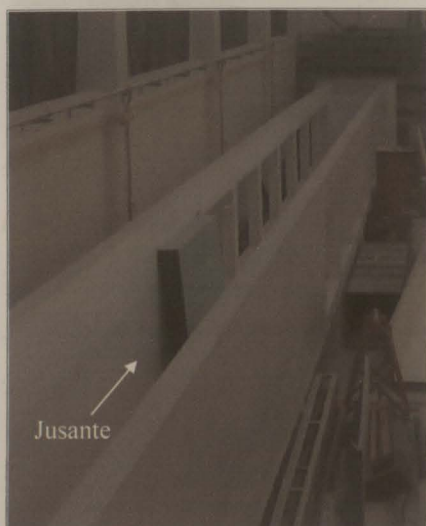


Fotografia A.1 - Válvula na conduta de alimentação do canal

- procedeu-se também à execução da comporta de jusante do canal para poder regular o nível de água e o caudal de saída do canal;



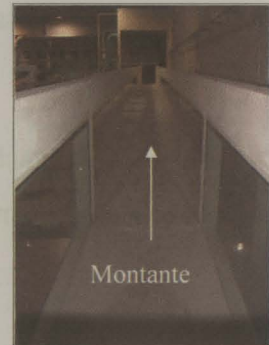
Fotografia A.2 - Comporta de jusante



Fotografias A.3 e A.4

Vistas do canal – janelas laterais, sem vidros e piso irregular

- colocou-se os vidros das janelas laterais do canal que não existiam;
- teve que se proceder à regularização e impermeabilização do piso do canal (o piso do canal ficou com uma inclinação de 0,5%);



Fotografia A.5 - Aspecto do canal com vidros e piso regularizado

- instalou-se a alimentação eléctrica nas bombas que não dispunham dela, além de não terem sido objecto de manutenção durante um longo período de tempo;
- colocou-se uma válvula na descarga de fundo existente na zona de alimentação do canal;



Fotografia A.6 - Descarga de fundo na zona de alimentação do canal

- procedeu-se à instalação de uma escada, de modo a poder aceder à zona de montante do canal, uma vez que com a colocação do modelo, surgiu essa dificuldade.

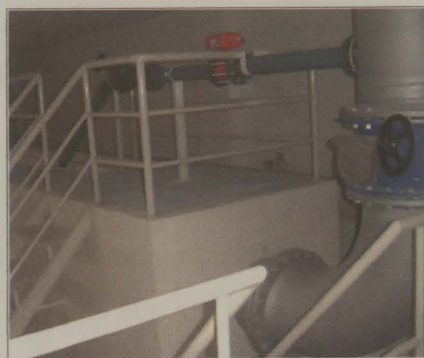


Fotografia A.7 - Escada para acesso ao canal (montante)

Para além das situações referidas anteriormente, consideradas como sendo de carácter mais urgente, outras condições se apresentaram também como indispensáveis à realização do trabalho. De entre elas é de referir a não existência de qualquer tipo de dispositivo de medição do caudal de entrada no canal, o que se revelou essencial, nomeadamente no tocante aos pequenos caudais, dadas as dimensões da conduta de alimentação.

Dadas as condições de entrada no canal, assim como os equipamentos existentes na FEUP para este fim, idealizou-se uma solução, posteriormente posta em prática.

Dada a falta de espaço na conduta de alimentação do canal, devida à válvula de regulação de caudais aí existente, previu-se a realização de um by-pass nesta conduta, instalando-se uma derivação de caudal através de uma conduta de $\Phi 100$ mm onde se colocou um medidor electromagnético de caudal.



Fotografia A.8
Derivação para o medidor de caudal



Fotografia A.9 - Válvula na derivação

Para a instalação deste dispositivo existem algumas regras que houve que respeitar, tal como instalar o medidor de caudal, na horizontal, (na vertical, com o escoamento a processar-se para baixo, não era aconselhável, pois podia perder-se precisão) no mínimo a uma distância de 10 diâmetros do início da conduta de $\Phi 100$ mm. Os acessórios necessários para a execução deste by-pass foram uma curva de 45° e uma válvula para permitir a regulação do caudal de entrada, tendo ainda que se prever a instalação eléctrica para alimentação do equipamento.

Verificou-se ainda a necessidade da instalação de um medidor de nível, para se poder calibrar e controlar com maior precisão o caudal que sai do canal através da comporta de jusante.

Para instalar este equipamento no canal garantiu-se a alimentação eléctrica e procedeu-se às diversas ligações entre os três componentes, tendo-se verificado o seu correcto funcionamento, previamente à sua instalação. Ao instalar o sensor nivelou-se rigorosamente para uma correcta utilização.



Fotografia A.10
Montagem do Sensor do medidor de nível

As instalações não haviam ainda sido ensaiadas, desde a sua construção, tendo havido necessidade de o executar, de maneira a confirmar o estado das bombas e a gama de caudais passíveis de estudo. Foi ainda indispensável verificar a estanqueidade do canal.

Este primeiro ensaio foi realizado em Fevereiro de 2003, tendo-se verificado algumas pequenas fugas de água, fáceis de solucionar, uma vez que eram na zona da ligação da caixilharia dos vidros com o canal.



Fotografia A.11 - Ensaio de estanqueidade do canal

A.1.1 Dispositivos de Tranquilização do escoamento

Nos ensaios efectuados foi utilizada uma gama alargada de caudais, pelo que o objectivo de não ocorrência de oscilação da superfície livre a montante não foi alcançado de uma só vez.

Quando se iniciou a primeira fase dos ensaios, comprovou-se a existência de acentuadas oscilações da superfície livre que se veio a verificar resultarem do tipo de alimentação do canal.

Procurou resolver-se a situação através do afogamento do jacto a montante, prolongando-se a derivação existente para a instalação do medidor electromagnético de caudal, através da colocação de uma manga flexível nesta derivação. No entanto esta solução foi adoptada apenas por um curto período de tempo pois apenas permitia ensaios com caudais pequenos.



Fotografia A.12 - Afogamento do jacto a montante

Posteriormente e dada a experiência existente na concepção e utilização de dispositivos de tranquilização do escoamento com rede de arame zincada de malha hexagonal fina, na elaboração de diversos trabalhos anteriores, optou-se por utilizar este material.

Concebeu-se inicialmente um único dispositivo para este fim, através da colocação de várias camadas sobrepostas da referida rede encaixadas no canal, com a ajuda de pranchas de madeira, numa zona em que este apresenta um estreitamento brusco. Este dispositivo é visível na fotografia seguinte.



Fotografia A.13
Dispositivo inicial

No entanto ao contrário do esperado, o resultado obtido não foi satisfatório, continuando a verificar-se, embora de forma menos acentuada, oscilação na superfície livre (Fotografia A.14).



Fotografia A.14 – Ondulação superficial

De seguida procurou complementar-se este dispositivo com a colocação de duas pranchas de madeira a jusante, espaçadas de cerca de 30 cm, introduzindo assim obstáculos ao desenvolvimento do escoamento, funcionando como pequenos açudes, ou descarregadores.



Fotografias A.15 e A.16 - Dispositivo alternativo

Uma vez que se verificou que esta solução ainda não era totalmente eficaz para os caudais mais elevados, optou-se por colocá-lo mais a jusante, com as pranchas

referidas, a diferentes alturas, reforçando-se ainda com mais uma prancha, como pode ser observado.



Fotografia A.17 - Dispositivo alternativo reforçado

Com este reforço conseguiu obter-se uma solução satisfatória, com a superfície livre a comportar-se de forma adequada à execução dos ensaios.

A.1.2 Dispositivos para Filtração da Água

Uma outra situação que se revelou problemática, em termos experimentais foi o estado da água no canal, uma vez que durante algum tempo esta se apresentou bastante turva e com muitos sedimentos, o que impediu quer as medições com laser, quer a correcta visualização dos ensaios.



Fotografia A.18

Reservatório superior (Maio 2003)



Fotografia A.19

Estado da água

Isto verificou-se devido ao tipo de alimentação do canal, que é feito através de reservatórios situados a um nível inferior, alimentados por água de um poço e de um furo artesiano. Embora a água deste estivesse em boas condições, o primeiro com as altas temperaturas registadas no verão e a descida dos níveis freáticos apresentou uma acentuada perda da qualidade da água, o que foi agravado pela avaria de um dos sistemas de filtração dos reservatórios inferiores.

Esta situação poderia ser facilmente resolvida com alimentação do canal por água dos Serviços Municipalizados, no entanto não havia condições para num tão curto espaço de tempo (duração da tese) proceder a essa alteração pois a instalação não estava preparada para tal. Houve assim que realizar diversas operações para garantir a qualidade da água, o que foi conseguido à custa da colocação de filtros em pontos estratégicos do canal.



Fotografias A.20, A.21 e A.22 - Filtros – Canal e Reservatório Superior – Solução final

Foi também feita a lavagem dos reservatórios de alimentação do canal por uma empresa especializada, contratada para essa finalidade.

Deste modo foi possível realizar os ensaios previstos e efectuar as medições com laser.



Fotografia A.23 - Qualidade final da água

A.2 Descarregador Triangular

A.2.1 Pré-dimensionamento

Para o pré-dimensionamento do descarregador triangular usou-se como foi atrás referido, uma folha de cálculo elaborada com base em expressões empíricas aproximadas, mais expeditas.

As expressões empíricas utilizadas foram as seguintes: fórmula de Cone, fórmula de Gourley e Crimp, fórmula de Heyndrickx e fórmula de Kindsvater e Carter, sendo indicadas na folha de cálculo utilizada, bem como os seus limites de aplicação.

Do pré-dimensionamento efectuado, tomou-se em consideração as fórmulas de Gourley e Crimp e de Kindsvater e Carter, que dão valores semelhantes.

Quanto à fórmula de Kindsvater e Carter apresentam-se em seguida os ábacos que permitem determinar os coeficientes nela intervenientes.

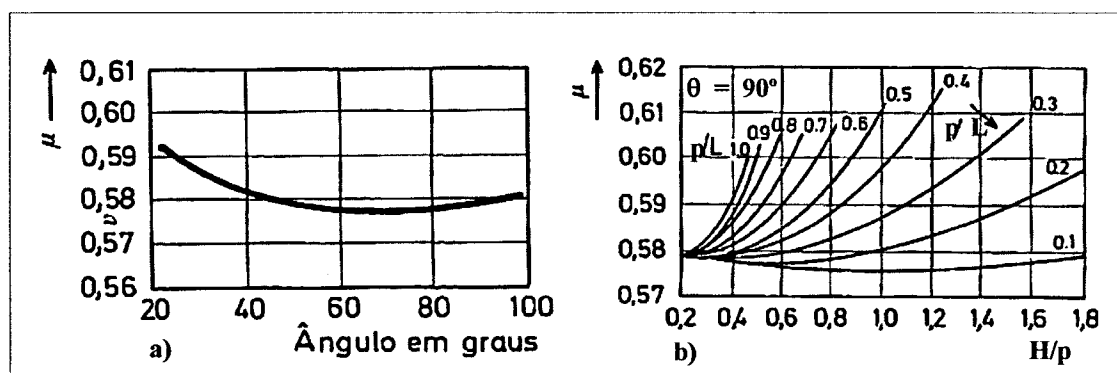


Figura A.1 - Ábacos para a determinação do coeficiente de vazão da fórmula de Kindsvater e Carter
a) influência desprezável de H/p e p/L ; b) restantes casos
adaptada de Lencastre 1996 (pg. 613)

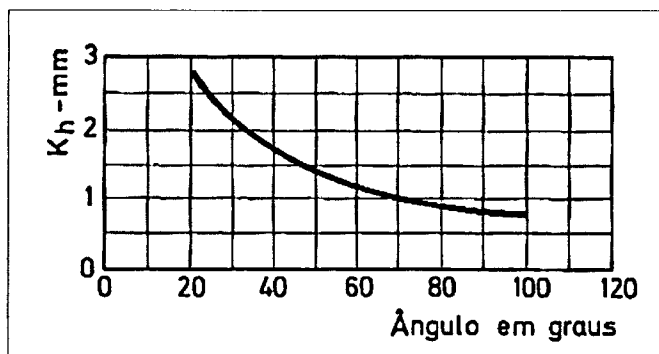


Figura A.2 - Ábaco para a determinação do coeficiente K_h da fórmula de Kindsvater e Carter
(água a temperatura normal)
Lencastre 1996 (pg. 613)

Apresentam-se em seguida dois exemplos dos diversos cálculos efectuados, pela utilização dessa folha de cálculo para os ângulos de 75° e 90° . Para se poder visualizar o método utilizado no pré-dimensionamento e a organização desta folha de cálculo, optou-se por reproduzi-la como figura.

Conforme se pode observar pelos exemplos seguintes, para as dimensões pretendidas a capacidade de vazão do descarregador triangular é superior para o ângulo de 75° (≈ 105 L/s) em relação ao ângulo de 90° (≈ 70 L/s), tendo-se optado assim pelo ângulo de 75°.

Descarregador Triangular

Instruções:
Alterar os dados a azul de forma a obter os valores de caudais

Dados

L (m)	1,00
l (m)	0,60
H (m)	0,40
p (m)	0,10
θ (°)	75
H _{máx} (m)	0,39

Fórmula de Cone

$$Q = \left(0,3065 \cdot \tan \frac{\theta}{2} + 0,0031 \right) \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{5/2} \cdot (3,28 \cdot H)^{-0,0195} / \left(0,75 \cdot \tan \frac{\theta}{2} \right)$$

Válida dentro dos seguintes limites
28° < θ < 90°
0.06 m < H < 0.41 m

Q (L/s)	13,8
---------	------

Fórmula de Gourley e Crimp

$$Q = 1,32 \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot H^{2,47}$$

Q (L/s)	105,4
---------	-------

Fórmula de Heydrickx

$$\mu = \left(0,575 + 0,214 \cdot H^{-1,25} \right) \cdot \left[1 + \frac{H^2}{l^2 (H+p)^2} \right]$$

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot H^2 \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2gH}$$

μ	3,47
Q (L/s)	637,0

Fórmula de Kinsvater e Carter **recomendada pela ISO**

$$Q = \mu \cdot \frac{8}{15} \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2g} \cdot (H + K_h)^{5/2}$$

Válida dentro dos seguintes limites
0.05 m < H < 0.60 m
25° < θ < 100°
p ≥ 0.1 m
H/p ≤ 1,2
H/L ≤ 0,4
L > 0.60 m
L - l ≥ 1,5 · H
A água a jusante deve ficar abaixo do vértice do triângulo

μ	0,578
K _h (mm)	1
H/p	4,00
H/L	0,40
L - l (m)	0,40
Q (L/s)	106,7

KO!
OK!
KO!

Figura A.3 - Pré-Dimensionamento do Descarregador Triangular por utilização de folha de cálculo preparada para o efeito - θ = 75°

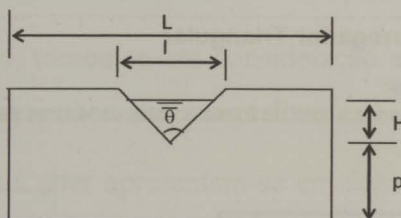
Descarregador Triangular

Instruções:

Alterar os dados a azul de forma a obter os valores de caudais

Dados

L (m)	1,00
l (m)	0,60
H (m)	0,30
p (m)	0,10
θ (°)	90
H _{máx} (m)	0,30



Fórmula de Cone

$$Q = \left(0,3065 \cdot \tan \frac{\theta}{2} + 0,0031 \right) \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{5/2} \cdot (3,28 \cdot H)^{-0,0195} / \left(0,75 \cdot \tan \frac{\theta}{2} \right)$$

Válida dentro dos seguintes limites

28° < θ < 90°
0.06 m < H < 0.41 m

Q (L/s)	8,7
---------	-----

Fórmula de Gourley e Crimp

$$Q = 1,32 \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot H^{2,47}$$

Q (L/s)	67,5
---------	------

Fórmula de Heydrickx

$$\mu = \left(0,575 + 0,214 \cdot H^{-1,25} \right) \cdot \left[1 + \frac{H^2}{l^2 (H+p)^2} \right]$$

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \mu \cdot H^2 \cdot \tan \frac{\theta}{2} \sqrt{2gH}$$

μ	3,95
Q (L/s)	460,0

Fórmula de Kindsvater e Carter recomendada pela ISO

$$Q = \mu \cdot \frac{8}{15} \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot \sqrt{2g} \cdot (H + K_h)^{5/2}$$

Válida dentro dos seguintes limites

0.05 m < H < 0.60 m
25° < θ < 100°
p ≥ 0.1 m
H/p ≤ 1,2
H/L ≤ 0,4
L > 0.60 m
L - l ≥ 1,5 · H
A água a jusante deve ficar abaixo do vértice do triângulo

μ	0,585
K _h (mm)	1
H/p	3,00
H/L	0,30
L - l (m)	0,40
Q (L/s)	68,7

KO!
OK!
KO!

Figura A.4 - Pré-Dimensionamento do Descarregador Triangular por utilização de folha de cálculo preparada para o efeito - $\theta = 90^\circ$

Lei de Vazão Teórica

A correcta determinação do caudal descarregado pode ser facilmente obtida pela dedução da lei de vazão teórica, seguindo o raciocínio apresentado aqui:

Observando a Figura A.5, se se considerar uma parte de altura infinitesimal, δh :

- Área parcial $\delta S = b \cdot \delta h$ (A.1)

- Velocidade parcial do escoamento $U = \sqrt{2gh}$ (A.2)

- Caudal parcial descarregado $Q = U \cdot S = b \cdot \sqrt{2gh} \cdot \delta h$ (A.3)

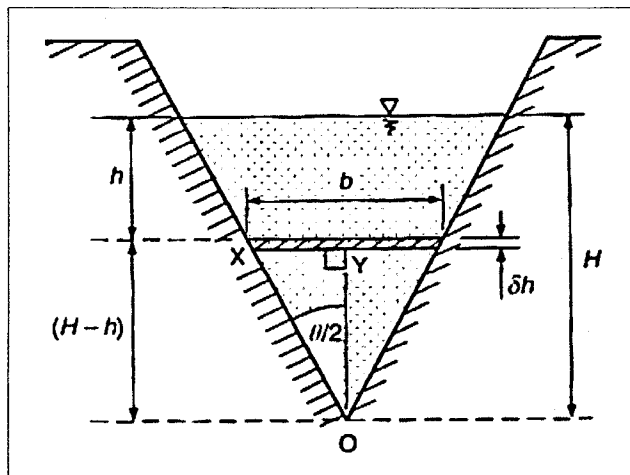


Figura A.5 - Descarregador Triangular, Hamill 2001 (pg. 149)

Sabendo que:

$$\tan(\theta/2) = (b/2) \cdot (H-h) \Leftrightarrow b = 2 \cdot \tan(\theta/2) \cdot (H-h) \quad (A.4)$$

Vem,

$$\text{Caudal parcial descarregado} \quad Q = 2 \cdot \tan(\theta/2) \cdot (H-h) \cdot \sqrt{2gh} \cdot \delta h \quad (A.5)$$

Para obter o caudal total teórico descarregado há que integrar a expressão anterior entre os limites de integração $h = 0$ e $h = H$, para se obter a soma de todas as partes que cobrem a totalidade da veia líquida situada acima da crista do descarregador (vértice do triângulo). De notar que θ e g são constantes.

$$\begin{aligned}
 Q_T &= 2 \cdot \tan(\theta/2) \cdot \sqrt{2g} \cdot \int_0^H (H-h) \cdot h^{1/2} dh \Leftrightarrow \\
 Q_T &= 2 \cdot \tan(\theta/2) \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\frac{2}{3} H \cdot h^{3/2} - \frac{2}{5} h^{5/2} \right]_0^H \Leftrightarrow \\
 \Leftrightarrow Q_T &= 2 \cdot \tan(\theta/2) \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\frac{10 \cdot H^{5/2} - 6 \cdot H^{5/2}}{15} \right] \\
 \Leftrightarrow Q_T &= 2 \cdot \tan(\theta/2) \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\frac{4 \cdot H^{5/2}}{15} \right] \Leftrightarrow \\
 Q_T &= \frac{8}{15} \cdot \tan(\theta/2) \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{5/2}
 \end{aligned} \tag{A.6}$$

O descarregador triangular utilizado tem as seguintes dimensões:

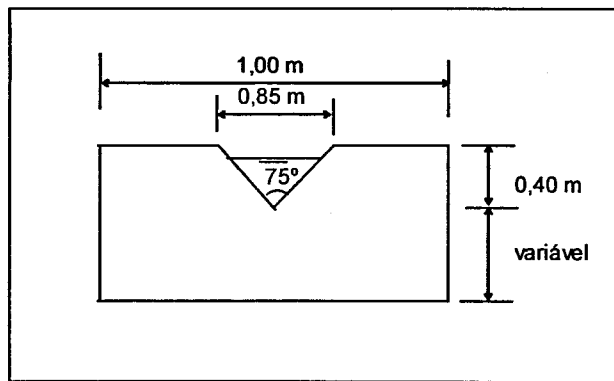


Figura A.6 - Descarregador Triangular – Dimensões finais

Para se obter o caudal total real descarregado introduziu-se na expressão anterior o coeficiente de vazão, representado por C_D :

$$Q_T = \frac{8}{15} \cdot C_D \cdot \tan(\theta/2) \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{5/2} \tag{A.7}$$

Os valores referidos na literatura para o coeficiente de vazão variam entre 0,42 e 0,60, no entanto é mais frequente em descarregadores deste tipo encontrar valores do coeficiente de vazão próximos de 0,60 quando o ângulo θ se encontra entre 45° e 120° , como acontece no presente caso em que o valor do ângulo é de 75° .

Em seguida apresentam-se os valores obtidos na calibração do descarregador triangular para um valor de $p = 0,073$ m, que foram comparados com os retirados do medidor electromagnético de caudal e com os valores teóricos calculados a partir da expressão (A.7), tendo-se determinado o coeficiente de vazão C_D a partir desta. Optou-se no Gráfico A.1 por relacionar o caudal com $H^{5/2}$. Este tipo de representação permite extrapolação por aproximação linear, sendo a aproximação mais simples de determinar e analisar, tendo-se apenas que ter o cuidado de que esta cruze a origem. Se tal não ocorresse estava-se perante uma situação sem significado físico (ou mesmo fisicamente impossível), como a existência de descarga de caudal sem água presente.



Fotografia A.24 - Calibração do Descarregador Triangular

A partir da expressão (A.7), pode-se tirar que:

$$C_D = \text{const.} \cdot \frac{Q}{H^{5/2}} \quad (\text{A.8})$$

em que:

$$\text{const.} = \frac{8}{15} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot \sqrt{2g} \quad (\text{A.9})$$

Tabela A.1 - Calibração do Descarregador Triangular

$Q_{\text{Caudalímetro}} \text{ (L/s)}$	$H_{\text{medidor nível}} \text{ (m)}$	$H \text{ (m)}$	$H^{5/2} \text{ (m)}$	$Q_{\text{teórico}}/C_D \text{ (L/s)}$	C_D
5,0	0,175	0,102	0,00332	0,00602	0,83
7,0	0,190	0,117	0,00468	0,00849	0,82
9,0	0,202	0,129	0,00598	0,01083	0,83
10,0	0,208	0,135	0,00670	0,01214	0,82
11,0	0,213	0,140	0,00733	0,01329	0,83
13,0	0,223	0,150	0,00871	0,01580	0,82
15,0	0,231	0,158	0,00992	0,01799	0,83
17,0	0,239	0,166	0,01123	0,02035	0,84
19,0	0,247	0,174	0,01263	0,02289	0,83
20,0	0,250	0,177	0,01318	0,02389	0,84
21,0	0,254	0,181	0,01394	0,02527	0,83
23,0	0,260	0,187	0,01512	0,02741	0,84
25,0	0,268	0,195	0,01679	0,03044	0,82
27,0	0,274	0,201	0,01811	0,03283	0,82
29,0	0,279	0,206	0,01926	0,03491	0,83
30,0	0,283	0,210	0,02021	0,03663	0,82
31,0	0,287	0,214	0,02119	0,03840	0,81

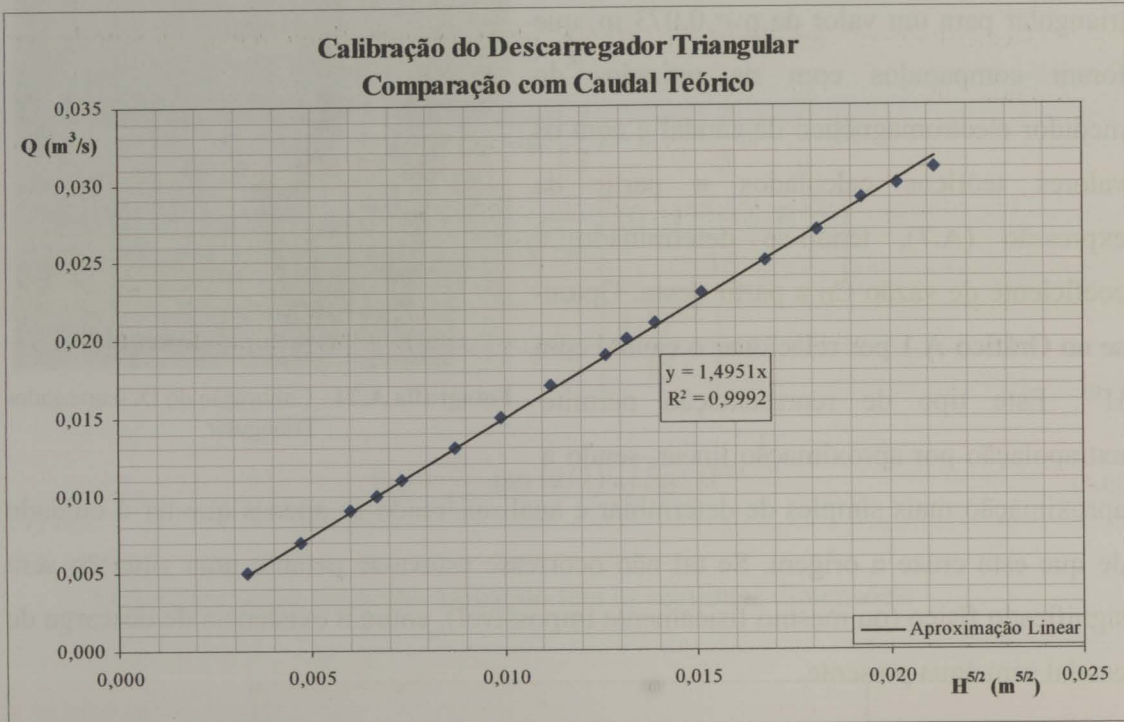


Gráfico A.1 - Gráfico da calibração do descarregador triangular – Comparação com caudal teórico

Da Tabela A.1 pode-se concluir que no presente caso $C_D \approx 0,83$, valor ligeiramente superior aos indicados na bibliografia pesquisada. Uma das razões que podem estar na origem deste valor elevado poderá ser o baixo valor de p (7,3 cm), que na Bibliografia utilizada é recomendado que se situe acima dos 10 cm. Esta suspeita foi confirmada com a calibração do Descarregador Rectangular, uma vez que nessa calibração se verificou que quanto mais baixo era o valor de p maior era o coeficiente de vazão (mais afastado era o seu valor do indicado na Bibliografia). Abandonou-se assim a ideia inicial da utilização do Descarregador Triangular, nos ensaios efectuados com o modelo, uma vez que para serem obtidos valores fiáveis com o Descarregador Triangular dever-se-ia aumentar cerca de 5 a 10 cm o valor de p , o que conduziria a níveis de jusante superiores aos níveis da curva de vazão do Rio Douro a jusante do aproveitamento de Crestuma.

Existe ainda uma alternativa colocada na Bibliografia pesquisada de o expoente de H não ser $5/2$, mas outro valor, dando origem a expressões que se ajustem tão bem ou melhor à lei de vazão do Descarregador Triangular, obtendo-se coeficientes de vazão mais adequados. Um dos métodos disponíveis para esta determinação é traçando um gráfico dos valores determinados representando graficamente $\log Q / \log H$.

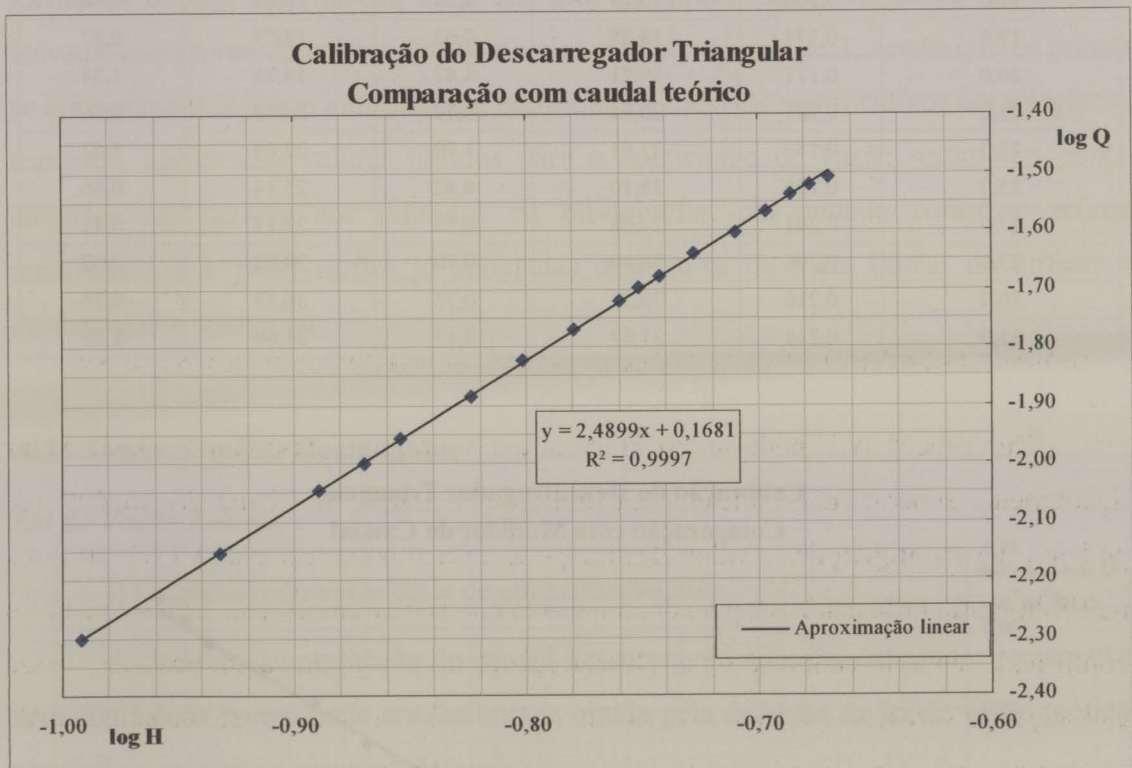
Realizando-se esta operação deverá obter-se uma linha recta, que pode ser aproximada linearmente pela expressão:

$$\log Q = i + N \cdot \log H \quad (\text{A.10})$$

Que pode ser transformado na seguinte expressão:

$$Q = j \cdot H^N \quad (\text{A.11})$$

Este método foi analisado, tendo-se obtido o gráfico apresentado de seguida.



Obteve-se deste modo as duas seguintes expressões para aferir a curva de vazão do Descarregador Triangular:

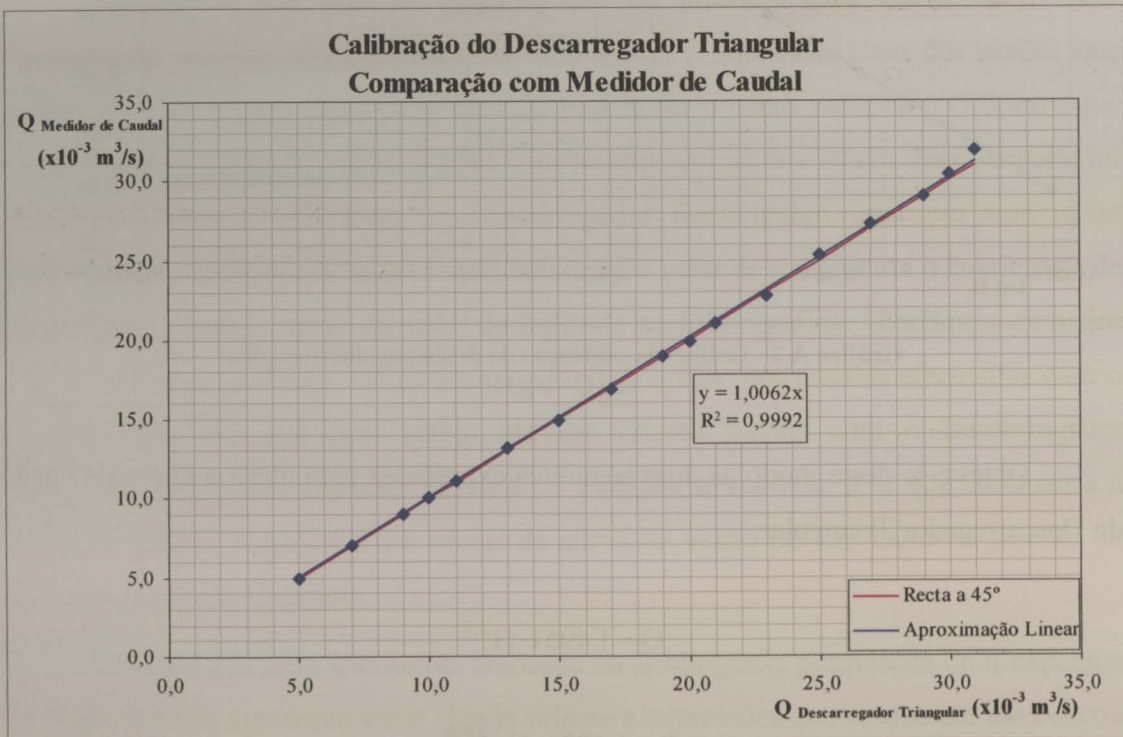
$$Q = 1,4951 \cdot H^{2,5} \quad (\text{A.12})$$

$$Q = 1,4726 \cdot H^{2,4899} \quad (\text{A.13})$$

A comparação entre estas duas expressões e os valores lidos no medidor electromagnético de caudal pode ser observado na tabela seguinte.

Tabela A.2 - Calibração do Descarregador Triangular – Comparação entre os dois métodos

Q _{Caudalímetro} (L/s)	H (m)	Q (L/s) (A.12)	Erro (%)	Q (L/s) (A.13)	Erro (%)
5,0	0,102	4,97	0,64	5,01	0,15
7,0	0,117	7,00	0,01	7,05	0,66
9,0	0,129	8,94	0,71	8,99	0,16
10,0	0,135	10,01	0,12	10,06	0,63
11,0	0,140	10,96	0,32	11,02	0,15
13,0	0,150	13,03	0,22	13,08	0,62
15,0	0,158	14,84	1,09	14,89	0,75
17,0	0,166	16,79	1,26	16,84	0,96
19,0	0,174	18,88	0,62	18,93	0,37
20,0	0,177	19,71	1,47	19,75	1,24
21,0	0,181	20,84	0,77	20,88	0,56
23,0	0,187	22,61	1,70	22,65	1,52
25,0	0,195	25,10	0,42	25,14	0,56
27,0	0,201	27,08	0,30	27,11	0,41
29,0	0,206	28,80	0,70	28,82	0,62
30,0	0,210	30,21	0,72	30,23	0,78
31,0	0,214	31,67	2,17	31,69	2,22



Como se pode concluir da Tabela A.2, qualquer das expressões conduz a um bom ajuste da lei de vazão do Descarregador Triangular, dando origem a erros reduzidos. Para melhor se verificar este facto optou-se por representar esta comparação de valores com o caudal medido no caudalímetro, que pode ser observado no gráfico anterior.

Por observação dos gráficos e tabelas apresentados pôde concluir-se que as medições obtidas são fiáveis, uma vez que as aproximações realizadas apresentam elevado coeficiente de correlação, com valor muito próximo de 1, sendo que os pontos se apresentam com bom alinhamento, não existindo desvios significativos em relação ao esperado, apesar dos valores obtidos para o coeficiente de vazão serem um pouco elevados em relação aos referidos na bibliografia. No entanto como se referiu anteriormente e pelas razões já apontadas desistiu-se da ideia inicial de utilizar o descarregador triangular.

A.3 Descarregador Rectangular

Lei de Vazão Teórica

i) Considerando velocidade de aproximação nula

A correcta determinação do caudal descarregado num descarregador rectangular sem contracção lateral pode ser facilmente obtida pela dedução da lei de vazão teórica, seguindo o raciocínio apresentado aqui:

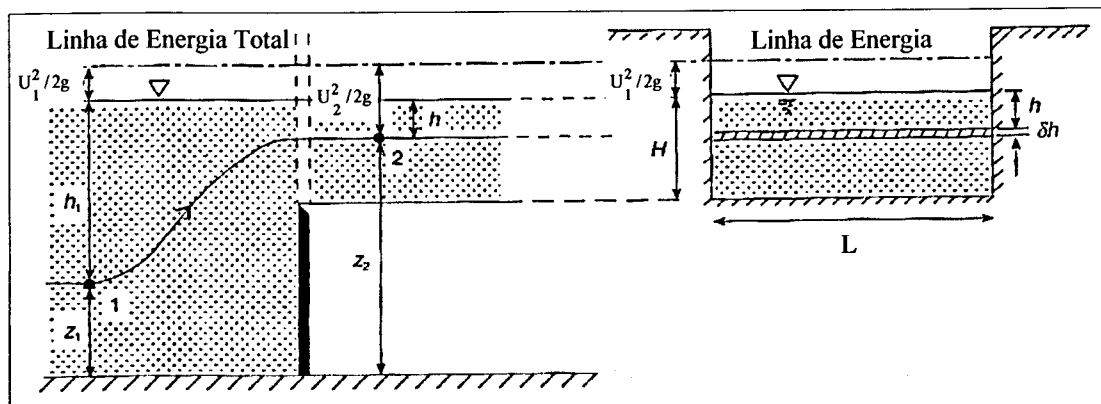


Figura A.7 - Descarregador Rectangular, Hamill 2001 (pg. 144)

Observando a figura anterior, aplicando o teorema de Bernoulli às secções 1 e 2, considerando a velocidade de aproximação nula e usando o fundo do canal como plano de referência obtém-se:

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} \Leftrightarrow z_1 + h_1 + 0 = (z_1 + h_1 - h) + 0 + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} \Leftrightarrow$$

$$U_2 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (\text{A.14})$$

Se se considerar uma parte de altura infinitesimal, δh :

- Área parcial $\delta S = L \cdot \delta h$ (A.15)

- Velocidade parcial do escoamento $U = \sqrt{2gh}$ (A.16)

- Caudal parcial descarregado $Q = U \cdot S = L \cdot \sqrt{2gh} \cdot \delta h$ (A.17)

P_1 e P_2 – Pressão nas secções 1 e 2, respectivamente

Para obter o caudal total teórico descarregado há que integrar a expressão anterior entre os limites de integração $h = 0$ e $h = H$, para se obter a soma de todas as partes que cobrem a totalidade da veia líquida. De notar que L e g são constantes.

$$Q_T = L \cdot \sqrt{2g} \cdot \int_0^H h^{1/2} dh \Leftrightarrow Q_T = L \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot h^{3/2} \right]_0^H$$

O caudal teórico real descarregado é:

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot L \cdot C_D \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (\text{A.18})$$

ii) Considerando a existência de velocidade de aproximação

A consideração de que a velocidade de aproximação é nula é adequada em escoamentos provenientes de grandes reservatórios, uma vez que nesse caso o erro introduzido por esta consideração é sensivelmente nulo. No entanto na maioria dos casos, tal como no presente caso, o escoamento é feito a partir de um canal relativamente estreito, o que indica que a velocidade de aproximação ao descarregador pode ser significativa.

Assim, aplicando novamente o teorema de Bernoulli às secções 1 e 2, considerando a velocidade de aproximação como não nula obtém-se:

$$z_1 + \frac{P_1}{\rho \cdot g} + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho \cdot g} + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} \Leftrightarrow z_1 + h_1 + \frac{U_1^2}{2 \cdot g} = (z_1 + h_1 - h) + 0 + \frac{U_2^2}{2 \cdot g} \Leftrightarrow$$

$$\frac{U_2^2}{2 \cdot g} = \frac{U_1^2}{2 \cdot g} + h \Leftrightarrow U_2 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + h \right)} \quad (\text{A.19})$$

Obtendo-se:

- Caudal descarregado ao longo da fatia $Q = L \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + h \right)} \cdot \delta h \quad (\text{A.20})$

Para obter o caudal total teórico descarregado há que integrar a expressão anterior entre os limites de integração $h = 0$ e $h = H$, para se obter a soma de todas as partes que cobrem a totalidade da veia líquida. De notar que L e g são constantes.

$$Q_T = L \cdot \sqrt{2g} \cdot \int_0^H \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + h \right)^{1/2} dh \Leftrightarrow Q_T = L \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + h \right)^{3/2} \right]_0^H$$

O caudal teórico descarregado real é:

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot L \cdot C_D \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + H \right)^{3/2} - \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} \right)^{3/2} \right] \quad (\text{A.21})$$

Uma vez que não se conhece a velocidade de aproximação a solução da expressão (A.21) seria indeterminada, no entanto para resolver este problema pode-se recorrer ao processo iterativo, descrito de seguida:

1. Assumir a velocidade de aproximação como nula, $U_1 = 0$;
2. Estimar o caudal teórico real descarregado, usando a expressão (A.18):

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot L \cdot C_D \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2};$$
3. Estimar o valor aproximado da velocidade de aproximação de $U_1 = Q/S_1$;
4. Calcular o caudal teórico descarregado real, Q , utilizando a expressão (A.21). Esta é a primeira iteração;
5. Recalcular U_1 , como no passo 3, usando o novo valor de Q , do passo 4;

6. Recalcular o caudal teórico descarregado real, Q , como no passo 4. Esta é a segunda iteração;
7. Recalcular U_1 , como no passo 3, usando o novo valor de Q , do passo 6;
8. Recalcular o caudal teórico descarregado real, Q , como no passo 6. Esta é a terceira iteração;
9. Parar quando já não houver variação significativa entre os sucessivos valores de Q .

Inicialmente optou-se por realizar um primeiro estudo de sensibilidade do coeficiente de vazão do descarregador rectangular, devido a suspeitas posteriormente confirmadas de que existiriam problemas com a borracha de vedação deste. Assim apresenta-se aqui um primeiro gráfico preliminar e os argumentos que levaram à suspeita de problemas com a borracha de vedação, apresentando-se ainda uma fotografia que permite comprovar o estado em que esta se encontrava e que conduziu aos resultados experimentais inverosíméis determinados.

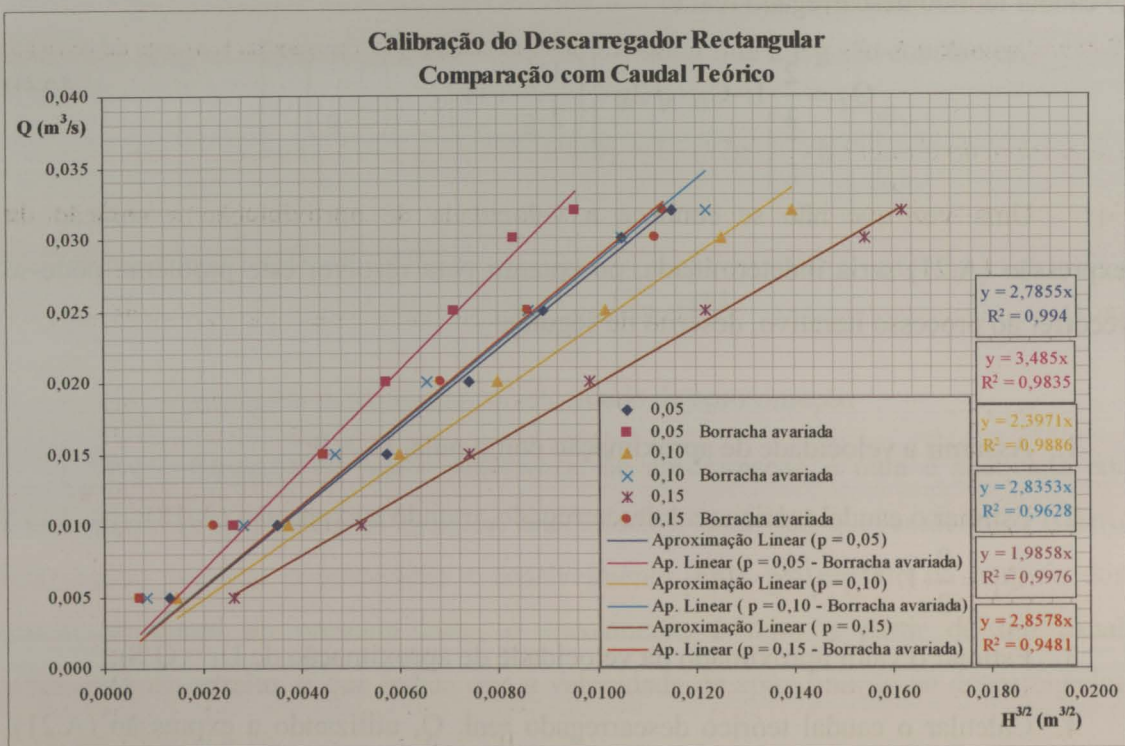


Gráfico A.4 - Gráfico preliminar da calibração do descarregador rectangular – Comparação com caudal teórico

Das aproximações lineares determinadas no gráfico anterior determinaram-se os seguintes coeficientes de vazão:

Tabela A.3 - Calibração do Descarregador Rectangular – Mau funcionamento da borracha de vedação

P (m)	0,05 Borracha avariada	0,05	0,10 Borracha avariada	0,10	0,15 Borracha avariada	0,15
Aproximação linear	$y=3,485 \cdot x$	$y=2,7855 \cdot x$	$y=2,8353 \cdot x$	$y=2,3971 \cdot x$	$y=2,8578 \cdot x$	$y=1,9858 \cdot x$
C_D	1,18	0,94	0,96	0,81	0,97	0,67

Como se pode concluir deste ensaio preliminar os valores do coeficiente de vazão determinados antes da substituição da borracha de vedação eram claramente exagerados, o que levou a verificar o estado desta, que é visível nas fotografias seguintes.



Fotografias A.25 e A.26 - Calibração do Descarregador Rectangular - Pormenor da Borracha de vedação

Determinação da Lei de Vazão

Apresentam-se de seguida as diversas tabelas elaboradas para a determinação da lei de vazão do Descarregador Rectangular.

Tabela A.4 - Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - p = 0,05 m

P	m	0,05						
Q_{caudalimetro}	L/s	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
HT_{m. nível}	m	0,062	0,073	0,082	0,088	0,093	0,098	0,101
H	m	0,012	0,023	0,032	0,038	0,043	0,048	0,051
H^{3/2}	m ^{3/2}	0,0013	0,0035	0,0057	0,0074	0,0089	0,0105	0,0115
H/p	-	0,24	0,46	0,64	0,76	0,86	0,96	1,02
μ_{Bazin}	-	0,67	0,56	0,54	0,53	0,53	0,53	0,53
Q_{Bazin}	L/s	3,9	8,7	13,7	17,5	21,0	24,7	27,0
Erro	%	22	13	9	12	16	18	16
μ_{Rehbock}	-	0,49	0,46	0,46	0,46	0,46	0,47	0,47
Q_{Rehbock}	L/s	2,8	7,1	11,6	15,2	18,4	21,8	24,0
Erro	%	43	29	22	24	27	27	25
μ_{SIAS}	-	0,44	0,43	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Q_{SIAS}	L/s	2,6	6,6	10,7	13,8	16,6	19,5	21,4
Erro	%	49	34	28	31	34	35	33
Q_{White}	L/s	2,4	6,6	11,1	14,6	17,8	21,3	23,5
Erro	%	52	34	26	27	29	29	27

Como se pode observar na tabela anterior, os erros que se obtiveram para o valor de $p = 0,05$ m eram bastante elevados, sendo no entanto a fórmula de Bazin a que mais se aproximava dos valores reais.

Tabela A.5 - Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,10$ m

p	m	0,10						
$Q_{\text{caudalimetro}}$	L/s	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
HT _{m. nível}	m	0,113	0,124	0,133	0,140	0,147	0,154	0,158
H	m	0,013	0,024	0,033	0,040	0,047	0,054	0,058
$H^{3/2}$	$m^{3/2}$	0,0015	0,0037	0,0060	0,0080	0,0102	0,0125	0,0140
H/p	-	0,13	0,24	0,33	0,40	0,47	0,54	0,58
μ_{Bazin}	-	0,64	0,54	0,51	0,50	0,50	0,49	0,49
Q_{Bazin}	L/s	4,2	8,9	13,6	17,8	22,3	27,3	30,4
Erro	%	16	11	9	11	11	9	5
μ_{Rehbock}	-	0,47	0,45	0,44	0,44	0,44	0,44	0,45
Q_{Rehbock}	L/s	3,1	7,3	11,7	15,7	20,0	24,7	27,6
Erro	%	38	27	22	22	20	18	14
μ_{SIAS}	-	0,44	0,43	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Q_{SIAS}	L/s	2,9	7,0	11,2	14,9	18,9	23,2	25,8
Erro	%	42	30	25	26	24	23	19
Q_{White}	L/s	2,7	6,8	11,1	15,0	19,3	24,0	26,8
Erro	%	47	32	26	25	23	20	16

Como se pode observar na Tabela A.5, os erros que se obtiveram para o valor de $p = 0,10$ m eram bastante elevados, embora mais reduzidos que os obtidos para $p = 0,05$ m, sendo no entanto a fórmula de Bazin a que mais se aproximava dos valores reais.

Tabela A.6 - Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,15$ m

p	m	0,15						
$Q_{\text{caudalimetro}}$	L/s	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
HT _{m. nível}	m	0,169	0,180	0,188	0,196	0,203	0,212	0,214
H	m	0,019	0,030	0,038	0,046	0,053	0,062	0,064
$H^{3/2}$	$m^{3/2}$	0,0026	0,0052	0,0074	0,0099	0,0122	0,0154	0,0162
H/p	-	0,13	0,20	0,25	0,31	0,35	0,41	0,43
μ_{Bazin}	-	0,57	0,51	0,49	0,48	0,48	0,47	0,47
Q_{Bazin}	L/s	6,6	11,8	16,2	21,2	25,9	32,5	34,0
Erro	%	32	18	8	6	4	8	6
μ_{Rehbock}	-	0,45	0,44	0,43	0,43	0,43	0,44	0,44
Q_{Rehbock}	L/s	5,2	10,1	14,3	19,0	23,5	29,8	31,3
Erro	%	4	1	5	5	6	1	2
μ_{SIAS}	-	0,43	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Q_{SIAS}	L/s	5,0	9,7	13,8	18,3	22,6	28,5	29,9
Erro	%	0	3	8	8	10	5	7
Q_{White}	L/s	4,7	9,5	13,6	18,2	22,7	29,0	30,4
Erro	%	6	5	9	9	9	3	5

Como se pode observar na Tabela A.6, os erros que se obtiveram para o valor de $p = 0,15$ m eram já aceitáveis, sendo da mesma ordem de grandeza para quase todas as fórmulas, embora ligeiramente inferiores para a fórmula de Rehbock a que mais se aproximava dos valores reais e superiores para a fórmula de Bazin, a que mais se afastava.

Como se pode observar na Tabela A.7, os erros que se obtiveram para o valor de $p = 0,20$ m eram novamente bastante elevados, sendo sensivelmente da mesma ordem de grandeza que os obtidos para $p = 0,05$ m, a fórmula de Bazin era novamente a que mais se aproximava dos valores reais.

Tabela A.7 - Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,20$ m

p	m	0,20						
		5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
$Q_{\text{caudalímetro}}$	L/s	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
HT m. nível	m	0,212	0,222	0,231	0,239	0,246	0,253	0,256
H	m	0,012	0,022	0,031	0,039	0,046	0,053	0,056
$H^{3/2}$	$m^{3/2}$	0,0013	0,0033	0,0055	0,0077	0,0099	0,0122	0,0133
H/p	-	0,06	0,11	0,16	0,20	0,23	0,27	0,28
μ_{Bazin}	-	0,66	0,54	0,51	0,49	0,48	0,47	0,47
Q_{Bazin}	L/s	3,8	7,9	12,3	16,7	20,9	25,5	27,6
Erro	%	24	21	18	17	16	15	14
μ_{Rehbock}	-	0,48	0,44	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43
Q_{Rehbock}	L/s	2,8	6,4	10,5	14,7	18,8	23,2	25,3
Erro	%	45	36	30	26	25	23	21
μ_{SIAS}	-	0,44	0,43	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Q_{SIAS}	L/s	2,6	6,2	10,2	14,3	18,3	22,6	24,5
Erro	%	49	38	32	28	27	25	23
Q_{White}	L/s	2,3	5,9	9,9	14,0	18,0	22,4	24,4
Erro	%	53	41	34	30	28	25	24

Como se pode observar na tabela seguinte, os erros que se obtiveram para o valor de $p = 0,25$ m eram bastante elevados, sendo sensivelmente da mesma ordem de grandeza que os obtidos para $p = 0,20$ m, a fórmula de Bazin continuava a ser a que mais se aproximava dos valores reais.

Tabela A.8 - Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,25$ m

p	m	0,25						
		5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
$Q_{\text{casadafimetro}}$	L/s							
HT m. nível	m	0,261	0,273	0,282	0,289	0,296	0,303	0,307
H	m	0,011	0,023	0,032	0,039	0,046	0,053	0,057
$H^{3/2}$	$m^{3/2}$	0,0012	0,0035	0,0057	0,0077	0,0099	0,0122	0,0134
H/p	-	0,04	0,09	0,13	0,16	0,18	0,21	0,23
μ_{Bazin}	-	0,68	0,54	0,50	0,49	0,48	0,47	0,47
Q_{Bazin}	L/s	3,5	8,3	12,7	16,6	20,8	25,4	27,8
Erro	%	31	17	15	17	17	15	13
μ_{Rehbock}	-	0,48	0,44	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43
Q_{Rehbock}	L/s	2,5	6,8	11,0	14,6	18,7	23,1	25,4
Erro	%	51	32	27	27	25	23	20
μ_{SIAS}	-	0,44	0,43	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Q_{SIAS}	L/s	2,3	6,6	10,7	14,3	18,3	22,6	24,8
Erro	%	55	34	29	28	27	25	22
Q_{White}	L/s	2,1	6,2	10,3	13,9	17,9	22,2	24,5
Erro	%	59	38	31	30	28	26	23

Tabela A.9 - Calibração do Descarregador Rectangular – Fórmulas Empíricas - $p = 0,30$ m

p	m	0,30						
		5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	32,0
$Q_{\text{casadafimetro}}$	L/s							
HT m. nível	m	0,309	0,322	0,330	0,338	0,345	0,353	0,355
H	m	0,009	0,022	0,030	0,038	0,045	0,053	0,055
$H^{3/2}$	$m^{3/2}$	0,0008	0,0033	0,0052	0,0074	0,0095	0,0122	0,0127
H/p	-	0,03	0,07	0,10	0,13	0,15	0,18	0,18
μ_{Bazin}	-	0,76	0,54	0,51	0,49	0,48	0,47	0,47
Q_{Bazin}	L/s	2,6	7,8	11,7	16,0	20,1	25,3	26,3
Erro	%	47	22	22	20	19	16	18
μ_{Rehbock}	-	0,52	0,44	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43
Q_{Rehbock}	L/s	1,8	6,4	9,9	14,0	18,0	23,0	24,0
Erro	%	64	36	34	30	28	23	25
μ_{SIAS}	-	0,45	0,43	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Q_{SIAS}	L/s	1,6	6,2	9,7	13,8	17,7	22,6	23,5
Erro	%	69	38	35	31	29	25	26
Q_{White}	L/s	1,4	5,8	9,3	13,3	17,2	22,1	23,1
Erro	%	72	42	38	33	31	26	28

Como se pode observar na tabela anterior, os erros que se obtiveram para o valor de $p = 0,30$ m são os mais elevados, o que pode ser explicado pelo facto de a relação H/p apresentar valores de um modo geral mais reduzidos para este caso, sendo que nos outros casos é também quando esta relação é menor que se verificam os maiores erros.

A lei de vazão teórica, para se obter o caudal total descarregado foi:

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot C_D \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (\text{A.18})$$

Esta expressão foi determinada considerando a velocidade de aproximação nula, optou-se por isso por comparar o valor do coeficiente de vazão C_{D1} , assim determinado, com o obtido considerando a existência de velocidade de aproximação, que pode ser calculado através da fórmula seguinte, seguindo a metodologia referida anteriormente.

$$Q_T = \frac{2}{3} \cdot L \cdot C_D \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} + H \right)^{3/2} - \left(\frac{U_1^2}{2 \cdot g} \right)^{3/2} \right] \quad (\text{A.21})$$

Apresentam-se a seguir as tabelas de valores obtidas por aplicação deste método.

Tabela A.10 - Calibração do Descarregador Rectangular

p	Q_{caudalímetro}	HT_{m. nível}	H	H^{3/2}	H/p	C_{D1}	2/3C_{D1}	U₁	C_{D2}	2/3C_{D2}
m	m³/s	m	m	m^{3/2}	-	-	-	m/s	-	-
0,05	0,005	0,062	0,012	0,0013	0,24	1,29	0,86	0,08	1,24	0,83
	0,010	0,073	0,023	0,0035	0,46	0,97	0,65	0,14	0,92	0,61
	0,015	0,082	0,032	0,0057	0,64	0,89	0,59	0,18	0,87	0,58
	0,020	0,088	0,038	0,0074	0,76	0,91	0,61	0,23	0,84	0,56
	0,025	0,093	0,043	0,0089	0,86	0,95	0,63	0,27	0,86	0,57
	0,030	0,098	0,048	0,0105	0,96	0,97	0,64	0,31	0,86	0,57
	0,032	0,101	0,051	0,0115	1,02	0,94	0,63	0,32	0,84	0,56
0,10	0,005	0,113	0,013	0,0015	0,13	1,14	0,76	0,04	1,35	0,90
	0,010	0,124	0,024	0,0037	0,24	0,91	0,61	0,08	0,89	0,60
	0,015	0,133	0,033	0,0060	0,33	0,85	0,56	0,11	0,86	0,58
	0,020	0,140	0,040	0,0080	0,40	0,85	0,56	0,14	0,82	0,55
	0,025	0,147	0,047	0,0102	0,47	0,83	0,55	0,17	0,83	0,55
	0,030	0,154	0,054	0,0125	0,54	0,81	0,54	0,19	0,77	0,52
	0,032	0,158	0,058	0,0140	0,58	0,77	0,52	0,20	0,76	0,51
0,15	0,005	0,169	0,019	0,0026	0,13	0,65	0,43	0,03	0,64	0,43
	0,010	0,180	0,030	0,0052	0,20	0,65	0,43	0,06	0,65	0,43
	0,015	0,188	0,038	0,0074	0,25	0,69	0,46	0,08	0,71	0,47
	0,020	0,196	0,046	0,0099	0,31	0,69	0,46	0,10	0,69	0,46
	0,025	0,203	0,053	0,0122	0,35	0,69	0,46	0,12	0,68	0,45
	0,030	0,212	0,062	0,0154	0,41	0,66	0,44	0,14	0,64	0,43
	0,032	0,214	0,064	0,0162	0,43	0,67	0,45	0,15	0,65	0,43
0,20	0,005	0,212	0,012	0,0013	0,06	1,29	0,86	0,02	1,28	0,86
	0,010	0,222	0,022	0,0033	0,11	1,04	0,69	0,05	1,03	0,69
	0,015	0,231	0,031	0,0055	0,16	0,93	0,62	0,06	0,92	0,61
	0,020	0,239	0,039	0,0077	0,20	0,88	0,59	0,08	0,91	0,60
	0,025	0,246	0,046	0,0099	0,23	0,86	0,57	0,10	0,86	0,57
	0,030	0,253	0,053	0,0122	0,27	0,83	0,56	0,12	0,82	0,54
	0,032	0,256	0,056	0,0133	0,28	0,82	0,54	0,12	0,80	0,53

Tabela A.10 - Calibração do Descarregador Rectangular (cont.)

p	Q_{caudalímetro}	HT_{m. nível}	H	H^{3/2}	H/p	C_{D1}	2/3C_{D1}	U₁	C_{D2}	2/3C_{D2}
m	m³/s	m	m	m^{3/2}	-	-	-	m/s	-	-
0,25	0,005	0,261	0,011	0,0012	0,04	1,47	0,98	0,02	1,46	0,98
	0,010	0,273	0,023	0,0035	0,09	0,97	0,65	0,04	0,97	0,64
	0,015	0,282	0,032	0,0057	0,13	0,89	0,59	0,05	0,88	0,59
	0,020	0,289	0,039	0,0077	0,16	0,88	0,59	0,07	0,91	0,61
	0,025	0,296	0,046	0,0099	0,18	0,86	0,57	0,08	0,86	0,58
	0,030	0,303	0,053	0,0122	0,21	0,83	0,56	0,10	0,82	0,55
	0,032	0,307	0,057	0,0134	0,23	0,81	0,54	0,10	0,79	0,53
0,30	0,005	0,309	0,009	0,0008	0,03	2,16	1,44	0,02	2,16	1,44
	0,010	0,322	0,022	0,0033	0,07	1,04	0,69	0,03	1,03	0,69
	0,015	0,330	0,030	0,0052	0,10	0,98	0,65	0,05	0,97	0,65
	0,020	0,338	0,038	0,0074	0,13	0,91	0,61	0,06	0,91	0,61
	0,025	0,345	0,045	0,0095	0,15	0,89	0,59	0,07	0,90	0,60
	0,030	0,353	0,053	0,0122	0,18	0,83	0,56	0,08	0,82	0,55
	0,032	0,355	0,055	0,0127	0,18	0,85	0,57	0,09	0,84	0,56

Relacionando o caudal com $H^{3/2}$, obtêm-se aproximações lineares, sendo estas aproximações mais simples de determinar e analisar.

Traçando um gráfico dos valores determinados $\log Q / \log H$, obtêm-se linhas rectas, que podem ser aproximadas linearmente por expressões do tipo:

$$\log Q = i + N \cdot \log H \quad (\text{A.10})$$

Que pode ser transformado na seguinte expressão:

$$Q = j \cdot H^N \quad (\text{A.11})$$

Das aproximações lineares determinadas obtiveram-se as expressões apresentadas nas Tabela A.11 e A.12, para aferir a curva de vazão do Descarregador Rectangular.

A comparação entre estas duas expressões e os valores lidos no medidor electromagnético de caudal pode ser observado na Tabela A.13.

Tabela A.11 - Calibração do Descarregador Rectangular
Aproximações Lineares obtidas

p (m)	Aproximações Lineares
0,05	$Q = 2,7855 \cdot H^{3/2}$
0,10	$Q = 2,3971 \cdot H^{3/2}$
0,15	$Q = 1,9858 \cdot H^{3/2}$
0,20	$Q = 2,5056 \cdot H^{3/2}$
0,25	$Q = 2,4848 \cdot H^{3/2}$
0,30	$Q = 2,5733 \cdot H^{3/2}$

Tabela A.12 - Calibração do Descarregador Rectangular
Aproximações Lineares obtidas usando
escala logarítmica

p (m)	Aproximações Lineares
0,05	$Q = 1,4628 \cdot H^{1,3013}$
0,10	$Q = 1,1738 \cdot H^{1,2657}$
0,15	$Q = 2,1963 \cdot H^{1,5328}$
0,20	$Q = 1,0313 \cdot H^{1,2102}$
0,25	$Q = 0,8628 \cdot H^{1,1577}$
0,30	$Q = 0,5581 \cdot H^{1,0108}$

Tabela A.13 - Calibração do Descarregador Rectangular
Erros considerando aproximações lineares obtidas

P	Q_{caudalímetro}	HT_{m. nível}	H	H^{3/2}	Q (Tabela A.11)	Erro	Q (Tabela A.12)	Erro
m	m³/s	m	m	m^{3/2}	m³/s	(%)	m³/s	(%)
0,05	0,005	0,062	0,012	0,0013	0,0037	26,77	0,0046	7,39
	0,010	0,073	0,023	0,0035	0,0097	2,84	0,0108	7,97
	0,015	0,082	0,032	0,0057	0,0159	6,30	0,0166	10,62
	0,020	0,088	0,038	0,0074	0,0206	3,17	0,0208	3,76
	0,025	0,093	0,043	0,0089	0,0248	0,65	0,0244	2,51
	0,030	0,098	0,048	0,0105	0,0293	2,36	0,0281	6,25
	0,032	0,101	0,051	0,0115	0,0321	0,41	0,0304	4,75
0,10	0,005	0,113	0,013	0,0015	0,0036	28,94	0,0048	3,74
	0,010	0,124	0,024	0,0037	0,0089	10,87	0,0105	4,57
	0,015	0,133	0,033	0,0060	0,0144	4,20	0,0156	4,32
	0,020	0,140	0,040	0,0080	0,0192	4,12	0,0200	0,19
	0,025	0,147	0,047	0,0102	0,0244	2,30	0,0245	2,07
	0,030	0,154	0,054	0,0125	0,0301	0,27	0,0292	2,71
	0,032	0,158	0,058	0,0140	0,0335	4,80	0,0319	0,00
0,15	0,005	0,169	0,019	0,0026	0,0052	4,01	0,0051	1,02
	0,010	0,180	0,030	0,0052	0,0103	3,19	0,0102	1,72
	0,015	0,188	0,038	0,0074	0,0147	1,93	0,0146	2,57
	0,020	0,196	0,046	0,0099	0,0196	2,04	0,0196	2,07
	0,025	0,203	0,053	0,0122	0,0242	3,08	0,0243	2,65
	0,030	0,212	0,062	0,0154	0,0307	2,19	0,0310	3,17
	0,032	0,214	0,064	0,0162	0,0322	0,63	0,0325	1,70
0,20	0,005	0,212	0,012	0,0013	0,0033	34,13	0,0049	2,31
	0,010	0,222	0,022	0,0033	0,0082	18,24	0,0102	1,71
	0,015	0,231	0,031	0,0055	0,0137	8,83	0,0154	2,69
	0,020	0,239	0,039	0,0077	0,0193	3,51	0,0203	1,69
	0,025	0,246	0,046	0,0099	0,0247	1,12	0,0248	0,66
	0,030	0,253	0,053	0,0122	0,0306	1,91	0,0295	1,74
	0,032	0,256	0,056	0,0133	0,0332	3,93	0,0315	1,38
0,25	0,005	0,261	0,011	0,0012	0,0029	42,67	0,0047	6,79
	0,010	0,273	0,023	0,0035	0,0087	13,33	0,0109	9,47
	0,015	0,282	0,032	0,0057	0,0142	5,17	0,0160	6,96
	0,020	0,289	0,039	0,0077	0,0191	4,31	0,0202	0,87
	0,025	0,296	0,046	0,0099	0,0245	1,94	0,0244	2,31
	0,030	0,303	0,053	0,0122	0,0303	1,06	0,0288	4,09
	0,032	0,307	0,057	0,0134	0,0334	4,45	0,0310	3,02
0,30	0,005	0,309	0,009	0,0008	0,0020	59,67	0,0045	9,88
	0,010	0,322	0,022	0,0033	0,0084	16,03	0,0118	17,82
	0,015	0,330	0,030	0,0052	0,0134	10,86	0,0161	7,47
	0,020	0,338	0,038	0,0074	0,0191	4,69	0,0205	2,36
	0,025	0,345	0,045	0,0095	0,0246	1,74	0,0243	2,85
	0,030	0,353	0,053	0,0122	0,0314	4,66	0,0287	4,48
	0,032	0,355	0,055	0,0127	0,0327	2,47	0,0295	7,74

Anexo B

Anexo B

Neste anexo, são apresentados os quadros intermédios, gráficos e verificações efectuadas, relativamente aos perfis dos escoamentos medidos e aos diferentes métodos utilizados para os analisar, correspondentes ao **Capítulo 8**.

B.1 Caracterização e validação dos Parâmetros do escoamento

Valores medidos/obtidos para os diferentes perfis de cada escoamento

Tabela B.1 – Escoamento de 11,5 L/s para abertura superior das comportas

Perfil	x	h	L/h	U_m	Fr_m	Re_m	h'	$U_{máx}$	U	Fr	Re	δ_s	Θ	H
	cm	cm	-	m/s	-	($\times 10^4$)	cm	m/s	m/s	-	($\times 10^4$)	cm	cm	-
P-1	-6,50	3,20	31	0,36	0,64	4,55	0,6	0,4340	0,382	0,68	4,84	0,09	0,05	1,83
P0	-3,75	3,30	30	0,35	0,61	4,55	0,95	0,4147	0,375	0,66	4,90	0,11	0,06	1,81
P1	0	4,60	22	0,25	0,37	4,55	2,4	0,3665	0,331	0,49	6,03	0,33	0,20	1,65
P2	5	5,14	19	0,22	0,32	4,55	4,4	0,3450	0,270	0,38	5,50	1,11	0,64	1,73
P3	10	5,15	19	0,22	0,31	4,55	4,4	0,3488	0,277	0,39	5,65	1,05	0,68	1,55
P4	15	5,16	19	0,22	0,31	4,55	4,4	0,3262	0,265	0,37	5,42	0,96	0,59	1,62
P5	20	5,17	19	0,22	0,31	4,55	4,6	0,3218	0,263	0,37	5,38	0,94	0,59	1,61
P6	25	5,19	19	0,22	0,31	4,55	4,4	0,3317	0,266	0,37	5,47	1,01	0,61	1,64
P7	30	5,21	19	0,22	0,31	4,55	4,2	0,3185	0,254	0,36	5,24	1,05	0,59	1,80
P10	45	5,27	19	0,22	0,30	4,55	4,6	0,3067	0,258	0,36	5,39	0,83	0,55	1,51
P15	70	5,37	19	0,21	0,30	4,55	4,6	0,3004	0,256	0,35	5,45	0,79	0,53	1,50

x – distância ao início do tapete de enrocamento; h - altura do escoamento; L/h – quociente entre a largura e a altura do escoamento; U_m – velocidade média obtida pela equação da continuidade ($Q = U_m S$); Fr_m – n° de Froude determinado com U_m ($Fr_m = U_m / (gh)^{1/2}$); Re_m – n° de Reynolds determinado com U_m ($Re_m = 4 U_m h / \nu$); h' – distância na vertical entre o leito e o ponto de velocidade máxima ($U_{máx}$); $U_{máx}$ – velocidade máxima do perfil; U – velocidade média do perfil (obtida por integração); Fr – n° de Froude determinado com U ($Fr = U / (gh)^{1/2}$); Re – n° de Reynolds determinado com U ($Re = 4 U h / \nu$); δ_s - espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”); Θ - espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”); H – parâmetro de forma do perfil

Tabela B.2 – Escoamento de 11,5 L/s para abertura inferior

Perfil	x	h	L/h	U _m	Fr _m	Re _m	h'	U _{máx}	U	Fr	Re	δ.	Θ	H
	cm	cm	-	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	m/s	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	cm	-
P1	0	2,7	37	0,43	0,83	4,55	2,0	0,6045	0,541	1,05	5,78	0,28	0,18	1,59
P2	5	3,5	29	0,33	0,56	4,55	2,6	0,5171	0,432	0,74	5,99	0,58	0,37	1,56
P3	10	3,8	26	0,30	0,50	4,55	3,0	0,4718	0,384	0,63	5,78	0,71	0,44	1,62
P4	15	3,8	26	0,30	0,50	4,55	3,2	0,4832	0,372	0,61	5,60	0,87	0,52	1,67
P5	20	4,1	24	0,28	0,44	4,55	3,6	0,4013	0,312	0,49	5,07	0,91	0,55	1,66
P6	25	4,1	24	0,28	0,44	4,55	3,8	0,3710	0,292	0,46	4,74	0,87	0,55	1,60
P7	30	4,5	22	0,26	0,38	4,55	4,0	0,3827	0,290	0,44	5,17	1,09	0,63	1,74
P10	45	5,1	20	0,23	0,32	4,55	4,6	0,3070	0,224	0,32	4,53	1,37	0,76	1,82
P15	70	5,5	18	0,21	0,28	4,55	4,6	0,3082	0,230	0,31	5,01	1,40	0,77	1,82

x – distância ao início do tapete de enrocamento; h - altura do escoamento; L/h – quociente entre a largura e a altura do escoamento; U_m – velocidade média obtida pela equação da continuidade ($Q = U_m S$); Fr_m – n° de Froude determinado com U_m ($Fr_m = U_m / (gh)^{1/2}$); Re_m – n° de Reynolds determinado com U_m ($Re_m = 4 U_m h / \nu$); h' – distância na vertical entre o leito e o ponto de velocidade máxima (U_{máx}); U_{máx} – velocidade máxima do perfil; U – velocidade média do perfil (obtida por integração); Fr – n° de Froude determinado com U ($Fr = U / (gh)^{1/2}$); Re – n° de Reynolds determinado com U ($Re = 4 U h / \nu$); δ. - espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”); Θ - espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”); H – parâmetro de forma do perfil

Tabela B.3 – Escoamento de 12,2 L/s para o tapete A (Crestuma)

Perfil	x	h	L/h	U _m	Fr _m	Re _m	h'	U _{máx}	U	Fr	Re	δ.	Θ	H
	cm	cm	-	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	m/s	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	cm	-
P1	0	2,4	42	0,51	1,05	4,83	1,6	1,1835	0,863	1,78	8,20	0,65	0,24	2,69

x – distância ao início do tapete de enrocamento; h - altura do escoamento; L/h – quociente entre a largura e a altura do escoamento; U_m – velocidade média obtida pela equação da continuidade ($Q = U_m S$); Fr_m – n° de Froude determinado com U_m ($Fr_m = U_m / (gh)^{1/2}$); Re_m – n° de Reynolds determinado com U_m ($Re_m = 4 U_m h / \nu$); h' – distância na vertical entre o leito e o ponto de velocidade máxima (U_{máx}); U_{máx} – velocidade máxima do perfil; U – velocidade média do perfil (obtida por integração); Fr – n° de Froude determinado com U ($Fr = U / (gh)^{1/2}$); Re – n° de Reynolds determinado com U ($Re = 4 U h / \nu$); δ. - espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”); Θ - espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”); H – parâmetro de forma do perfil

Tabela B.4 – Escoamento de 12,2 L/s para o tapete B

Perfil	x	h	L/h	U _m	Fr _m	Re _m	h'	U _{máx}	U	Fr	Re	δ.	Θ	H
	cm	cm	-	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	m/s	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	cm	-
P1	0	2,4	42	0,51	1,05	4,83	1,6	1,0413	0,730	1,50	6,94	0,72	0,26	2,80

x – distância ao início do tapete de enrocamento; h - altura do escoamento; L/h – quociente entre a largura e a altura do escoamento; U_m – velocidade média obtida pela equação da continuidade ($Q = U_m S$); Fr_m – n° de Froude determinado com U_m ($Fr_m = U_m / (gh)^{1/2}$); Re_m – n° de Reynolds determinado com U_m ($Re_m = 4 U_m h / \nu$); h' – distância na vertical entre o leito e o ponto de velocidade máxima (U_{máx}); U_{máx} – velocidade máxima do perfil; U – velocidade média do perfil (obtida por integração); Fr – n° de Froude determinado com U ($Fr = U / (gh)^{1/2}$); Re – n° de Reynolds determinado com U ($Re = 4 U h / \nu$); δ. - espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”); Θ - espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”); H – parâmetro de forma do perfil

Tabela B.5 – Escoamento de 12,2 L/s para o tapete C

Perfil	x	h	L/h	U _m	Fr _m	Re _m	h'	U _{máx}	U	Fr	Re	δ.	Θ	H
	cm	cm	-	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	m/s	m/s	-	(x 10 ⁴)	cm	cm	-
P1	0	2,4	42	0,51	1,05	4,83	1,8	1,1053	0,821	1,69	7,81	0,62	0,26	2,39
P2	5	2,6	38	0,47	0,93	4,83	2,2	0,9756	0,758	1,50	7,81	0,58	0,31	1,86
P3	10	3,0	33	0,41	0,75	4,83	2,2	0,9022	0,729	1,34	8,66	0,58	0,27	2,10
P4	15	3,4	29	0,36	0,62	4,83	2,6	0,8168	0,652	1,13	8,77	0,69	0,33	2,09
P5	20	3,6	28	0,34	0,57	4,83	2,8	0,7694	0,599	1,01	8,54	0,80	0,37	2,14
P6	25	3,8	26	0,32	0,53	4,83	3,2	0,7558	0,592	0,97	8,91	0,82	0,45	1,82
P7	30	4,0	25	0,31	0,49	4,83	3,2	0,7701	0,623	0,99	9,87	0,76	0,47	1,63
P8	35	4,2	24	0,29	0,45	4,83	3,2	0,7598	0,630	0,98	10,47	0,72	0,42	1,73
P11	50	4,6	22	0,27	0,39	4,83	3,2	0,6973	0,518	0,77	9,44	1,18	0,49	2,42

x – distância ao início do tapete de enrocamento; h - altura do escoamento; L/h – quociente entre a largura e a altura do escoamento; U_m – velocidade média obtida pela equação da continuidade ($Q = U_m S$); Fr_m – n° de Froude determinado com U_m ($Fr_m = U_m / (gh)^{1/2}$); Re_m – n° de Reynolds determinado com U_m ($Re_m = 4 U_m h / \nu$); h' – distância na vertical entre o leito e o ponto de velocidade máxima (U_{máx}); U_{máx} – velocidade máxima do perfil; U – velocidade média do perfil (obtida por integração); Fr – n° de Froude determinado com U ($Fr = U / (gh)^{1/2}$); Re – n° de Reynolds determinado com U ($Re = 4 U h / \nu$); δ. - espessura de deslocamento (“boundary-layer displacement thickness”); Θ - espessura da quantidade de movimento (“boundary-layer momentum thickness”); H – parâmetro de forma do perfil

Análise do valor da velocidade média dos perfis

Para a determinação da velocidade média, U, num dado perfil, uma das relações referidas na bibliografia (Graf, 1998, pg. 12) é a seguinte:

$$U \cong u_{0,4h} \quad (B.1)$$

Isto é, o valor da velocidade média do perfil será correspondente à velocidade média pontual a uma distância de 0,4h do leito.

As tabelas seguintes permitem comparar os valores assim obtidos, com os correspondentes à integração numérica dos perfis de velocidades médias pontuais.

Tabela B.6 – Valores da velocidade média dos perfis dos escoamentos medidos obtida por integração

Perfil	Q = 11,5 L/s	Q = 11,5 L/s	Q = 12,2 L/s	Q = 12,2 L/s	Q = 12,2 L/s
	Ab. superior	Ab. inferior	Tapete A	Tapete B	Tapete C
	U (m/s)				
P-1	0,382	-	-	-	-
P0	0,375	-	-	-	-
P1	0,331	0,541	0,863	0,730	0,821
P2	0,270	0,432	-	-	0,758
P3	0,277	0,384	-	-	0,729
P4	0,265	0,372	-	-	0,652
P5	0,263	0,312	-	-	0,599
P6	0,266	0,292	-	-	0,592
P7	0,254	0,290	-	-	0,623
P8	-	-	-	-	0,630
P10	0,258	0,224	-	-	-
P11	-	-	-	-	0,519
P13	-	-	-	-	-
P15	0,256	0,230	-	-	-

Tabela B.7 – Valores da velocidade média pontual ($u_{0,4h}$) dos perfis dos escoamentos medidos

Perfil	Q = 11,5 L/s	Q = 11,5 L/s	Q = 12,2 L/s	Q = 12,2 L/s	Q = 12,2 L/s
	Ab. superior	Ab. inferior	Tapete A	Tapete B	Tapete C
	$U \approx u_{0,4h}$ (m/s)				
P-1	0,406	-	-	-	-
P0	0,399	-	-	-	-
P1	0,360	0,568	0,859	0,704	0,834
P2	0,280	0,430	-	-	0,781
P3	0,264	0,378	-	-	0,833
P4	0,262	0,351	-	-	0,680
P5	0,267	0,298	-	-	0,632
P6	0,272	0,286	-	-	0,581
P7	0,256	0,269	-	-	0,601
P8	-	-	-	-	0,644
P10	0,264	0,209	-	-	-
P11	-	-	-	-	0,543
P13	-	-	-	-	-
P15	0,265	0,213	-	-	-

A partir destes valores pôde construir-se o gráfico comparativo entre os valores de velocidade média do perfil obtidos pelos dois métodos referidos (Gráfico B.1).

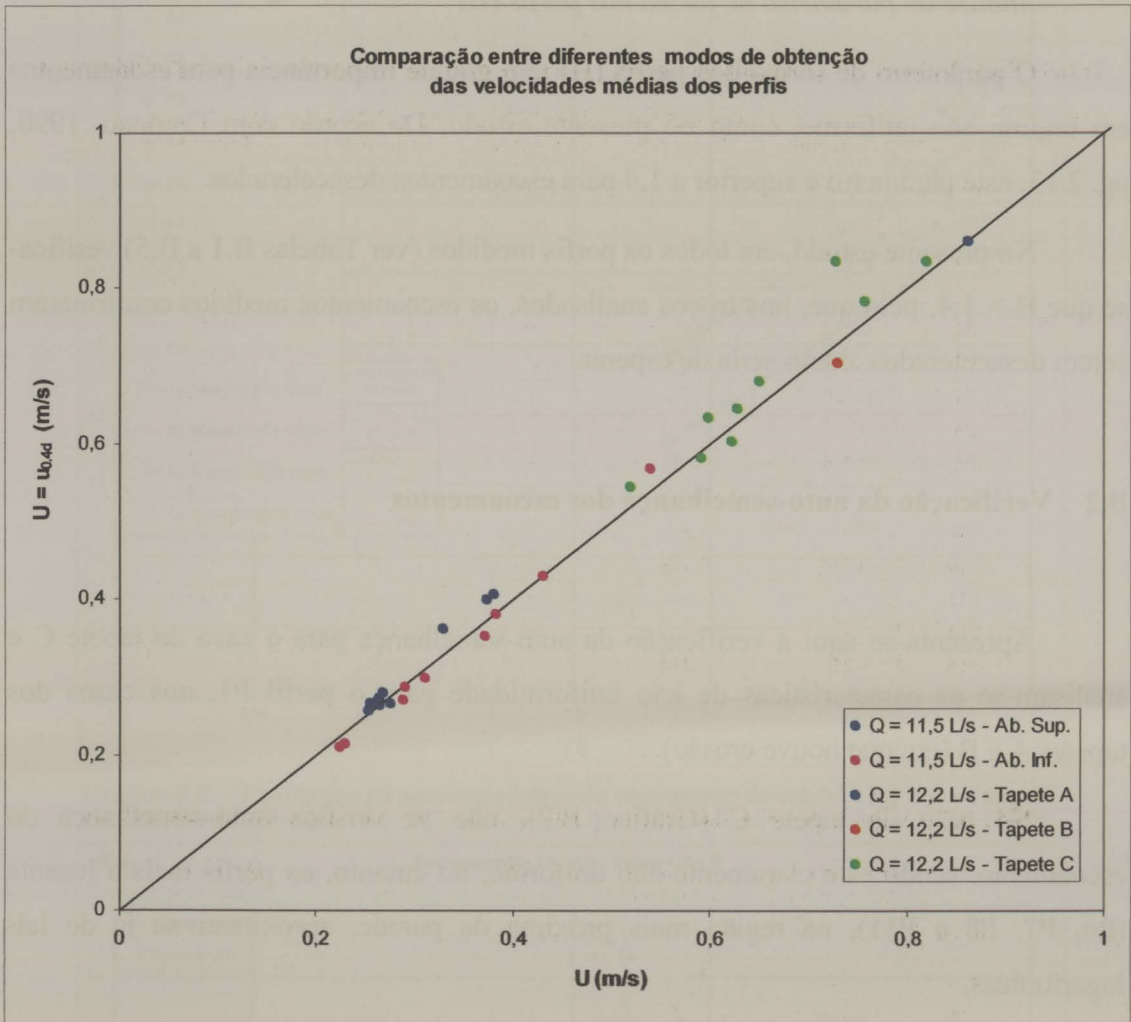


Gráfico B.1 – Gráfico comparativo entre os valores de velocidade média dos perfis obtida pelos dois métodos

Observando o gráfico, conclui-se que o ajuste entre os dois métodos utilizados para quantificação da velocidade média em cada perfil é bastante bom, podendo observar-se que não existe grande dispersão dos valores obtidos, que se adequam a uma aproximação linear. Assim, apesar das limitações devidas ao facto de os perfis não se encontrarem completamente caracterizados em toda a altura, a utilização do processo de integração numérica para quantificação dos valores das velocidades médias dos perfis, pode ser considerado suficientemente adequado e correcto.

Análise do parâmetro de forma dos perfis (H)

O parâmetro de forma dos perfis (H) tem grande importância para escoamentos em regime não uniforme, como no presente estudo. De acordo com Cardoso, 1990, pg. 2.13, este parâmetro é superior a 1,4 para escoamentos desacelerados.

No presente estudo, em todos os perfis medidos (ver Tabelas B.1 a B.5) verifica-se que $H > 1,4$, pelo que, nos troços analisados, os escoamentos medidos confirmaram serem desacelerados, como seria de esperar.

B.2 Verificação da auto-semelhança dos escoamentos

Apresenta-se aqui a verificação da auto-semelhança para o caso do tapete C e analisam-se as características de não uniformidade para o perfil P1, nos casos dos tapetes A e B (em que houve erosão).

No caso do tapete C (Gráfico B.2), não se verifica auto-semelhança do escoamento, sendo este claramente não uniforme; no entanto, os perfis mais a jusante (P6, P7, P8 e P11), na região mais próxima da parede, aproximam-se já de leis logarítmicas.

Relativamente ao Gráfico B.3, correspondente ao perfil P1 nos casos dos tapetes A (Crestuma) e B, pode observar-se que, em qualquer dos escoamentos, o perfil de velocidades médias pontuais adimensionalizado, não segue qualquer lei logarítmica.

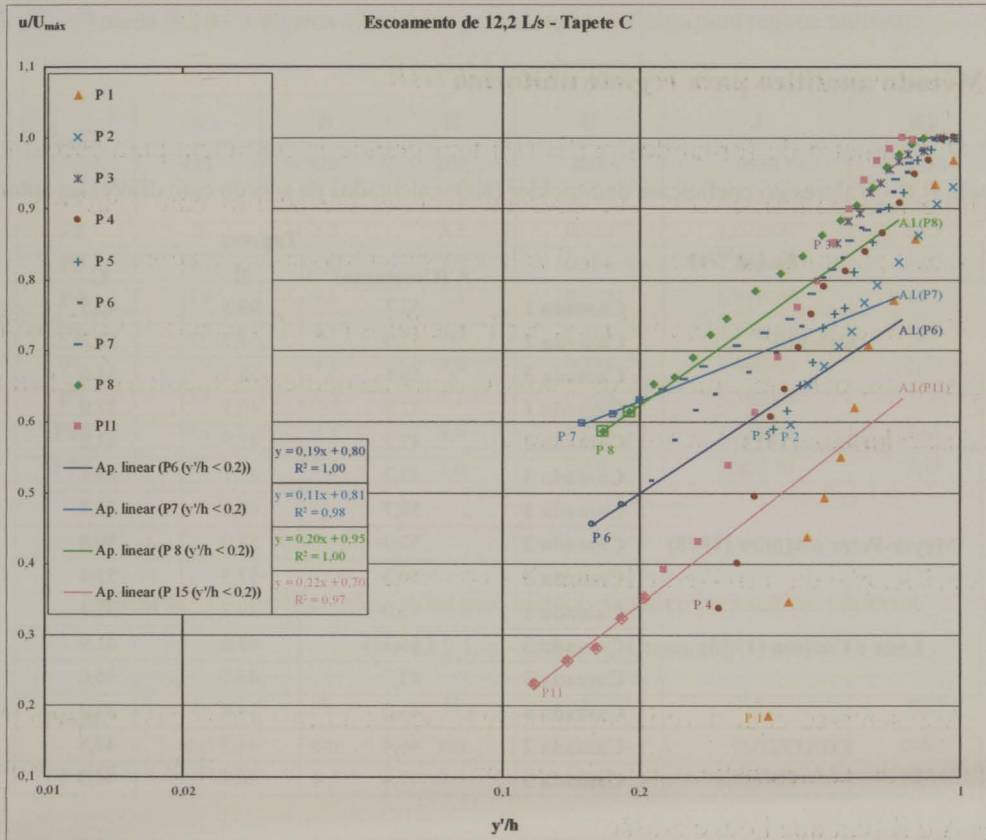


Gráfico B.2 – Verificação da auto-similaridade do escoamento de caudal 12,2 L/s – Tapete C

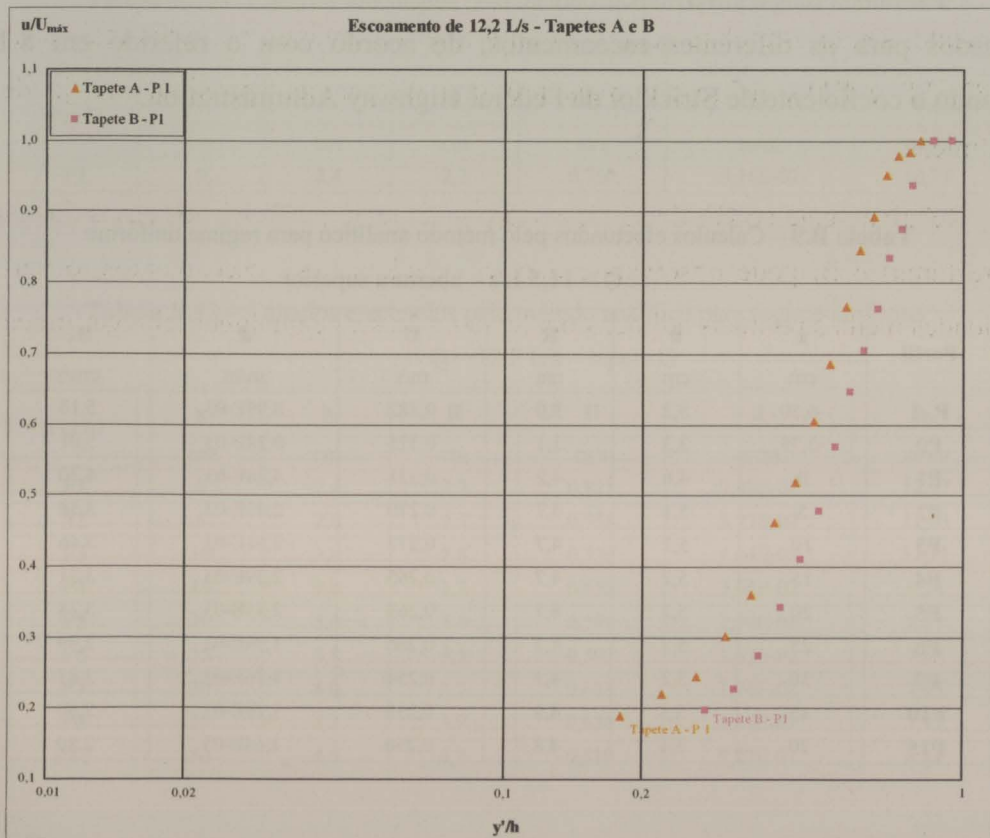


Gráfico B.3 – Perfis de velocidades médias pontuais P1 no escoamento de 12,2 L/s – Tapetes A e B

B.3 Método analítico para regime uniforme

Tabela B.8 – Valores do coeficiente de Strickler (K_s); calculados de acordo com diferentes autores

K_s ($m^{1/3}/s$)		Tapetes		
		A (Crestuma)	B	C
Strickler	Camada 1	52,1	49,3	46,3
	Camada 2	57,9	54,7	52,2
	Camada 3	58,8	58,1	54,6
Strickler (1923)	Camada 1	42,5	40,5	37,9
	Camada 2	47,2	45,5	43,2
	Camada 3	48,2	47,7	45,1
Meyer-Peter e Müller (1948)	Camada 1	50,7	48,4	45,7
	Camada 2	52,9	53,0	50,8
	Camada 3	54,3	57,3	53,4
Lane e Carlson (1953)	Camada 1	42,0	39,7	37,4
	Camada 2	46,3	43,8	41,9
	Camada 3	47,2	46,9	44,0
FHAEU	Camada 1	41,8	39,8	37,2
	Camada 2	46,4	44,7	42,5
	Camada 3	47,4	46,9	44,3

Apresentam-se de seguida as tabelas com valores de J e u_* obtidos nos cálculos efectuados para os diferentes escoamentos, de acordo com o referido em 8.1.2.1, utilizando o coeficiente de Strickler da Federal Highway Administration.

Tabela B.9 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme

$Q = 11,5$ L/s – abertura superior

Perfil	x	h	R	U	J	u_*
	cm	cm	cm	m/s	m/m	cm/s
P-1	-6,50	3,2	3,0	0,382	8,95E-03	5,14
P0	-3,75	3,3	3,1	0,375	8,28E-03	5,01
P1	0	4,6	4,2	0,331	4,28E-03	4,20
P2	5	5,1	4,7	0,270	2,49E-03	3,38
P3	10	5,2	4,7	0,277	2,61E-03	3,46
P4	15	5,2	4,7	0,265	2,39E-03	3,31
P5	20	5,2	4,7	0,263	2,35E-03	3,28
P6	25	5,2	4,7	0,266	1,94E-03	2,99
P7	30	5,2	4,7	0,254	1,76E-03	2,85
P10	45	5,3	4,8	0,258	1,79E-03	2,90
P15	70	5,4	4,8	0,256	1,65E-03	2,80

Tabela B.10 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme

Q = 11,5 L/s – abertura inferior

Perfil	x	h	R	U	J	u _*
	cm	cm	cm	m/s	m/m	cm/s
P1	0	2,7	2,6	0,541	2,22E-02	7,46
P2	5	3,5	3,3	0,432	1,02E-02	5,73
P3	10	3,8	3,5	0,384	7,28E-03	5,02
P4	15	3,8	3,5	0,372	6,84E-03	4,87
P5	20	4,1	3,8	0,312	4,39E-03	4,04
P6	25	4,1	3,8	0,292	3,84E-03	3,78
P7	30	4,5	4,1	0,290	3,38E-03	3,70
P10	45	5,1	4,6	0,224	1,73E-03	2,81
P15	70	5,5	5,0	0,230	1,66E-03	2,84

Tabela B.11 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme

Q = 12,2 L/s – tapete A (Crestuma)

Perfil	x	h	R	U	J	u _*
	cm	cm	cm	m/s	m/m	cm/s
P1	0	2,4	2,3	0,863	6,56E-02	12,14

Tabela B.12 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme

Q = 12,2 L/s – tapete B

Perfil	x	h	R	U	J	u _*
	cm	cm	cm	m/s	m/m	cm/s
P1	0	2,4	2,3	0,730	5,16E-02	10,77

Tabela B.13 – Cálculos efectuados pelo método analítico para regime uniforme

Q = 12,2 L/s – tapete C

Perfil	x	h	R	U	J	u _*
	cm	cm	cm	m/s	m/m	cm/s
P1	0	2,4	2,3	0,821	7,49E-02	12,97
P2	5	2,6	2,5	0,758	5,77E-02	11,83
P3	10	3,0	2,8	0,729	4,44E-02	11,11
P4	15	3,4	3,2	0,652	3,04E-02	9,74
P5	20	3,6	3,4	0,599	2,39E-02	8,87
P6	25	3,8	3,5	0,592	1,67E-02	7,62
P7	30	4,0	3,7	0,623	1,74E-02	7,95
P8	35	4,2	3,9	0,630	1,67E-02	7,97
P11	50	4,6	4,2	0,519	9,27E-03	6,21

B.4 Método Gráfico (de Clauser)

Tabela B.14 – Valores da rugosidade absoluta equivalente (k_s);
de acordo com a formulação proposta por diferentes autores

k_s (cm)		Tapetes		
		A (Crestuma)	B	C
d_{50}	Camada 1	1,50	2,00	3,00
	Camada 2	0,80	1,00	1,35
	Camada 3	0,70	0,75	1,05
Einstein	Camada 1	1,55	2,15	3,15
	Camada 2	0,82	1,15	1,52
	Camada 3	0,75	0,80	1,16
Ackers e White	Camada 1	1,65	2,31	3,56
	Camada 2	0,90	1,06	1,49
	Camada 3	0,83	0,89	1,19
Hey	Camada 1	6,20	8,23	11,73
	Camada 2	4,80	4,73	6,09
	Camada 3	4,10	3,01	4,55
Engelund e Hansen	Camada 1	3,10	4,30	6,30
	Camada 2	1,64	2,30	3,04
	Camada 3	1,50	1,60	2,32
Kamphius	Camada 1	4,53	6,00	8,50
	Camada 2	3,53	3,50	4,50
	Camada 3	3,00	2,18	3,33
Mahmood	Camada 1	8,98	11,93	17,03
	Camada 2	6,94	6,83	8,77
	Camada 3	5,71	4,34	6,27

Em relação aos escoamentos com caudal de 11,5 L/s, os cálculos efectuados e os resultados obtidos por aplicação do método gráfico (de Clauser), foram já apresentados no **Capítulo 8**.

No caso dos tapetes A (Crestuma) e B, não se dispõem de pontos de medição na região interior, não podendo assim aplicar-se o método gráfico.

Apresenta-se de seguida o gráfico relativo ao Tapete C ($Q = 12,2$ L/s), apenas a título de curiosidade, uma vez que, tal como demonstrado no **Capítulo 8** o método gráfico (de Clauser) não se mostrou adequado ao tipo de escoamentos em análise. Os valores obtidos confirmam mais uma vez, a adequação dessa conclusão.

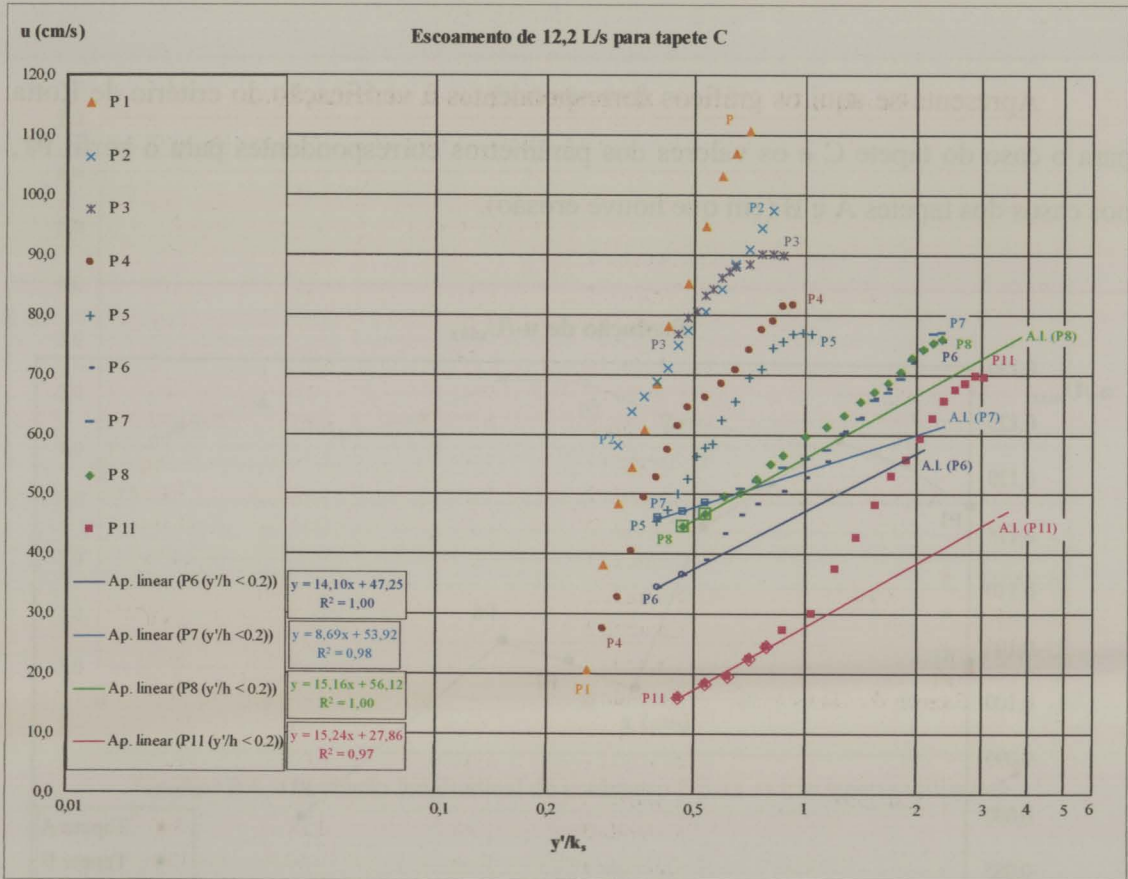


Gráfico B.4 – Aplicação do método gráfico (de Clauser) ao escoamento de 12,2 L/s - Tapete C

Tabela B.15 – Resultados obtidos por aplicação do método gráfico (de Clauser) para Q = 12,2 L/s – tapete C

Perfil	y'/k _s	
	u _s (cm/s)	B _r
P1	-	-
P2	-	-
P3	-	-
P4	-	-
P5	-	-
P6	5,78	8,2
P7	3,56	15,1
P8	6,22	9,0
P11	6,25	4,5

B.5 Verificação do Critério de Rotta

Apresenta-se aqui os gráficos correspondentes à verificação do critério de Rotta para o caso do tapete C e os valores dos parâmetros correspondentes para o perfil P1, nos casos dos tapetes A e B (em que houve erosão).

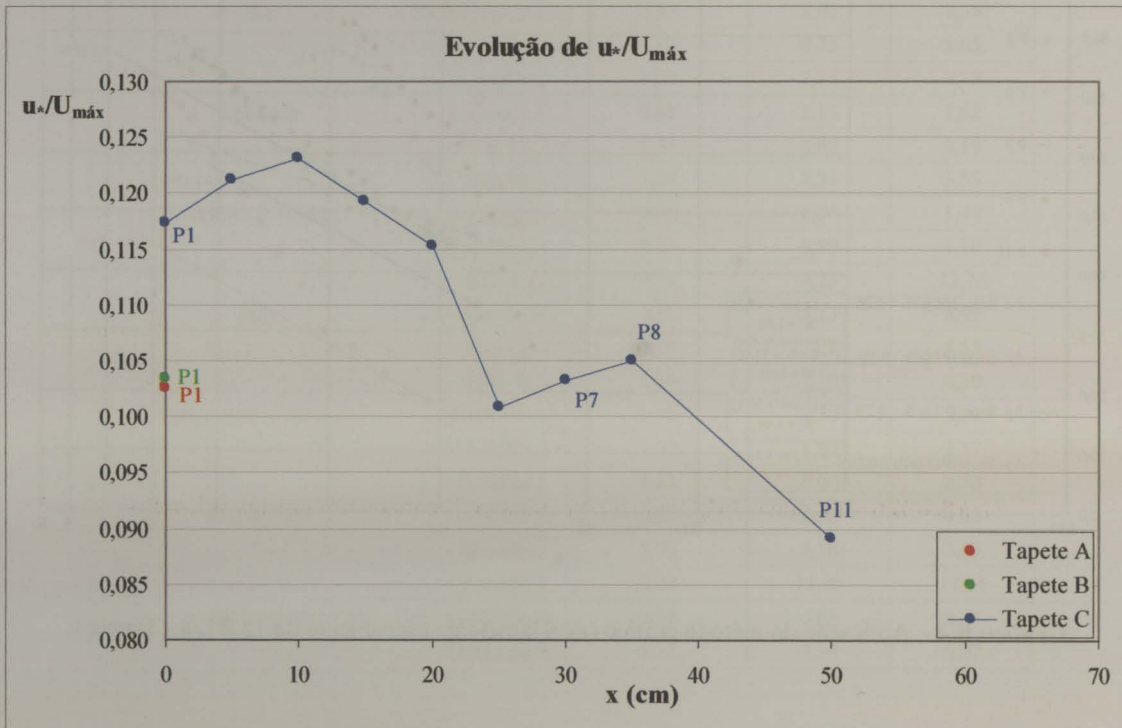


Gráfico B.5 – Evolução longitudinal da velocidade de atrito adimensionalizada ($u^*/U_{máx}$) para os três tapetes utilizados

A análise dos Gráficos B.5; B.6 e B.7, permite verificar que para o caso do tapete C, não são cumpridas as condições enunciadas por Rotta: constância, ao longo do tapete de enrocamento, dos parâmetros $u^*/U_{máx}$, β e da derivada da curva definida pelo parâmetro $U_{máx}\delta^*/u^*$. Logo, este escoamento enquadra-se na família dos escoamentos referida por este investigador, que não respeitam a lei logarítmica da parede (eq. 8.18), ou seja, escoamentos turbulentos em que não há equilíbrio.

Quanto ao parâmetro β (Gráfico B.6), obtêm-se valores superiores a -1,0 para o troço de escoamento C representado e para o perfil P1, no caso dos tapetes A e B. Este parâmetro apresenta valores bastante superiores e com maior variação (no caso do

tapete C) que os obtidos para os escoamentos com caudal de 11,5 L/s iniciando estar-se perante escoamentos com maior desaceleração.

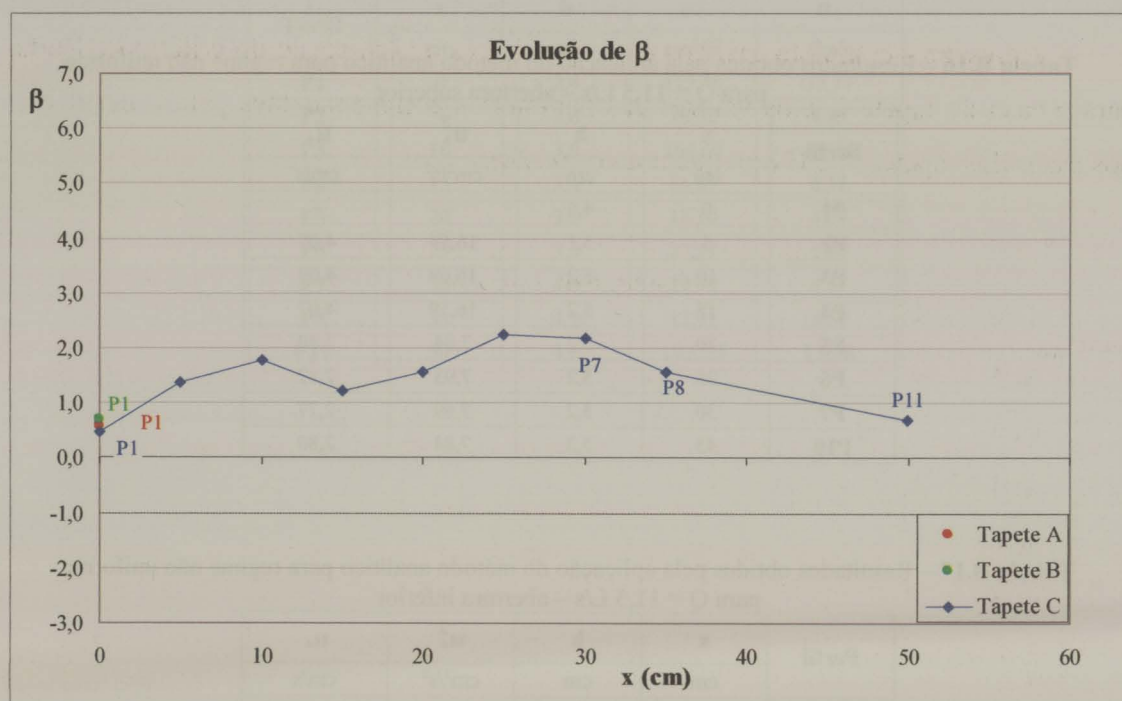


Gráfico B.6 – Evolução longitudinal do parâmetro β para os três tapetes utilizados

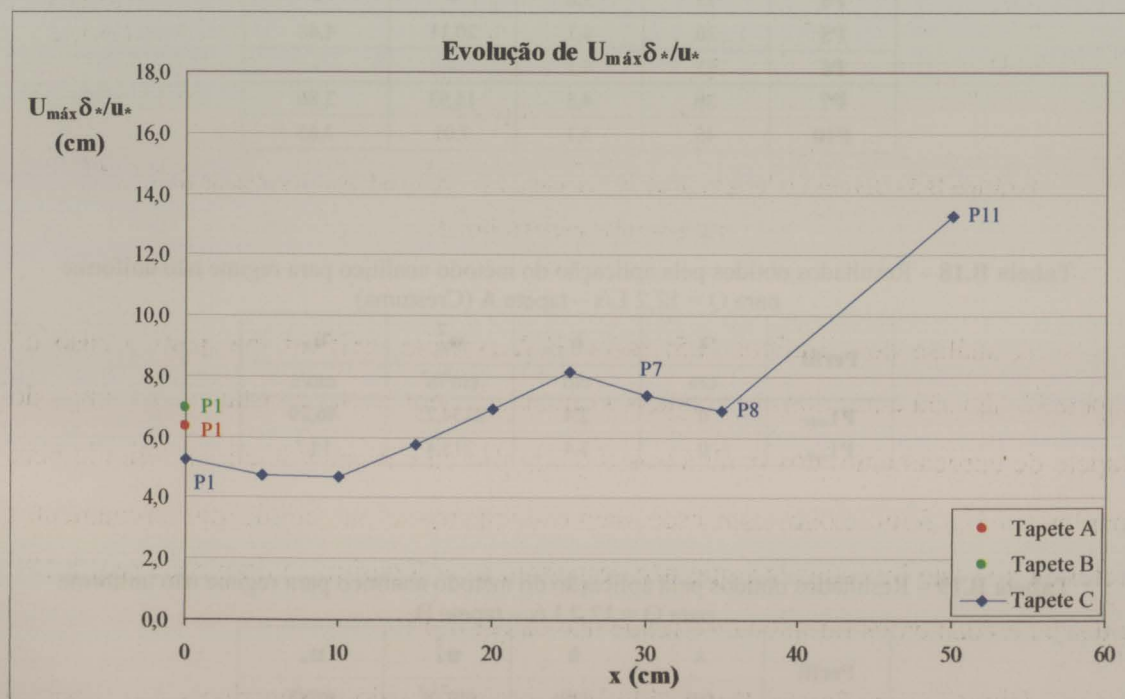


Gráfico B.7 – Evolução longitudinal do parâmetro de $U_{\max} \delta^*/u_*$

B.6 Método analítico para regime não uniforme

Tabela B.16 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme para $Q = 11,5$ L/s – abertura superior

Perfil	x	h	u_*^2	u_*
	cm	cm	cm^2/s^2	cm/s
P1	0	4,6	-	-
P2	5	5,1	16,59	4,07
P3	10	5,2	16,69	4,09
P4	15	5,2	16,59	4,07
P5	20	5,2	7,84	2,80
P6	25	5,2	7,93	2,82
P7	30	5,2	7,69	2,77
P10	45	5,3	7,84	2,80

Tabela B.17 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme para $Q = 11,5$ L/s – abertura inferior

Perfil	x	h	u_*^2	u_*
	cm	cm	cm^2/s^2	cm/s
P1	0	2,7	56,91	7,54
P2	5	3,5	-	-
P3	10	3,8	18,64	4,32
P4	15	3,8	-	-
P5	20	4,1	20,11	4,48
P6	25	4,1	-	-
P7	30	4,5	14,93	3,86
P10	45	5,1	7,01	2,65

Tabela B.18 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme para $Q = 12,2$ L/s – tapete A (Crestuma)

Perfil	x	h	u_*^2	u_*
	cm	cm	cm^2/s^2	cm/s
P1 _{máx}	0	2,4	2134,25	46,20
P1 _{mín}	0	2,4	215,4	14,7

Tabela B.19 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme para $Q = 12,2$ L/s – tapete B

Perfil	x	h	u_*^2	u_*
	cm	cm	cm^2/s^2	cm/s
P1	0	2,4	130,61	11,43

Tabela B.20 – Resultados obtidos pela aplicação do método analítico para regime não uniforme para $Q = 12,2 \text{ L/s}$ – tapete C

Perfil	x	h	u_*^2	u_*
	cm	cm	cm^2/s^2	cm/s
P1	0	2,4	173,36	13,17
P2	5	2,6	78,32	8,85
P3	10	3,0	164,60	12,83
P4	15	3,4	66,87	8,18
P5	20	3,6	18,10	4,25
P6	25	3,8	27,37	5,23
P7	30	4,0	19,99	4,47
P8	35	4,2	12,91	3,59
P11	50	4,6	192,73	13,88





FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

BIBLIOTECA



0000084090