U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DE UM CANAL MULTI-FUNÇÕES PARA ESCOAMENTOS EM SUPERFÍCIE LIVRE.

JÚLIO MIGUEL LOUREIRO REBELO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

_____

Orientador: Professora Doutora Elsa da Silva Carvalho

_____

Coorientador: Professor Doutor Paulo Rosa Santos

SETEMBRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2014/2015 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais e irmão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores, à Professora Doutora Elsa Maria da Silva Carvalho e ao Professor Doutor Paulo Jorge Rosa Santos, por toda a ajuda, paciência, tempo despendido e pelos conhecimentos transmitidos ao longo desta caminhada, e que, levarei o que aprendi para a minha vida profissional, porque sem dúvida são dois exemplos de profissionalismo e dedicação.

Um grande obrigado ao Doutor Rui Aleixo pela ajuda que me proporcionou durante a realização desta dissertação, pelos conselhos e dicas dadas, e por me fazer pensar nos assuntos de uma maneira diferente. Obrigado pela boa disposição, absolutamente contagiante!

Gostaria de agradecer aos meus pais e irmão toda a ajuda e sacríficos feitos por eles para que nunca me faltasse nada, e pelo apoio dado nas horas mais difíceis deste percurso, sem dúvidas que provavelmente nunca poderei retribuir por tudo!

Não poderia deixar uma palavra de agradecimento aos meus queridos amigo Pe. Duarte e Joana, por toda a ajuda, conselhos e por estarem sempre ao meu lado, principalmente nos momentos mais difíceis.

Um enorme obrigado à D. Esmeralda Miguel por todo o carinho e apoio que me proporcionou ao longo deste último semestre, um obrigado por ter estado ao meu lado nos momentos mais difíceis, pelas palavras de ânimo e pela preocupação demonstrada. Resta-me dizer, obrigado!

Não poderia deixar de agradecer ao Sr. Miguel Guerra e à Joana Monteiro por todo o apoio dado durante este projeto, nunca me negando apoio, fazendo tudo ao seu alcance para o sucesso deste projeto. Obrigado!

Resta-me agradecer a todas as pessoas que se cruzaram comigo ao longo desta caminhada, que duma maneira ou de outra, contribuíram para o meu crescimento, em especial aos meus amigos, Carlos, Hugo, Joana e Júlia. Obrigado!

RESUMO

A presente dissertação visou o estudo e o dimensionamento de um canal multifunções para o estudo de escoamentos em superfície livre. Assim, procurou-se analisar todos os aspetos associados a um canal laboratorial para estudos no domínio da mecânica dos fluidos, dimensionando-se cada órgão e acessório que o compõe, garantindo o seu funcionamento para as condições estudadas, respeitando-se critérios que se prendem com questões económicas, técnicas, didáticas e de implantação no Laboratório de Hidráulica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Neste sentido, em primeiro lugar, analisaram-se os conceitos teóricos associados a cada um dos temas que se pretende simular, nomeadamente, os escoamentos com superfície livre e fenómenos relacionados, o transporte de sedimentos em hidráulica fluvial, a rotura de barragens e os *tsunamis*. O trabalho de pesquisa incidiu, fundamentalmente, sobre artigos científicos, nos quais se descreviam instalações laboratoriais utilizadas no âmbito de teses de mestrado, teses de doutoramento e em trabalhos de investigação, realizados em várias universidades espalhadas pelo mundo. Este trabalho permitiu perceber quais as características dos canais utilizados e como foram simulados e estudados os fenómenos. Por fim, foi também realizada uma pesquisa de canais hidráulicos disponíveis no mercado, de modo a perceber que tipos de canais são fabricados e quais as suas caraterísticas.

O passo seguinte consistiu na análise e sintetização da informação recolhida no que diz respeito, quer aos canais presentes no mercado, quer aos canais existentes em instituições de ensino e investigação. Além disso, tendo por base os conceitos teóricos associados a cada um dos temas em estudo, foram realizados cálculos e simulações para os fenómenos mais relevantes, tendo em vista a definição das principais dimensões do canal. As condicionantes existentes implicaram, em alguns casos, a limitação das condições em que um dado fenómeno pode ser corretamente simulado na instalação laboratorial.

De seguida analisaram-se todos os órgãos e acessáorios necessários ao correto funcionamento do canal, isto é: o reservatório principal situado sob o canal; o reservatório de recolha do caudal escoado, colocado na extremidade de jusante do canal; a seleção da bomba hidráulica tendo em conta a altura manométrica e o caudal máximo a simular; a estrutura de suporte e o modo de variação da inclinação do canal; válvulas e outros acessórios.

Deste trabalho resultaram as peças desenhadas (plantas, perfis e cortes) que permitem a construção do canal multi-funções projetado. Por último, fizeram-se vários pedidos de orçamento, de modo a obter uma estimava realista do custo global deste equipamento, e foram criados guias práticos detalhados de modo a facilitar a sua utilização futura em atividades de investigação e de ensino.

Importa ainda acrescentar que o canal projetado poderá ser facilmente adaptado no futuro de modo a satisfazer necessidades específicas de alguns trabalhos de investigação, ou de forma a alargar ainda mais o seu campo de aplicação.

Palavras-chave: canal laboratorial, rotura de barragens, tsunamis, transporte de sedimentos, experiências laboratoriais, condições de simulação.

ABSTRACT

This dissertation aimed to study and design a multipurpose rectangular open-channel flume. Therefore, along this work, several topics associated to the design of a laboratorial channel for studies in the field of fluid mechanics were analysed. Each open-channel component was analysed in detail, ensuring its correct operation for the design conditions, and in compliance with economic, technical and didactic criteria, but also having in mind the future implementation in the Hydraulics Laboratory of the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP).

Therefore, firstly, it was studied the theoretical concepts associated to each subject to be considered, namely, free surface flows and several related phenomena, sediments transport in fluvial hydraulics, dam breaks and *tsunamis*. The research work focused essentially on scientific papers that described experimental facilities used in the scope of M.Sc. or Ph.D. theses and other research works carried out at several universities around the world. This work allowed realizing the key features of the channels used and how the phenomena were simulated and studied. Finally, a survey of the hydraulic channels available in the market was performed in order to know the standard channel types manufactured and their characteristics.

The next step consisted in analysing and synthesizing the information gathered with respect, either to the channels available on the market or existing channels in educational and research institutions. In addition, based on the theoretical concepts associated with each of the topics under study, several calculations and simulations were performed for the most relevant phenomena, aiming at defining the main dimensions of the multifunctional channel. Some existing constraints resulted, in some cases, in the limitation of the range of conditions that a given phenomenon can be correctly simulated in the laboratory facility.

Then, all the components required for the correct operation of the hydraulic channel were analysed one by one, *i.e.*, the main reservoir located under the channel; the end reservoir that receives the flow, placed in the channel downstream end; design of the hydraulic pump taking into account the total head and maximum flow rate; the supporting structure and mechanisms to change the channel slope; valves and other accessories.

A set of project drawings was produced that allow the construction of the multi-purpose channel. Finally, several budget requests were made in order to have a realistic estimation of the overall cost of this new equipment. In addition, several detailed practical guides were created to facilitate the use of this facility in research and teaching activities.

It should be added that the channel designed in the scope of this thesis can be easily adapted in the future to meet the specific needs of some research, or in order to further extend its field of application.

Keywords: flume, dam break, tsunami, sediment transport, laboratory experiments, simulation conditions.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS III

RESUMO V

ABSTRACT VII

1. ENQUADRAMENTO 1

1.1. CONTEXTO DE DISSERTAÇÃO 1

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 1

2. FENÓMENOS A ESTUDAR 3

2.1. ESCOAMENTOS RÁPIDOS E LENTOS 3

2.2. REGOLFO 8

2.2.1. CANAIS COM DECLIVE FRACO 9

2.2.2. CANAIS DE DECLIVE IGUAL AO CRÍTICO 10

2.2.3. CANAIS COM DECLIVE FORTE 11

2.2.4. CANAIS HORIZONTAIS 11

2.2.5. CANAIS COM INCLINAÇÃO NEGATIVA 12

2.3. RESSALTO HIDRÁULICO 13

2.3.1. CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÕES 13

2.3.2. CARACTERIZAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO 15

2.3.3. DIFERENÇA FORMAS DE SIMULAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO 21

2.3.3.1. RESSALTO PROVOCADO POR UM DESCARREGADOR DE SOLEIRA ESPESSA OU SOBRELEVAÇÃO 21

2.3.3.2. RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADO PELA MUDANÇA DE DECLIVE DO CANAL 22

2.3.3.3. RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADO PELO ALARGAMENTO OU ESTREITAMENTO DO CANAL 22

2.3.3.4. RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADO PELA PASSAGEM DO ESCOAMENTO POR UMA COMPORTA 23

2.4. DESCARREGADORES 24

2.4.1. DESCARREGADOR DE SOLEIRA NORMAL 27

2.4.2. DESCARREGADORES DE SOLEIRA DELGADA 30

2.4.3. DESCARREGADOR DE SOLEIRA ESPESSA 33

2.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS 34

2.6. ROTURA DE BARRAGENS 39

2.7. *TSUNAMIS* 42

3. ESTADO DA ARTE 49

3.1. INSTALAÇÕES UTILIZADAS EM UNIVERSIDADES 49

3.1.1. RESSALTO HIDRÁULICO 49

3.1.2. DESCARREGADORES 52

3.1.3. *TSUNAMIS* 55

3.1.4. ROTURA DE BARAGENS 59

3.1.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS 64

3.2. CANAIS EXISTENTES NO MERCADO 69

4. DIMENSIONAMENTO DO CANAL HIDRÁULICO 73

4.1. REGIMES DE ESCOAMENTO 74

4.2. CURVAS DE REGOLFO 77

4.3. RESSALTO HIDRÁULICO 81

4.3. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS 88

4.4. ROTURA DE BARRAGENS 90

4.5. *TSUNAMIS* 96

5. CARACTERÍSTICAS DO CANAL 101

5.1. ZONA DE ESTUDO DOS FENÓMENOS 101

5.2. ESTRUTURA METÁLICA 101

5.3. CONDUTAS DO SISTEMA DE RECIRCULAÇÃO 107

5.4. BOMBA HIDRÁULICA 108

5.5. VÁLVULAS 112

5.6. CAUDALÍMETRO 114

5.7. RESERVATÓRIOS DE ARMAZENAMENTO 115

5.8. RESERVATÓRIOS DE ENTRADA 117

5.9. RESERVATÓRIO DE SAÍDA 118

5.10. ACESSÓRIOS 119

6. DESCRIÇÃO DO CANAL. ORÇAMENTAÇÃO 123

6.1. DESCRIÇÃO DO CANAL 123

6.2. IMPLANTAÇÃO EM LABORATÓRIO 125

6.3. ORÇAMENTAÇÃO 126

7. CONCLUSÕES 129

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES 129

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 130

REFERÊNCIAS 131

ANEXOS 135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Perda de carga por metro (adaptado de Barbosa 1982). 6

Figura 2 - Variação da energia específica com a altura de água (Barbosa, 1982)..... 7

Figura 3 - Variação do caudal com altura de água (Barbosa, 1982) 7

Figura 4 - Configuração das curvas de regolfo para um canal de declive fraco (Barbosa, 1982)..... 10

Figura 5 - Configuração curvas de regolfo para canais de declive igual ao crítico (Barbosa, 1982). ... 10

Figura 6 - Configurações curvas de regolfo para canais com declive forte (Barbosa, 1982)..... 11

Figura 7 - Configuração das curvas de regolfo para canais horizontais (Barbosa, 1982). 12

Figura 8 - Configuração das curvas de regolfo para canais de inclinação negativa (Barbosa, 1982). .. 12

Figura 9 - Ressalto hidráulico (Barbosa, 1982)..... 13

Figura 10 - Ressalto hidráulico ondulado (Barbosa, 1982). 14

Figura 11 – Ressalto hidráulico ordinário (Barbosa, 1982). 14

Figura 12 - Ressalto afogado (adaptado de Nalluri e Featherstone, 2001)..... 15

Figura 13 - Perdas de energia em função das alturas conjugadas do ressalto (Barbosa, 1982). 17

Figura 14 - Comprimento do ressalto (Barbosa, 1982). 17

Figura 15 - Soleiras Venturi (Henriques *et al*, 2006). 20

Figura 16 - Soleira Parshall (Henriques *et al*, 2006). 21

Figura 17 - Ressalto a jusante provocado por uma soleira espessa ou sobrelevação (Barbosa, 1982). 21

Figura 18 - Ressalto a montante provocado por soleira espessa ou sobrelevação (Barbosa, 1982)..... 22

Figura 19 - Ressalto provocado pela mudança brusca do declive (Barbosa, 1982). 22

Figura 20 - Ressalto provocado por comporta em canal com declive forte (Barbosa, 1982) 23

Figura 21 - Ressalto provocado por comporta em canal com declive fraco (Barbosa, 1982)..... 23

Figura 22 - Ressalto afogado (Barbosa, 1982)..... 24

Figura 23 - Descarregador inserido numa barragem (Chadwick *et al* , 2013)..... 24

Figura 24 - Descarregador (Barbosa, 1985). 25

Figura 25 – Classificação segundo as formas dos descarregadores (Barbosa, 1982). 25

Figura 26 – Classificação da posição do descarregador (Barbosa, 1982). 26

Figura 27 - Descarregador de soleira normal (Barbosa, 1982). 26

Figura 28 - Descarregador de soleira espessa (Barbosa, 1982). 26

Figura 29 - Descarregador de soleira delgada (Barbosa, 1982)..... 27

Figura 30 - Configuração do descarregador de soleira normal W.E.S. 28

Figura 31 - Características da soleira W.E.S. 28

Figura 32 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento vertical. 29

Figura 33 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento de inclinação 1/3. 29

Figura 34 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento de inclinação 2/3. 29

Figura 35 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento de inclinação 3/3. 30

Figura 36 – Descarregador de soleira delgada (Chadwick *et al*, 2013). 30

Figura 37 - Descarregador de soleira delgada triangular (Chadwick *et al*, 2013). 32

Figura 38 - Secção transversal de descarregador de soleira delgada triangular (Chadwick *et al*, 2013). 32

Figura 39 - Descarregador de soleira espessa (Chadwick *et a*l, 2013). 33

Figura 40 - Forças atuantes sob a partícula (Cardoso, 1998), em que F_L representa a força normal, F_D a força de arrastamento, W o peso submerso da partícula e θ a inclinação do leito.. 35

Figura 41 - Ábaco de Shields. 36

Figura 42 - Formas de fundo (Cardoso e Cunha, 1998). 38

Figura 43 - Erosão localizada. 39

Figura 44 - Origem de *tsunamis* (van Nieuwkoop, 2007) 42

Figura 45 - Sistema DART (Darienzo, 2003)..... 43

Figura 46 - Perfil de velocidades para pequenas velocidades (Mota Oliveira, 2005). 44

Figura 47 - Perfil de velocidades para grandes profundidades (Mota Oliveira, 2005). 44

Figura 48 - Geração do *tsunami (Mota Oliveira, 2005).* 45

Figura 49 - Método escolhido para geração de *Tsunami (Heller e Spinneken, 2013).* 46

Figura 50 - Geração de onda através do deslizamento de uma massa 46

Figura 51 - Estrutura colocada no leito do canal para aumentar a rugosidade (Ali, 1991). 50

Figura 52 - Superfície turbulenta gerada no ressalto hidráulico (Chanson, 2009). 51

Figura 53 - Sonda de medição (Chanson, 2009). 51

Figura 54 - Esquema da instalação (Bagheri et al, 2014). 52

Figura 55 - Esboço do canal (3D) (Bagheri et al, 2014). 53

Figura 56 - Estrutura combinada: descarregador de soleira espessa e passagem hidráulica (A. Guven 2013). 53

Figura 57 - Instalação utilizada (Guven *et al*, 2013). 54

Figura 58 - Geometria dos obstáculos (Gonzalez e Chanson, 2007) 54

Figura 59 - Passagem reservatório-canal em planta (Gonzalez e Chanson, 2007) 55

Figura 60 - Instalação e modo de geração da onda utilizados (Hubert Chanson; Shin-ichi Aoki, 2003). 55

Figura 61 - Corpo rígido gerador da onda (Enet e Grilli, 2007). 56

Figura 62 - Esquema do plano de deslizamento (Enet e Grilli, 2007). 56

Figura 63 - Sondas colocadas no interior do canal (Enet e Grilli, 2007). 57

Figura 64 – Instalação experimental utilizada. Pontos onde foram medidas as alturas de água (Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani, 2008). 58

Figura 65 - Geometria dos corpos utilizados na geração das ondas (mm) (Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani, 2008). 58

Figura 66 - Deslizamento do bloco (Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani, 2008). 58

Figura 67 - Instalação utilizada no ensaio (Inman e Bowen, 1962). 59

Figura 68 - Instalação: alçado (superior) e planta (inferior). As unidade estão expressas em cm. 60

Figura 69 - Imagem obtida (a)); Imagem processada (b)). 60

Figura 70 – Representação em esquema da instalação utilizada (LaRocque, Imran e Chaudhry, 2012). 61

Figura 71 - Instalação utilizada (Aureli et al., 2008). 62

Figura 72 - Representação do 3º tipo de rugosidade considerado (Dressler, 1954). 63

Figura 73 - Configurações iniciais dos diferentes casos de rotura de barragens configurados: (Spinewine e Zech, 2007) 63

Figura 74 - Instalação. Pontos de colocação das câmaras (Spinewine e Zech, 2007). 64

Figura 75 - Vista geral do canal (Williams, 1970). 65

Figura 76 - Caixa de recolha de sedimentos (Williams, 1970). 65

Figura 77 - Esquema da instalação (Brito *et al,* 2011). 66

Figura 78 - Reservatório superior (Brito *et al*, 2011). 67

Figura 79 – Macrorugosidades (Brito *et al,* 2011). 67

Figura 80 - Modelo S6MKII da Armfield [1]. 69

Figura 81 - Modelo FGC00/7 da Edibon [2]. 69

Figura 82 – Modelo G.U.N.t. HM 163 [3]. 70

Figura 83 - Variação da inclinação crítica com o caudal escoado. 75

Figura 84 - Variação da altura crítica com o caudal escoado. 75

Figura 85 - Variação das alturas normais do escoamento com a inclinação do canal. 76

Figura 86 – Exemplo de uma curva de regolfo tipo I_1 para Q=20 L/s, i=0.2% e H=0.05 m. 78

Figura 87 – Exemplo de uma curva de regolfo do tipo I_2 para Q=30 L/s e i=0.3%. 79

Figura 88 - Exemplo curva regolfo tipo S3. 81

Figura 89 - Ressalto induzido. 86

Figura 90 - Transporte sólido por arrastamento (Q=1 L/s) 88

Figura 91 - Transporte sólido por arrastamento (Q=2L/s). 89

Figura 92 - Transporte por arrastamento (Q=5L/s). 89

Figura 93 - Estado repouso (t=0 s) para o caso em que a albufeira tem 0.4 m. 90

Figura 94 - Evolução da onda de cheia para os diferentes instantes de tempo para uma albufeira com 0.4 m. 91

Figura 95 - Onda de cheia no instante de tempo em que se deixa de considerar o fenómeno rotura de barragens para uma albufeira com 0.4 m. 91

Figura 96 - Estado de repouso (t=0 s) para uma albufeira de 0.3 m. 92

Figura 97 - Evolução da onda de cheia em diferentes instantes de tempo para uma albufeira com 0.3 m. 92

Figura 98 – Onda de cheia no instante de tempo em que o fenómeno deixa de se considerar como rotura de barragem para uma altura inicial de albufeira de 0.3 m. 93

Figura 99 - Estado de repouso para uma albufeira de 6 m de comprimento e 0.4 m de altura. 94

Figura 100 - Evolução da onde de cheia para diferentes instantes de tempo, para uma albufeira de 6 m de comprimento e 0.4 m de altura. 94

Figura 101 – Onda de cheia para o instante de tempo em que o fenómeno se deixa de considerar rotura de barragens para a altura inicial da albufeira de 0.4 m. 95

Figura 102 - Evolução da onda de cheia em diferentes intervalos de tempo com albufeira com 5 m de comprimento e inclinação do fundo de 1%. 95

Figura 103 - Instante final da onda de cheia para albufeira com 5 m de comprimento e inclinação do fundo do 96

Figura 104 - Variação da altura de onda gerada em função da variação do ângulo da rampa de deslizamento. 97

Figura 105 - Altura da onda gerada para diferentes alturas de água em repouso, com o objeto a deslizar por uma rampa inclinada 10º. 98

Figura 106 - Altura de onda para diferentes alturas de água em repouso com o objeto a deslizar por uma rampa inclinada 60º. 98

Figura 107 - Período das ondas geradas. 99

Figura 108 - Variação do valor do espraiamento para diferentes alturas de água no canal em repouso. 100

Figura 109 - Esquema de cálculo real. 102

Figura 110 - Esquema de cálculo adotado. 102

Figura 111 - Diagrama de momentos 102

Figura 112 - Momento de cálculo..... 104

Figura 113 - Estrutura metálica. 105

Figura 114 - Esquema de cálculo do suporte dos vidros. 106

Figura 115 - Rotação máxima. 106

Figura 116 - Esquema cálculo da segurança do vidro. 106

Figura 117 - Curva característica da instalação. 111

Figura 118 - Curvas características da bomba (Curva azul- 174rpm e curva verde-153rpm).. 111

Figura 119 - Pontos de funcionamento. 112

Figura 120 - Corte da válvula de corte. 112

Figura 121 - Tamanho da válvula de corte. 113

Figura 122 - Corte da válvula de retenção. 113

Figura 123 - Tamanho da válvula de retenção. 113

Figura 124 - Constituição do caudalímetro (Henriques, 2006). 114

Figura 125 - Comprimento reto da conduta (Henriques, 2006). 115

Figura 126 - Caudalímetro MAGX2 [4]. 115

Figura 127 - Reservatório de entrada (1º opção). 117

Figura 128 - Reservatório de entrada (opção2). 118

Figura 129 - Dimensões do reservatório de saída. 119

Figura 130 - Colocação da rede para a recolha de sedimentos. 119

Figura 131 - Sistema de levantamento da comporta. 120

Figura 132 - Calha móvel para a colocação do descarregador de soleira delgada. 120

Figura 133 - Calha incorporada na estrutura de suporte..... 121

Figura 134 - Alçado do canal. 123

Figura 135 - Alçado co canal, (opção 1 do reservatório de entrada)..... 124

Figura 136 - Alçado do canal (opção 2 do reservatório de entrada). 125

Figura 137 - Corte do canal (opção1)..... 125

Figura 138 - Implantação do canal no laboratório da FEUP. 126

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Características dos regimes 8

Tabela 2 – Curvas de regolfo em canais de declive fraco. 9

Tabela 3 – Curvas de regolfo em canais de declive forte. 11

Tabela 4 - Síntese de propostas para o cálculo do comprimento do ressalto. 18

Tabela 5- Propostas para o cálculo das amplitudes das ondas. 47

Tabela 6 - Dimensões dos canais utilizados nos artigos estudados. 68

Tabela 7 - Síntese dos modelos de canais existentes nos mercados. 71

Tabela 8 - Inclinações e alturas críticas 74

Tabela 9- Alturas normais do escoamento. 76

Tabela 10 – Carga hidráulica sobre o descarregador. 77

Tabela 11- Comprimentos das curvas de regolfo - Tipo I_1. 78

Tabela 12 - Comprimentos curva de regolfo- Tipo I_2. 79

Tabela 13 - Comprimento regolfo - Regime rápido 80

Tabela 14 - Alturas conjugadas dos ressaltos hidráulicos- canal de declive forte. 82

Tabela 15 - Comprimentos dos ressaltos hidráulicos e das curvas de regolfo associadas- canais de declive forte. 83

Tabela 16 - Alturas conjugadas dos ressaltos hidráulicos- canais de declive fraco. 84

Tabela 17 - Comprimentos do ressalto – Canais de declive fraco. 85

Tabela 18 - Ressalto Fr=3.0. 86

Tabela 19 - Ressalto com Fr=4.0. 87

Tabela 20 - Coeficientes de perda de carga localizadas (Lencastre, 1972). 108

Tabela 21 - Perdas de carga localizadas em função do caudal. 109

Tabela 22 - Perdas de carga contínuas..... 110

Tabela 23 - Alturas manométricas. 110

Tabela 24 - Dimensões dos reservatórios. 116

Tabela 25 - Dimensões dos reservatórios 116

Tabela 26 - Orçamento 127

NOMENCLATURA

Latinas Maiúsculas

B	*comprimento do objeto*
C_d	*coeficiente de descarga*
C_0	*celeridade da onda*
D	*diâmetro da partícula*
D_i	*altura conjugada do ressalto*
E	*energia específica do escoamento*
Fr	*número de Froude*
H	*carga hidráulica*
H_0	*carga hidráulica de projeto, altura de onda ao largo*
H_{max}	*altura máxima da onda*
J	*perda de carga unitária*
K_s	*coeficiente de Manning-Strickler*
L	*comprimento, comprimento de onda*
M	*quantidade de movimento*
Q	*caudal escoado*
R	*raio propagação*
R_h	*raio hidráulico, espraiamento máximo*
R_0	*distância à fonte*
S	*secção*
S_n	*área molhada*
T	*período, espessura do objeto*
T_1	*período da onda inicial*
U	*velocidade média do escoamento*
X	*coordenada horizontal da soleira W.E.S.*
X_{cr}	*parâmetro adimensional de Shields*
Y	*coordenada vertical da soleira W.E.S.*
Y_{cr}	*parâmetro adimensional de Shields*
ΔE	*perda de energia*
ΔH	*perda de carga*

Latinas minúsculas

b	*largura do canal, largura da secção contraída*
e	*altura de elevação da soleira, constante em função da inclinação do paramento (W.E.S.)*
g	*aceleração gravítica*
h	*altura de água num ponto, altura da onda*
h_0	*altura de água em repouso*
h_1	*altura do escoamento a montante, altura de água na secção de controlo*
i	*inclinação do leito*
k	*parâmetro característico da caleira, número de ondas*
s	*relação de submersão*
n	*constante em função do inclinação do paramento (W.E.S.), nível da água em relação ao nível médio de repouso*
u	*velocidade, velocidade de colisão*
y	*altura de água*
y_{cri}	*altura crítica*
y_n	*altura normal do escoamento*
y^*_1	*altura conjugada 1*
y^*_2	*altura conjugada 2*
u_{cri}	*velocidade crítica*
z	*carga topográfica*

Carateres Gregos

α	*coeficiente de Coriolis*
β	*angulo do talude onde se dá o espraiamento*
ζ_{cri}	*tensão crítica*
λ	*coeficiente de resistência*
θ	*inclinação do canal, ângulo da rampa de deslizamento, ângulo do descarregador de soleira delgada triangular*
γ_s	*peso específico do material*
γ	*peso específico da água*
v	*viscosidade cinemática, velocidade local do escoamento*

1
ENQUADRAMENTO

1.1. CONTEXTO DE DISSERTAÇÃO

O presente trabalho surgiu da necessidade de construir um novo canal hidráulico para o estudo de escoamentos em superfície livre no laboratório de hidráulica da FEUP, tendo em vista a sua utilização em projetos de investigação no âmbito de teses de mestrado e de doutoramento, em investigações externas à FEUP, bem como em aulas laboratoriais ligadas às unidades curriculares da área de hidráulica, recursos hídricos e ambiente.

Pretendeu-se a conceção e dimensionamento de um canal de baixo custo, onde seja possível estudar vários temas designadamente, escoamentos rápidos e lentos, regolfos e ressaltos hidráulicos, transporte de sedimentos, descarregadores, rotura de barragens e *tsunamis*.

O trabalho iniciou-se com uma pesquisa de canais hidráulicos existentes no mercado, onde fosse possível realizar trabalhos sobre cada tema em separado ou em conjunto. Pesquisaram-se ainda artigos nestas áreas, analisando-se o que se estudou, em que condições se realizaram os ensaios e a instalação utilizada, juntamente com os seus acessórios.

Seguiu-se o pré-dimensionamento do canal hidráulico, no que respeita às dimensões principais do canal, da bomba hidráulica a ser utilizada na recirculação do caudal, as dimensões dos reservatórios utilizado no armazenamento da água. Após este trabalho foi necessário definir o modo como serão simulados os diferentes fenómenos.

No seguimento do trabalho foram elaborados os desenhos do canal que serão utilizados posteriormente na sua construção e foram pedidos orçamentos para a construção do canal.

Este trabalho termina com a realização de guias de utilização do canal para cada fenómeno, para facilitar o seu manuseamento por parte dos utilizadores.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos e 3 anexos. Neste primeiro capítulo se faz-se uma contextualização do projeto do canal em estudo e é apresentada a estruturação do documento.

No segundo capítulo apresentam-se os aspetos teóricos gerais de cada tema a estudar, nomeadamente: regimes de escoamento, escoamentos gradual e rapidamente variados, descarregadores, transporte de sedimentos, rotura de barragens e *tsunamis*.

No terceiro capítulo realizou-se um levantamento do estado de arte, analisando-se distintos artigos relacionados com os vários temas, e dando-se especial atenção às suas características físicas, isto é, o

comprimento, largura e altura da zona de estudo, as inclinações máximas e mínimas possíveis e juntamente com o modo como a variação da inclinação se concretiza. Teve-se ainda em atenção a gama de caudais, encontrando-se uma relação entre a gama de caudais e as dimensões do canal. Por fim, analisaram-se os métodos utilizados para a simulação do fenómeno em cada estudo.

No quarto capítulo fez-se o dimensionamento do canal, analisando cada fenómeno de forma isolada, e retirando-se conclusões sobre a viabilidade da sua simulação e estudo, isto é, em cada um dos temas foram analisadas condições realistas de ensaio para, através dos seus resultados perceber em que condições o fenómeno se torna possível de estudar.

No quinto capítulo expôs-se uma descrição e justificação de algumas das opções tomadas na definição dos elementos que compõem o canal, como por exemplo os materiais e dimensões que definem a secção de estudo do canal, bem como a zona de estabilização do escoamento, as dimensões dos reservatórios de entrada, armazenamento e saída, o dimensionamento da bomba e das condutas, a escolha das válvulas e do caudalímetro e a descrição dos acessórios necessários.

No capítulo sexto descreve-se o canal hidráulico ao nível dos órgãos que o compõem e os seus acessórios, estuda-se um possível local para a implantação do equipamento no laboratório de hidráulica e recursos hídricos da FEUP e apresenta-se uma estimativa da orçamentação do projeto.

Por fim, no sétimo capítulo as conclusões principais do trabalho e os trabalhos futuros a desenvolver são apresentados.

2
FENÓMENOS A ESTUDAR

A necessidade de compreender os fenómenos a simular no canal multi-funções em estudo, e as variáveis a ele associadas, para a realização de um pré-dimensionamento do canal, mediante a simulação de cada um dos fenómenos levaram à realização deste capítulo. Nesta perspetiva, fez-se um levantamento da informação disponível em livros publicados no âmbito da mecânica de fluidos, complementando-se esta pesquisa com artigos científicos publicados por diferentes autores no estudo dos variados temas, nomeadamente, escoamentos rápidos e lentos, regolfos, ressalto hidráulicos, descarregadores, transporte de sedimentos, rotura de barragens e *tsunamis.*

2.1. ESCOAMENTOS RÁPIDOS E LENTOS

Os escoamentos com superfície livre ocorrem em canais naturais ou artificiais, caracterizando-se pela presença de uma interface entre a superfície do líquido e a atmosfera (Nalluri e Featherstone, 2001).

Um escoamento diz-se permanente uniforme quando o caudal e a secção são constantes, podendo-se concluir que, para uma secção constante o perfil da superfície livre é paralelo ao perfil do leito e à linha de energia, condição válida para canais prismáticos ou cilíndricos (cuja secção é constante ao longo do trecho e o talvegue é retilíneo) de características constantes ao longo da sua geratriz. (Barbosa, 1982). Tendo em conta as condições apresentadas é possível admitir:

$$U = \frac{Q}{S} \tag{1}$$

onde U representa a velocidade média do escoamento, Q o caudal e S a área da secção transversal.

A energia do escoamento por unidade peso do líquido ou carga hidráulica (H) é dada em função da cota topográfica (z), da profundidade da altura de água na secção em estudo (y), da velocidade média do escoamento (U), da inclinação do talvegue (θ), da aceleração gravítica (g) e do coeficiente de Coriolis (α) (Barbosa, 1982).

$$H = z + y.\cos(\theta) + \frac{\alpha.U^2}{2g} \tag{2}$$

onde o coeficiente de Coriolis é dado pela equação (3), em que *S* representa a área da secção transversal e v a velocidade local do escoamento (Barbosa, 1982).

$$\alpha = \frac{1}{S.U^3}\int_0^A v^3 dS \tag{3}$$

Os escoamentos com superfície livre podem ser caracterizados em função de um fator cinético, denominado número de Froude, representando a razão entre a energia cinética e a energia potencial do escoamento (Lencastre, 1972). Neste tipo de escoamento o número de Froude é obtido aplicando a equação (4).

$$Fr = \frac{U^2}{g.y} \tag{4}$$

É comum a utilização do número de Froude para a definição do regime de escoamento: um escoamento com um número de Froude inferior à unidade classifica-se como lento ou fluvial, enquanto, para valores de superior à unidade o escoamento diz-se rápido ou torrencial. Por fim, quando Froude é igual à unidade o regime diz-se crítico. (Lencastre 1972)

Importa agora fazer uma análise mais aprofundada do regime uniforme ao nível das perdas de energia, alturas de escoamento e energia específica. As perdas de energia por unidade de comprimento podem ser calculadas através de diferentes formulações, das quais se destaca a fórmula de Chézy e a fórmula de Manning-Stricker.

A formulação de Chézy deriva da expressão geral das fórmulas de resistência (equação (5)),

$$U = \sqrt{\frac{8.g}{\lambda}}.\sqrt{R_H.\frac{\Delta H}{L}} \tag{5}$$

em que λ é o coeficiente de resistência, ΔH a perda de energia, *L* o comprimento, *g* a aceleração gravítica, R_H o raio hidráulico e *U* a velocidade. O parâmetro λ é função do número de Froude e de Reynolds, bem como dos parâmetros de rugosidade dos materiais, cuja sua expressão variará em função do tipo de escoamento e das características do canal. Referindo o coeficiente *C* por:

$$C = \sqrt{\frac{8.g}{\lambda}} \tag{6}$$

E assim pode reescrever-se a equação (5) como sendo:

$$U = C.\sqrt{R_H.\frac{\Delta H}{L}} \tag{7}$$

$$U = C.\sqrt{R_H.J} \tag{8}$$

A equação (8) define a velocidade em função da do raio hidráulico (R_h), da perda de carga por unidade de comprimento (J) e do coeficiente C. O coeficiente C pode ser determinado mediante a aplicação das expressões de Bazin ou de Kutter.

Bazin apresenta o cálculo de C através da aplicação da equação (9) (Barbosa, 1982).

$$C = \frac{87.\sqrt{R_H}}{C_B + \sqrt{R_H}} \tag{9}$$

Por outro lado Kutter apresenta outra formulação para o cálculo da mesma grandeza, sendo este obtido pela aplicação da equação (10) (Barbosa, 1982).

$$C = \frac{100.\sqrt{R_H}}{C_R + \sqrt{R_H}} \tag{10}$$

Analisando as equações (9) e (10) percebe-se que ambas as formulações estão dependentes de coeficientes C_b e C_r, ambos em função da rugosidade, cujos seus valores estão tabelados.

O cálculo do caudal pela formulação proposta por Chézy é dada por (Barbosa, 1982):

$$Q = C.S.\sqrt{R_H.J} \tag{11}$$

Por outro lado, Mannig-Stricker apresenta uma formulação alternativa para o cálculo da perda de energia por unidade de comprimento, J, para escoamentos com superfície livre (Barbosa, 1982):

$$Q = K_s.S_n.R_H^{\frac{2}{3}}.\sqrt{\mathrm{J}} \tag{12}$$

onde Q representa o caudal na secção, K_S o coeficiente de rugosidade (vulgarmente designado coeficiente de Manning-Stricker), S_n a área da secção molhada ou área do escoamento, R_H o raio hidráulico e θ a inclinação.

Sabendo que no regime uniforme a energia específica é constante, pode assumir-se que:

$$J = \sin\theta \approx \tan\theta \approx i \tag{13}$$

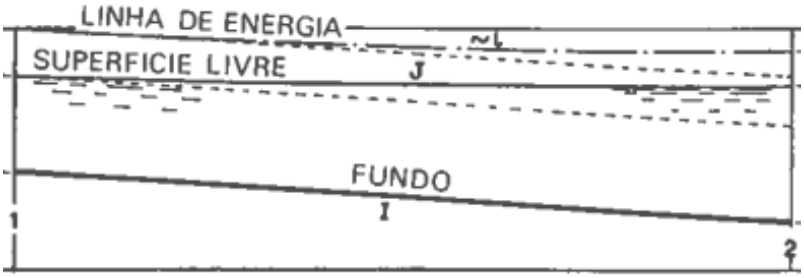


Figura 1 - Perda de carga por metro (adaptado de Barbosa 1982).

Podendo reescrever-se a equação (12) como sendo:

$$J = \frac{Q^2}{{K_s}^2.{S_n}^2.{R_H}^{4/3}} \tag{14}$$

A altura de água de um escoamento em regime uniforme, altura normal, corresponde à profundidade de água que um caudal se escoa num canal retangular com secção geométrica, inclinação e rugosidade conhecidas. Pode ser calculada aplicando a equação (15), onde todos os parâmetros são conhecidos, e os parâmetros geométricos, S_n e R_n, podem ser escritos como função da altura normal y_n.

$$Q = K_s.(b.y_n).\left(\frac{b.y_n}{b+2.y_n}\right)^{\frac{2}{3}}.i^{1/2} \tag{15}$$

Surge então a necessidade de introduzir o conceito de energia específica, que corresponde à energia do escoamento por unidade de peso de líquido, referida ao talvegue do canal. A sua expressão geral (16) pode ser obtida a partir da equação de Bernoulli, adotada a distribuição de pressões não hidrostáticas, subtraindo à energia total por unidade de peso a energia potencial de posição (Barbosa, 1982).

$$E = \beta.\cos\theta.y + \frac{\alpha.U^2}{2.g} \tag{16}$$

Uma noção necessária para compreender os conceitos de escoamento rápido e lento, é o conceito de energia específica mínima, que consiste na mínima energia capaz de transportar o caudal *Q*, sendo que a essa energia mínima está associada uma altura crítica (Lencastre, 1972).

Desenhando a curva da variação de energia específica com a altura de água, rapidamente se depreende que o ponto correspondente à energia específica mínima divide a curva em dois ramos, e a cada um desses ramos está associado um regime de escoamento: o rápido ou o lento. Analisando a Figura 2

percebe-se que, para a mesma energia de escoamento, é possível ter duas alturas de água, uma correspondente ao regime lento e a outra correspondente ao regime rápido.

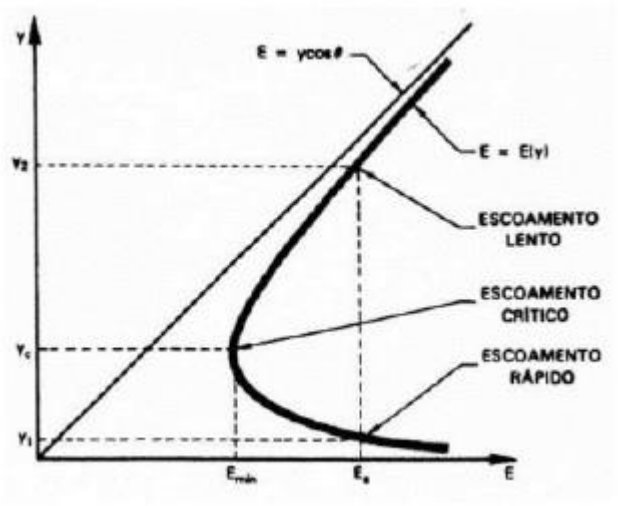


Figura 2 - Variação da energia específica com a altura de água (Barbosa, 1982).

De modo análogo, desenhando a curva da variação do caudal com a altura de água, percebe-se que ao mesmo caudal estão associadas duas alturas de água diferentes (Figura 3), correspondentes à profundidade do escoamento para regimes rápido e lento. É possível perceber, pela curva desenhada, que há apenas uma altura de água associada ao caudal máximo, altura essa, denominada de altura crítica do escoamento.

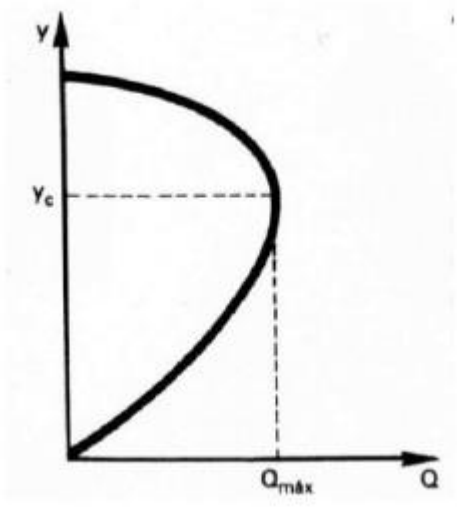


Figura 3 - Variação do caudal com altura de água (Barbosa, 1982)

Tem-se então, que o regime crítico está associado ao escoamento capaz de transportar um caudal Q_{max} com o mínimo de energia possível, e a este escoamento está associada uma altura crítica.

Em resumo, pode dizer-se que o regime uniforme lento se dá quando a inclinação do canal é inferior à crítica, o que se traduz numa altura de água para o escoamento superior à crítica. O regime rápido dá-se quando a inclinação do canal é superior à crítica, levando a alturas normais dos escoamentos inferiores à crítica. Por fim, o regime crítico corresponde ao escoamento com a mínima energia para escoar o caudal no canal, e esse regime está associado uma altura crítica e uma inclinação crítica. A Tabela 1 apresenta as características dos escoamentos em regime uniforme em canais.

Tabela 1 - Características dos regimes

Tipos de regime uniforme	Alturas de água	Declive do canal
Regime lento	$y_n > y_c$	$i < i_c$
Regime crítico	$y_n = y_c$	$i = i_c$
Regime rápido	$y_n < y_c$	$i > i_c$

Derivando a equação (16) e igualando a zero obtém-se equação (17), que permite determinar a altura crítica do escoamento.

$$\frac{dE}{dy} = cos(\theta) - \frac{\alpha . Q^2}{g . S^3} . \frac{dS}{dy} = 0 \tag{17}$$

Substituindo $\frac{dS}{dy}$ pela largura superficial, *b*, do escoamento obtém-se:

$$cos(\theta) = \frac{\alpha . b . Q^2}{g . S^3} \tag{18}$$

Simplificando a equação (18), pode obter-se a equação (19), escrevendo os parâmetros geométricos em função da altura de água encontra-se a altura crítica do escoamento.

$$\frac{\alpha . Q^2}{g . \cos(\theta)} = \frac{(b . y_{cri})^3}{b} \tag{19}$$

2.2. REGOLFO

O regime diz-se permanente gradualmente variado quando a profundidade da água varia gradualmente ao longo do canal, sendo legítimo admitir que as linhas da corrente permanecem praticamente paralelas, e, portanto, que a distribuição de pressões é hidrostática seja qual for a secção transversal do canal (Barbosa, 1982).

Na literatura é habitualmente aceite que a perda de energia por unidade de comprimento (*J*), numa secção onde se verifica o regime gradualmente variado, é a mesma que se verificaria num regime uniforme tangente, ou seja, num escoamento uniforme fictício correspondente ao escoamento do mesmo caudal num canal prismático é igual à secção em causa (Barbosa, 1982).

O interesse do estudo deste regime de escoamento prende-se com a necessidade de conhecer o perfil longitudinal da superfície livre da água, que geralmente se designa por curva de regolfo. Assim, o estudo das curvas de regolfo em canais prismáticos com caudal constante pode ser feito através da equação diferencial apresentada em (20), que representa a variação da altura da água com o percurso, em função do declive, da perda de energia, por unidade de comprimento e do número de Froude.

$$\frac{dy}{ds} = \frac{sin(\theta) - J}{(1 - Fr).\cos(\theta)} \tag{20}$$

Novais Barbosa (1982) definiu a equação (21) para o cálculo do número de Froude.

$$Fr = \frac{\alpha.Q^2}{g.S^2.y_n.cos(\theta)} \tag{21}$$

Aplicando a equação (20) é possível obter as diferentes configurações das curvas de regolfo, contudo, é necessário, desde já, salvaguardar o facto dessas diferentes configurações estarem dependentes dos declives do canal, podendo estes ser negativos, nulos e positivos, sendo que estes últimos, por sua vez, poderem ainda dividir-se em pendente fraca, crítica e forte. Uma vez definidas todas as grandezas necessárias, é possível caracterizar as possíveis configurações das curvas de regolfo.

2.2.1. CANAIS COM DECLIVE FRACO

Um canal diz-se de declive fraco quando a sua inclinação é inferior à crítica. Nesta situação poderão então surgir as três configurações de curvas de regolfo que se vão apresentar na Tabela 2, cujas suas representações gráficas se apresentam na Figura 4.

Tabela 2 – Curvas de regolfo em canais de declive fraco.

y	$(1 - Fr)\cos(\theta)$	$\sin(\theta) - J$	$\frac{dy}{ds}$	Curva de regolfo
$y \geq y_n$	Positivo	Positivo	Positivo	I_1
$y_c \leq y \leq y_n$	Positivo	Negativo	Negativo	I_2
$y \leq y_c$	Negativo	Negativo	Positivo	I_3

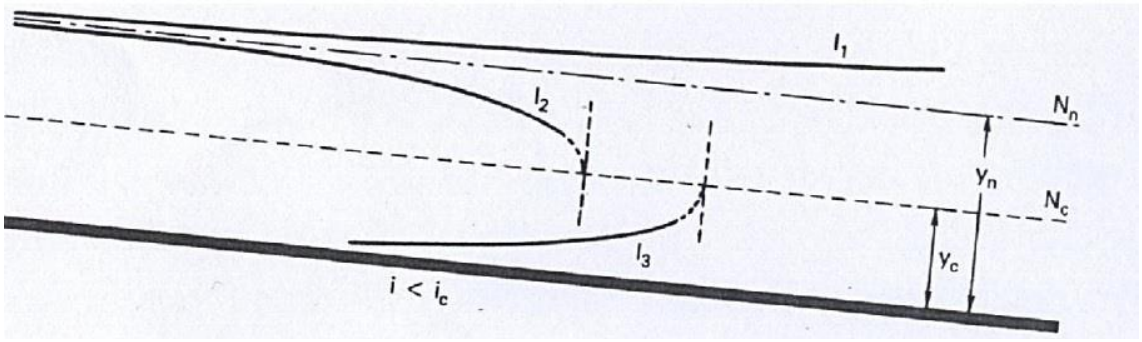


Figura 4 - Configuração das curvas de regolfo para um canal de declive fraco (Barbosa, 1982)

Assim, num canal prismático de declive fraco, para caudal constante, poderão ocorrer três curvas de regolfo distintas, geralmente designadas por curvas I_1, I_2 e I_3 (Barbosa, 1982).

A curva I_1 é uma curva de regolfo de elevação, pelo que a altura de água aumenta com o aumento da coordenada *s*. Esta curva tende para o nível normal a montante e a jusante tende para a horizontal dado que a altura de água tende para infinito e, por consequência, o número de Froude e a perda de energia por unidade de comprimento tendem para zero, o que pela equação (20) se traduz numa assimptota horizontal.

A curva I_2 é normalmente designada por curva de regolfo de abaixamento. Esta curva tende a aproximar-se do talvegue a jusante, dado que $dy/ds < 0$, ou seja, a curva tende para a o nível crítico, e a montante a altura tende a aproximar-se da altura normal do escoamento.

Por fim, a curva I_3 caracteriza-se pelo aumento da sua altura de água com o aumento da coordenada *s*, tendendo para a altura crítica.

2.2.2. CANAIS DE DECLIVE IGUAL AO CRÍTICO

Nos canais com a inclinação igual à crítica, Figura 5, dada a coincidência entre a altura normal e a altura crítica, podem ocorrer apenas duas configurações distintas para as curvas de regolfo, uma quando a altura da água correspondente ao regime é superior à crítica e a outra quando é inferior à crítica. As curvas C_1 e C_3 caracterizam-se por um aumento da profundidade da água com o aumento de *s*, sendo que a curva C_1 parte da altura crítica e sofre um aumento, onde, ao passo que a curva C_3 atinge a altura máxima com valores próximos do crítico e da altura normal (dado que nesta situação os dois valores, isto é, a altura crítica e a altura normal coincidem).

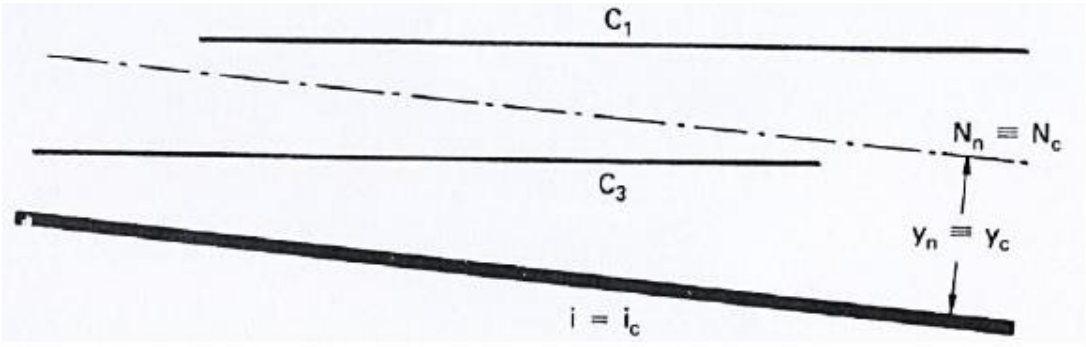


Figura 5 - Configuração curvas de regolfo para canais de declive igual ao crítico (Barbosa, 1982).

2.2.3. CANAIS COM DECLIVE FORTE

Designam-se por canais com inclinação forte aqueles que apresentam uma inclinação superior à crítica. Nesta situação podem surgir três configurações (Figura 6) possíveis para as curvas de regolfo, cujas características estão resumidas na Tabela 3.

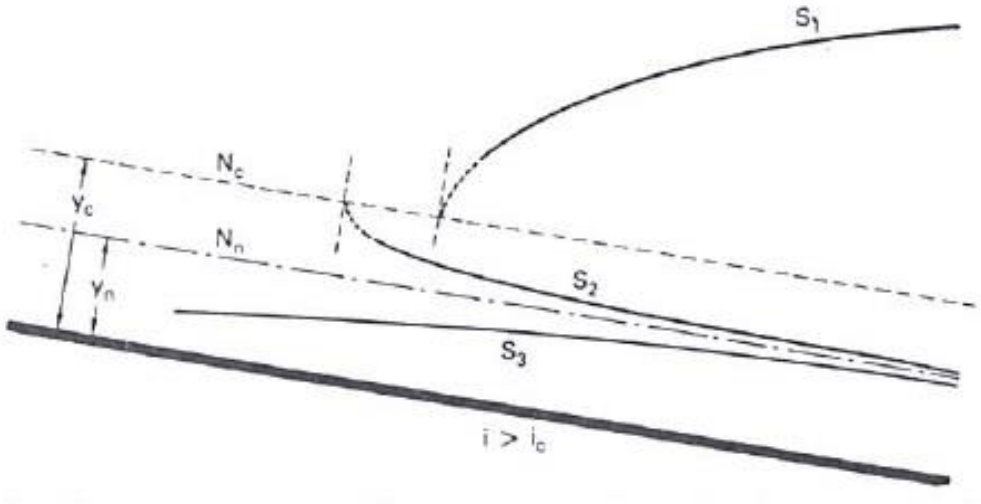


Figura 6 - Configurações curvas de regolfo para canais com declive forte (Barbosa, 1982)

Tabela 3 – Curvas de regolfo em canais de declive forte.

y	$(1-Fr)\cos(\theta)$	$\sin(\theta)-J$	$\frac{dy}{ds}$	Curva de regolfo
$y \geq y_c$	Positivo	Positivo	Positivo	S_1
$y_n \leq y \leq y_c$	Negativo	Positivo	Negativo	S_2
$y \leq y_n$	Negativo	Negativo	Positivo	S_3

A curva *S1* assume um aumento das alturas de água de montante para jusante, tendendo de uma altura próxima da normal até uma profundidade de água superior a esta. Por sua vez, a configuração *S2* apresenta um decréscimo da profundidade de água, compreendido desde a altura crítica do escoamento até à altura normal. A configuração *S3* apresenta uma variação da altura de água para um valor inferior à altura normal, tendendo para a altura normal do escoamento.

2.2.4. CANAIS HORIZONTAIS

Dado o canal não ter inclinação, a equação (20) passa a apresentar a seguinte forma:

$$\frac{dy}{ds} = \frac{-J}{(1-Fr)} \tag{22}$$

Analisando a equação (22), pelo facto da perda da energia por unidade de comprimento ser sempre positiva, o quociente dy/ds é positivo ou negativo, consoante o valor de Froude seja maior ou menor à unidade.

Em canais horizontais não é possível definir a altura normal, pelo que vão existir apenas duas configurações de curvas de regolfo que se formam quando a altura de água no canal é maior ou menor à altura crítica. Em Barbosa (1982), definiu-se a configuração H_2 quando a altura da água é superior à crítica, havendo um decrescimento sucessivo das alturas de água até à altura crítica. A curva H_3 dá-se para um aumento das alturas de água desde profundidades de água inferiores à crítica até à altura crítica.

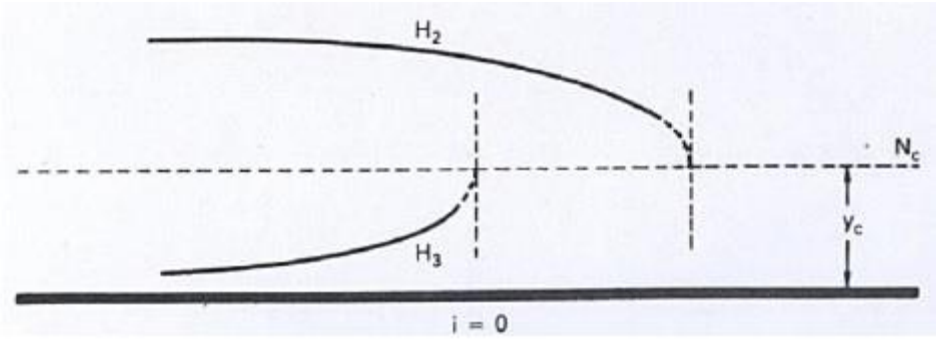


Figura 7 - Configuração das curvas de regolfo para canais horizontais (Barbosa, 1982).

2.2.5. CANAIS COM INCLINAÇÃO NEGATIVA

Nesta situação, o canal apresenta uma inclinação oposta ao sentido do escoamento, não sendo deste modo possível definir a altura normal, sendo que esta situação é similar à anterior. Assim, surgem as configurações N_2 e N_3, referentes às situações em que a altura da água é superior ou inferior à altura crítica, respetivamente.

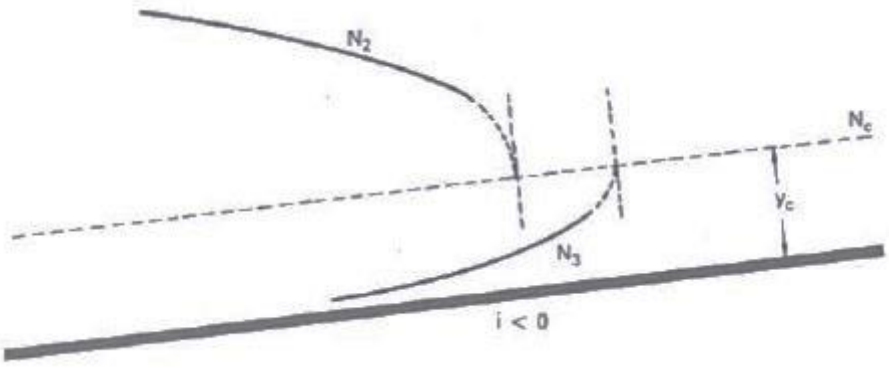


Figura 8 - Configuração das curvas de regolfo para canais de inclinação negativa (Barbosa, 1982).

Apresentadas as diferentes configurações das curvas de regolfo, o passo seguinte consiste no seu cálculo, que pode ser efetuado através do método das diferenças finitas, que tem por base a equação de Bernoulli:

$$\frac{d}{dy}(z + ycos(\theta) + \frac{\alpha.U^2}{2g}) = -J \quad (23)$$

A determinação do comprimento das curvas de regolfo pela aplicação do método das diferenças finitas, através da aplicação da equação (24), consiste no somatório dos Δs obtidos, conhecendo as características do escoamento em duas secções sucessivas, isto é, na secção 1 e 2. Ou seja, conhecendo as alturas do escoamento em dois pontos do canal, é possível determinar a sua energia e a sua perda de carga contínua, e assim, por aplicação direta da equação (24) conhecer a distância entre essas duas secções. O somatório de todos os Δs traduzir-se-á no comprimento toral da curva de regolfo. A precisão do resultado será tanto maior quanto mais pequenos forem os intervalos considerados.

$$\Delta s = \frac{E_1 - E_2}{\frac{J_1 + J_2}{2} - i} \quad (24)$$

2.3. RESSALTO HIDRÁULICO

2.3.1. CARACTERÍSTICAS E CLASSIFICAÇÕES

O ressalto hidráulico é um tipo de escoamento rapidamente variado. É um escoamento provocado pela passagem brusca do regime de escoamento rápido a lento, sendo geralmente um fenómeno que envolve grande dissipação de energia (Nalluri e Featherstone, 2001). Essa perda de energia é provocada pela turbulência presente no fenómeno, mas também pelo atrito entre o escoamento e as fronteiras sólidas (Lencastre, 1972).

O ressalto hidráulico é vulgarmente utilizado em bacias de dissipação instaladas a jusante dos descarregadores das obras hidráulicas (Figura 9). Com efeito, o caudal descarregado pelos órgãos de descarga, descarregadores de cheia, em regime rápido, pode criar erosões a jusante, algo indesejável sob o ponto de vista da segurança das referidas estruturas. Surge a necessidade de construir uma bacia de dissipação, com o objetivo de provocar o ressalto hidráulico no seu interior e a consequente passagem do regime rápido ao regime lento, promovendo uma significativa dissipação de energia de forma a evitar problemas de instabilidade. Logo, o comprimento da bacia de dissipação vai ser definido em função do comprimento do ressalto.

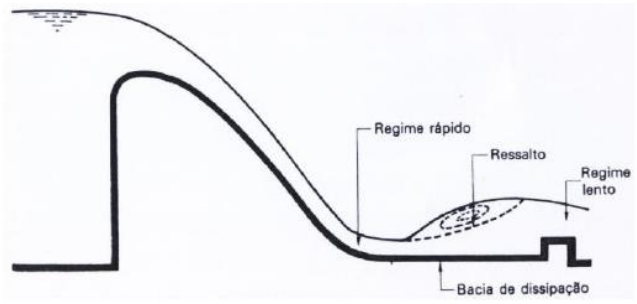


Figura 9 - Ressalto hidráulico (Barbosa, 1982).

Ao longo dos anos vários autores têm-se debruçado no estudo do ressalto hidráulico, ao nível de distintos aspetos como a comprimento do ressalto, a classificação dos ressaltos, entre outros, realizando vários estudos e analisando os aspetos que influenciam o fenómeno, como por exemplo, a energia dissipada durante o fenómeno e as diferentes classificações dos autores em função do parâmetro de Froude. Analisando as várias propostas dos diferentes autores chegou-se à conclusão que a classificação do ressalto hidráulico varia entre autores.

Barbosa (1982), apresenta vários tipos de ressalto, sendo a sua classificação feita em função do valor do número de Froude, na secção de montante,

$$Fr = \frac{b.Q^2}{g.S_n{}^3.cos(\theta)} \tag{25}$$

Para números de Froude compreendidos entre 1 e 4 o ressalto diz-se ondulado, não se apresentando muito bem definido, revelando ondulações superficiais que vão diminuindo à medida que o escoamento segue para jusante (Figura 10).

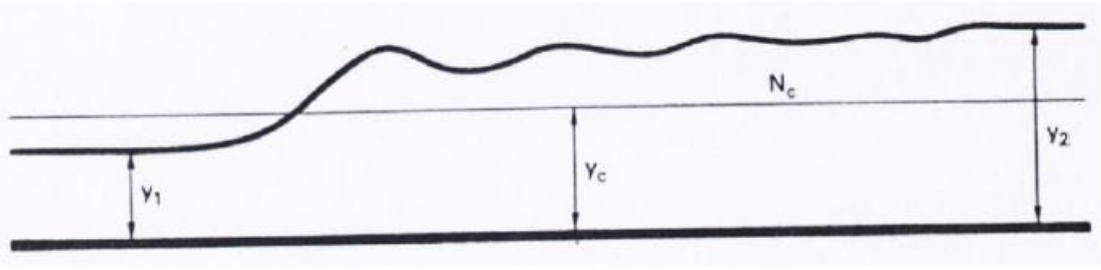


Figura 10 - Ressalto hidráulico ondulado (Barbosa, 1982).

Para valores do número de Froude superiores a 4, o ressalto diz-se ordinário ou livre. Neste ressalto hidráulico existe uma sobreposição de uma camada de turbilhões de eixo horizontal sob a zona de expansão da corrente líquida, sendo que a camada de turbilhões permanece um curto intervalo de tempo, dado serem bruscamente arrastadas para o escoamento inferior. Este fenómeno acontece com grande intensidade e uma considerável dissipação de energia. (Figura 11).

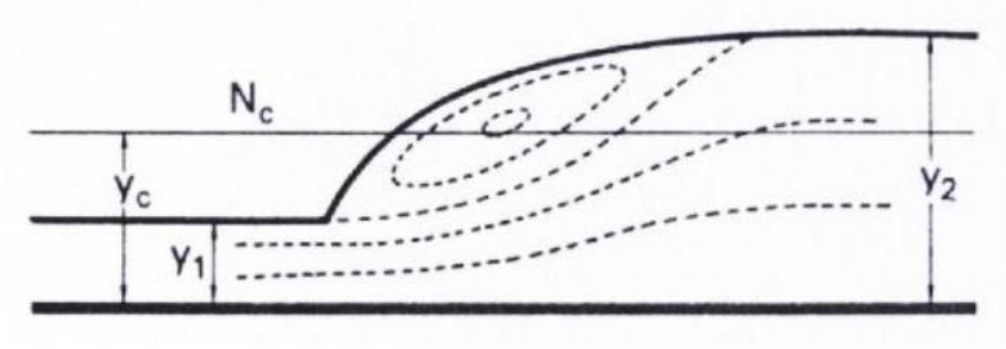


Figura 11 – Ressalto hidráulico ordinário (Barbosa, 1982).

Por fim, resta referir o ressalto afogado. Este ressalto poderá ocorrer quando um ressalto ordinário sofre efeito da subida do nível da água a jusante, criando-se um regolfo de elevação que empurra o ressalto para montante, até que este encontre o dispositivo (ou obstáculo) que provoca o regime rápido (por exemplo, o descarregador), fixando-se nesse ponto. Esse efeito é tanto mais acentuado quanto maior for a desproporção entre a profundidade de água real e a profundidade que corresponderia ao ressalto livre.

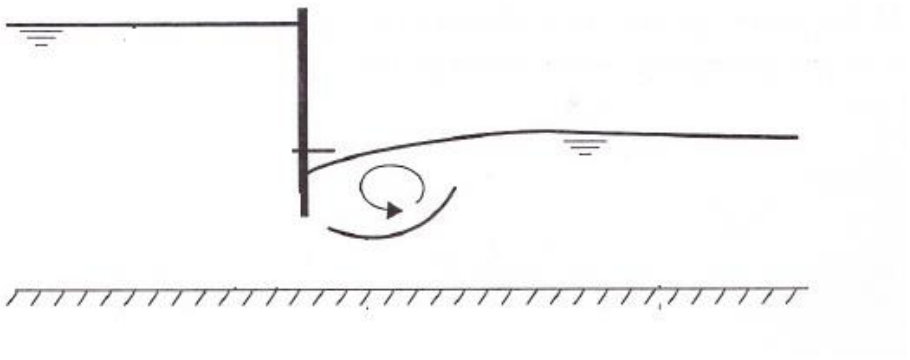


Figura 12 - Ressalto afogado (adaptado de Nalluri e Featherstone, 2001).

Peterka (1958) apresenta uma classificação é distinta da proposta por Barbosa (1982), uma vez mais, classificando o ressalto mediante o cálculo do número de Froude na secção a montante, sendo este calculado pela aplicação da equação (26).

$$Fr_1 = \frac{U_1}{\sqrt{g, y_1}} \tag{26}$$

em que U_1 traduz a velocidade média do escoamento, y_1 a altura conjugada 1 e g a aceleração gravítica.

Para valores do número de Froude compreendidos entre 1 e 1.7, o autor classifica de ressalto ondulado, sendo este caracterizado sobretudo por ondulações moderadas à superfície. Entre 1.7 e 2.5, o ressalto diz-se fraco ou pré-ressalto, dado haver a formação de um rolo. Com o número de Froude a variar entre 2.5 e 4.5, o autor classifica o ressalto de oscilante e apresenta ondulações fortes. Para valores compreendidos entre 4.5 e 9, o ressalto diz-se instável e apresenta uma estrutura bem definida, havendo turbulência dentro dos limites do ressalto e não apresenta grandes ondulações. Por fim, para valores superiores a 9, o ressalto é classificado como forte e caracteriza-se pela sua grande turbulência (Peterka, 1958).

2.3.2. CARACTERIZAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO

No estudo do ressalto hidráulico o conhecimento das alturas conjugadas assume grande importância. Vários autores têm ao longo dos anos sugerido diferentes propostas para o seu cálculo. Por exemplo, Barbosa (1982), aplica o teorema da quantidade de movimento total (29), através da expressão da distribuição das pressões hidrostáticas, na secção a montante e jusante. Neste caso, não é possível aplicar

o teorema de Bernoulli dado que no ressalto há uma perda de energia considerável e esta não é conhecida. (Lencastre, 1972).

$$M = \gamma.\left(S.\eta.\cos(\theta) + \frac{\alpha'}{g}.\frac{Q^2}{S}\right) \quad (27)$$

No estudo deste fenómeno, considera-se que durante o ressalto a quantidade de movimento total se mantém constante (28). Para tal:

$$M_1 = M_2 \quad (28)$$

$$S_1.\eta_1.cos(\theta) + \frac{\alpha'_1}{g}.\frac{Q^2}{S_1} = S_2.\eta_2.cos(\theta) + \frac{\alpha'_2}{g}.\frac{Q^2}{S_2} \quad (29)$$

Portanto, aplicando a equação (29), possibilita o cálculo de y_2, conhecendo o valor de y_1, valor da altura de água na secção inicial, normalmente conhecida, ou vice-versa.

Em Quintela (2005), recorrendo novamente ao teorema da continuidade de movimento, o autor apresenta a seguinte proposta para o cálculo das alturas conjugadas, para o estudo do ressalto em canais retangulares.

$$y_1^* = -\frac{y_2}{2} + \sqrt{\frac{{y_2}^2}{4} + \frac{2.{U_2}^2.y_2}{g}} \quad (30)$$

$$y_2^* = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{{y_1}^2}{4} + \frac{2.{U_1}^2.y_1}{g}} \quad (31)$$

Uma vez apresentada uma formulação para o cálculo das alturas conjugadas, é possível agora calcular a perda de energia (32), por Barbosa (1982).

$$\Delta E = y_1.\cos(\theta) + \frac{\alpha'_1}{2g}.\frac{Q^2}{S_1} - \left(y_2.\cos(\theta) + \frac{\alpha'_1}{2g}.\frac{Q^2}{S_2}\right) \quad (32)$$

É possível ainda calcular a perda de energia graficamente (Figura 13), representando em simultâneo a curva de variação da quantidade de movimento total e a curva de variação da energia específica, ambas em função da profundidade da água.

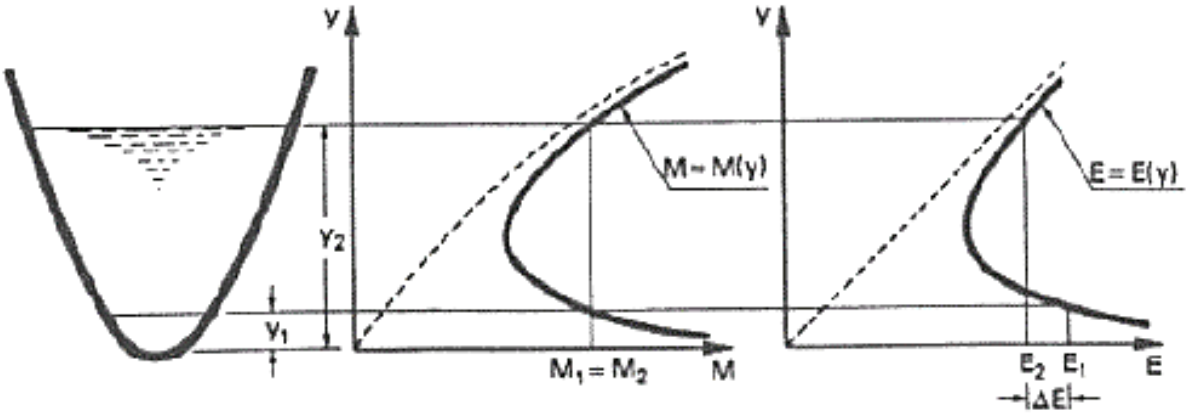


Figura 13 - Perdas de energia em função das alturas conjugadas do ressalto (Barbosa, 1982).

Por fim, para o ressalto ficar totalmente caracterizado, falta definir o seu comprimento e a sua localização.

No que respeita ao seu comprimento, Barbosa (1982) apresenta uma proposta para a determinação do comprimento do ressalto graficamente (Figura 14) em função do número de Froude na secção de montante para canais de secção transversal retangular e da altura conjugada a jusante.

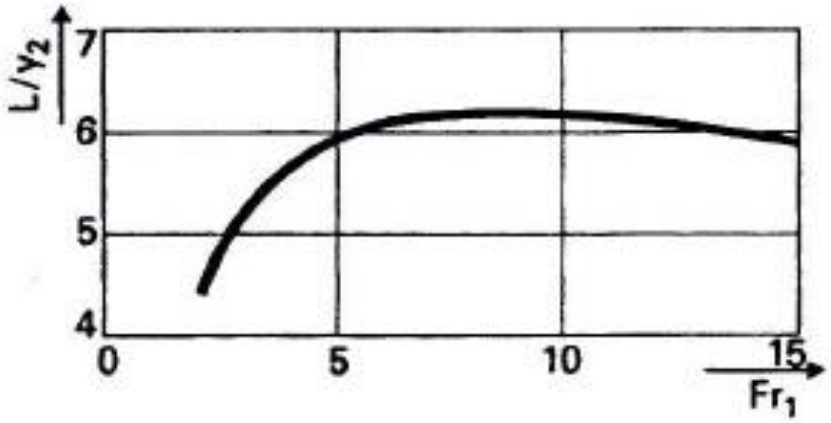


Figura 14 - Comprimento do ressalto (Barbosa, 1982).

Teixeira (2003), realizou um trabalho de recolha de diferentes propostas matemáticas para o cálculo do comprimento do ressalto, realizadas por distintos autores e diferentes condições e ensaio (Tabela 4), onde D_1 representa a altura conjugada 1. D_2 a altura conjugada 2 e Fr o número de Froude na secção 1.

Tabela 4 - Síntese de propostas para o cálculo do comprimento do ressalto.

Autor	Ano	Equação
Riegel	1917	$L = 5.(D_2 - D_1)$
Woycicki	1934	$L = (D_2 - D_1).\left(8 - \frac{0.05 \times D_2}{D_1}\right)$
Sanetana	1934	$L = 6.(D_2 - D_1)$
Chertoussov	1935	$L = 10.3.D_1.(Fr - 1)^{0.81}$
Aravin	1935	$L = 5.4.(D_2 - D_1)$
Bakhmeteff-Matzke	1936	$L = 5.(D_2 - D_1)$
Kinney	1941	$L = 6.02.(D_2 - D_1)$
Posey	1941	$L = 4.5 - 7.(D_2 - D_1)$
Wu	1949	$L = 10.(D_2 - D_1).Fr^{-0.16}$
Peterka	1957	$L = 6.1.D_2$
Elevatorski	1959	$L = 6.9.(D_2 - D_1)$
Silvester	1964	$L = 9.75.D_1.(Fr - 1)^{1.61}$
Marques et al.	1997	$L = 8.5.(D_2 - D_1)$

Para a localização do ressalto é necessário conhecer as características do escoamento em duas secções de controlo, uma a montante e outra a jusante do ressalto, podendo esta ser realizada por dois modos distintos:

- Calculando as alturas conjugadas das sucessivas alturas de água determinadas para uma curva de regolfo correspondente ao regime rápido, obtendo-se assim uma curva de alturas conjugadas que quando intersectada com a curva de regolfo do regime lento, define assim a localização do ressalto.
- Traçando-se as linhas de quantidades de movimento total correspondentes às curvas de regolfo relativas aos regimes rápidas e lentas, o ponto de interseção corresponde à localização do ressalto hidráulico.

No início deste subcapítulo foi referido que o ressalto tem origem na mudança brusca do regime rápido para o regime lento. Importa agora apresentar diferentes formas de provocar este fenómeno hidráulico.

O ressalto pode ser provocado por uma sobrelevação, por um descarregador de soleira espessa, pela passagem de um reservatório para um canal de declive forte, pela passagem do escoamento por uma comporta e por fim, pelo alargamento ou estreitamento do canal.

O fenómeno ressalto hidráulico é correntemente aplicado em estações de abastecimento de água ou de tratamento de águas residuais, para se provocar a mistura, através da turbulência gerada, de substâncias para esse efeito, encontrando assim um método eficaz de mistura.

As soleiras Venturi e Parshal são mais dois exemplos da aplicação do ressalto hidráulico, possibilitando assim a medição do caudal com rigor, bem como a mistura de substâncias no seu interior, através da contração e/ou sobrelevação da secção transversal do canal, tendo em atenção que o efeito do escoamento de jusante não se faz sentir a montante.

A medição do caudal através da aplicação das soleiras Venturi (Figura 15) é realizada conhecendo as características do escoamento a montante e na secção de controlo (secção contraída). No caso do regime de escoamento ser rápido, imediatamente a jusante da soleira o escoamento tenderá para a altura normal. Pelo contrário, se o regime de escoamento for lento, dar-se-á o ressalto hidráulico. Em conclusão, poderá assumir-se que a soleira Venturi deverá ser dimensionada de modo a funcionar em descarga livre para a gama de caudais que irão circular no equipamento, isto é, o regime passará pelo regime crítica na zona do estreitamento, de modo a garantir que haja o ressalto hidráulico (Henriques *et al*, 2006).

Nas soleiras Venturi o cálculo do caudal é feito através de,

$$Q = C_d . \sqrt{g} \, . b . s^{3/2} . {h_1}^{3/2} \tag{33}$$

onde *s* é dado por:

$$s = \frac{1}{0.5 + \cos\left[\frac{2}{3} . \operatorname{arcsen}\left(\frac{b}{B}\right)\right]} \tag{34}$$

onde *b* refere-se à largura da zona contraída do canal, *s* representa um valor constante da relação de submersão, h_1 traduz-se na altura do escoamento a montante da secção contraída, *B* é a largura total do canal onde a soleira Venturi está inserida e por fim, C_d representa o coeficiente de descarga.

De referir que o coeficiente de descarga (C_d) tem em conta os efeitos da perda de carga por atritos e da curvatura das linhas de corrente. O seu valor varia entre 0.95 e 0.99.

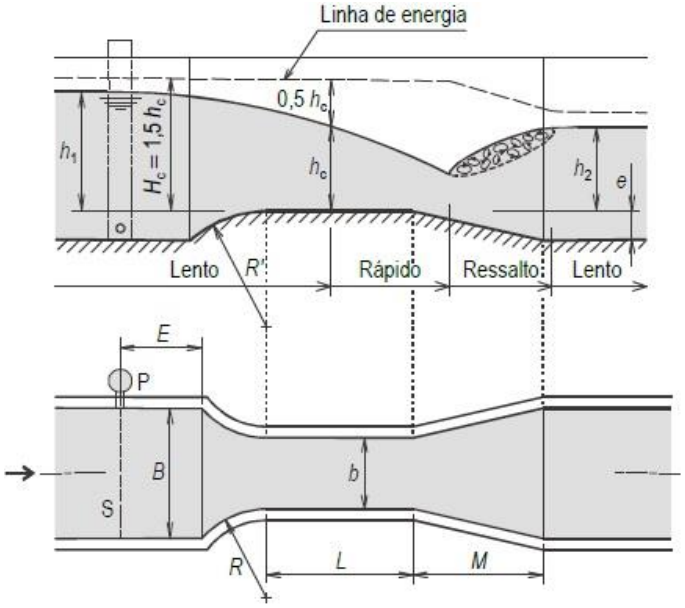


Figura 15 - Soleiras Venturi (Henriques *et al*, 2006).

Porém, este equipamento apresenta algumas condicionantes sob o ponto de vista de dimensões e de operacionalidade, nomeadamente (Henriques *et al*, 2006):

- A largura da zona contraída deverá ser maior ou igual a 9 cm;
- $\left(\frac{b}{B}\right).\left(\frac{h_1}{h_1+e}\right) \leq 0.7$;
- $\frac{h_1}{b} \leq 3$;
- $0.005\,m \leq h_1 \leq 1.8\,m$.

A soleira Parshall (Figura 16) é outro exemplo de um dispositivo de medição de caudais, sendo uma variante das soleiras Venturi, distinguindo-se pelas suas dimensões normalizadas, e as suas formas angulosas. Neste aparelho a água é forçada a passar por um estreitamento e é considerado o nível de água na secção a montante, independentemente das condições a jusante ou até das condições de afogamento (Henriques *et al*, 2006).

O caudal é medido através do ponto situado a $2/3$ no canal de transição e é geralmente designado por ponto zero.

O caudal é dado por:

$$Q = K.{h_1}^w \tag{35}$$

Em que *K* e *w* são parâmetros característicos da caleira e h_1 é a altura de água na secção 1 localizada no convergente.

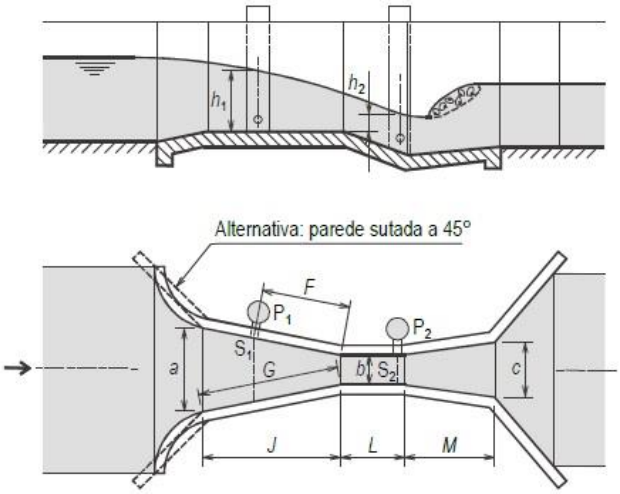


Figura 16 - Soleira Parshall (Henriques *et al*, 2006).

2.3.3. DIFERENÇA FORMAS DE SIMULAÇÃO DO RESSALTO HIDRÁULICO

2.3.3.1. RESSALTO PROVOCADO POR UM DESCARREGADOR DE SOLEIRA ESPESSA OU SOBRELEVAÇÃO

O ressalto hidráulico provocado pela passagem do escoamento por um descarregador de soleira espessa ou por uma sobrelevação do talvegue do canal (Figura 17) ocorre quando o escoamento não tem energia suficiente para ultrapassar o obstáculo, sendo que o seu regime pode ser rápido ou lento.

Caso um escoamento em regime lento não tenha energia suficiente para transpor o obstáculo, as condições do escoamento tem tendência a alterar-se, de modo a atingir a energia mínima necessária para ultrapassar o obstáculo, passando assim o escoamento pelo regime crítico. Uma vez que, originalmente, o regime é lento e após encontrar o obstáculo passa a crítico, imediatamente a jusante da sobrelevação o regime torna-se rápido. O ressalto dá-se então quando o escoamento em regime rápido, provocado pela sua passagem no obstáculo, encontra a jusante do obstáculo novamente o regime lento (Barbosa, 1982).

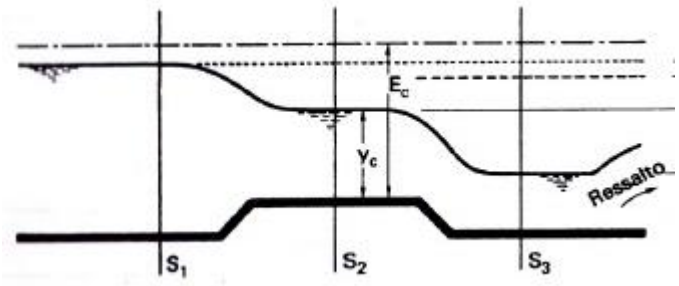


Figura 17 - Ressalto a jusante provocado por uma soleira espessa ou sobrelevação (Barbosa, 1982).

Por outro lado, caso o escoamento se dê no regime rápido e com energia insuficiente para a transposição do obstáculo, o ressalto passa a ocorrer a montante acompanhado por uma curva de regolfo de elevação. Ou seja, o regime rápido encontra um obstáculo e não tem energia suficiente para passar (Figura 18). O nível da água vai aumentar chegando o regime às condições críticas e em seguida passando a lento. Após passar a regime lento, o escoamento como é rápido vai originar o ressalto a montante o escoamento. Por

fim, após o obstáculo, o escoamento tendo a estabelecer-se novamente no regime rápido (Barbosa, 1982).

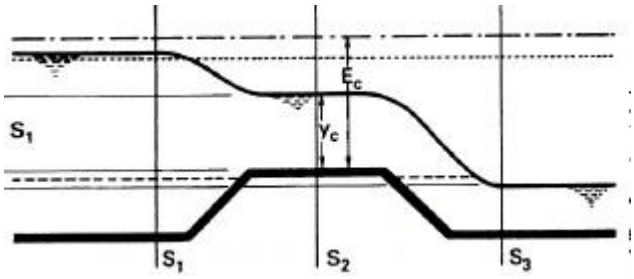


Figura 18 - Ressalto a montante provocado por soleira espessa ou sobrelevação (Barbosa, 1982)

2.3.3.2. RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADO PELA MUDANÇA DE DECLIVE DO CANAL

O ressalto hidráulico provocado pela mudança de declive do canal (Figura 19) dá-se quando o primeiro trecho do canal tem um declive forte, onde o regime do escoamento é rápido, e há uma mudança da inclinação para um declive fraco, encontrando o regime lento (Lencastre, 1972).

Põe-se a questão de saber em que trecho se situará o ressalto hidráulico, dado que este se pode situar no trecho de declive forte ou no trecho de declive lento.

Quando o regime é rápido, ou seja, quando o escoamento for controlado por montante, este tende a manter-se uniforme até à secção S_0, onde posteriormente se seguirá uma curva de regolfo I_3, dando-se o ressalto no trecho de declive fraco (Barbosa, 1982).

Se o escoamento for controlado por jusante, portanto regime lento, o regime permanecerá uniforme desde a secção S_0 até à secção S_2, sendo antecedida de uma curva de regolfo do tipo S_1, dando-se o ressalto no trecho de declive forte (Barbosa, 1982).

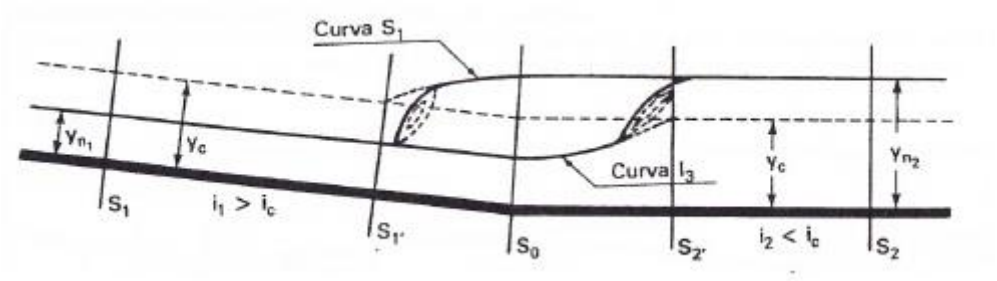


Figura 19 - Ressalto provocado pela mudança brusca do declive (Barbosa, 1982).

2.3.3.3. RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADO PELO ALARGAMENTO OU ESTREITAMENTO DO CANAL

O ressalto provocado pelo estreitameto funciona de modo idêntico ao apresentado na subsecção 2.3.3.1. , ou seja, quando o escoamento atinge o estreitamento do canal, quando o esocamento não tem energia suficiente, as suas características alteram-se, passando o regime a lento e aí, a sua profundidade de água aumenta. Neste caso o escoamento dá-se a montante do estreitamento do canal. No caso do regime de escoamento ser lento, o ressalto hidráulico dar-se-á a jusante do estreitamento.

Do mesmo modo, quando há um alargamento do canal se o regime é lento, quando surge o alargamaento o regime poderá passar a rápido, e caso isso aconteça, como jusante o escoamento volta a ser lento, dá-se o ressalto, pela passagem brusca do regime rápido a lento.

2.3.3.4. RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADO PELA PASSAGEM DO ESCOAMENTO POR UMA COMPORTA

A passagem do escoamento por uma comporta (Figura 20) pode originar 3 situações de ressaltos hidráulicos. A primeira situação dá-se quando a abertura da comporta é inferior ao nível crítico de um canal de declive forte. A segunda situação dá-se quando a abertura do canal é inferior ao nível crítico de um canal de declive fraco, onde a energia na secção contraída do escoamento é igual ou superior à do regime uniforme e por fim, a terceira situação refere-se ao ressalto afogado (Barbosa, 1985).

Na situação em que a abertura da comporta é inferior ao nível crítico num canal de declive forte, o ressalto dá-se a montante da comporta, onde, uma vez que o o escoamento não tem energia sufuciente, o nível de água vai aumentando. Deste modo, dá-se o ressalto hidráulico pela passagem brusca do escoamento em regime rápido e regime lento, precedidade de uma curva de regolfo do tipo S_1.

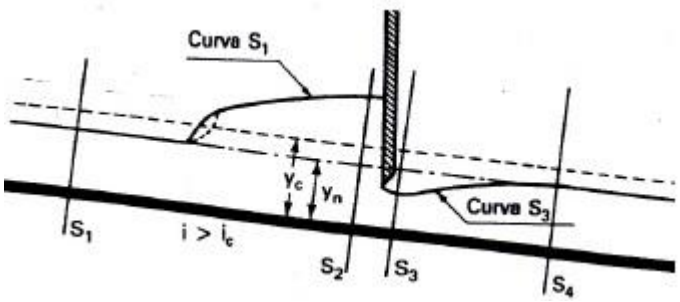


Figura 20 - Ressalto provocado por comporta em canal com declive forte (Barbosa, 1982)

No caso do ressalto provocado por uma comporta com abertura inferior à crítica num canal com declive fraco (Figura 21), o escoamento a montante da comporta tem um comportamento semelhante ao anterior, uma vez que, ao se aproximar da comporta forma-se uma curva de regolfo do tipo I_1. A jusante da comporta forma-se uma curva de regolfo do tipo I_3 e em seguida dá-se o ressalto, dado que o regime a jusante tende a ser lento, logo y_2 é igual à altura normal do escoamento.

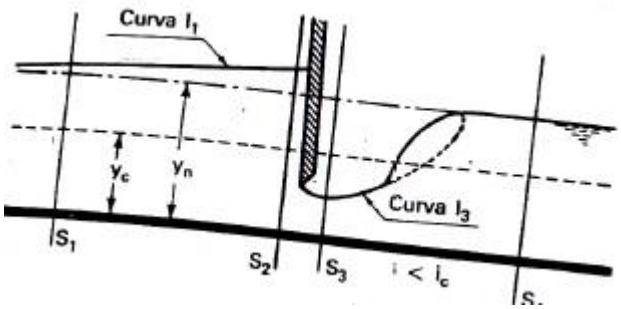


Figura 21 - Ressalto provocado por comporta em canal com declive fraco (Barbosa, 1982)

No caso do escoamento a jusante não ter energia suficiente para para restabelecer o regime natural, dá-se o ressalto afogado (Figura 22). Nesse caso, há a elevação da profundidade de água junto à secção

contraída, fruto da necessidade do incremento de energia na secção S_3 para o escoamento ter energia suficiente para para retomar o seu regime uniforme.

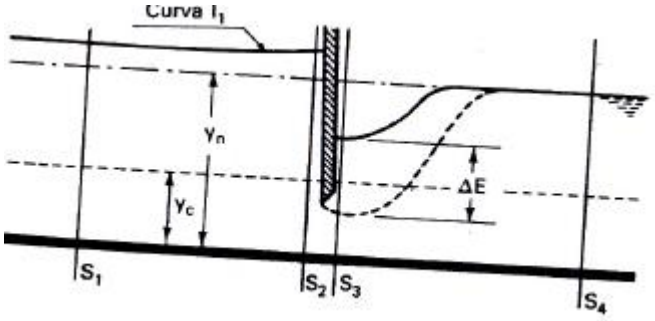


Figura 22 - Ressalto afogado (Barbosa, 1982)

2.4. DESCARREGADORES

Os descarregadores de cheia são dispositivos que permitem descarregar o excesso de caudal em estruturas hidráulicas, sendo a sua aplicação mais conhecida os descarregadores de cheia em barragens, evitando assim que esse excesso de caudal tenha consequências graves, como por exemplo a rotura de barragens (Nalluri e Featherstone, 2001). A Figura 23 apresenta um exemplo de descarregadores de soleira normal inseridos num esquema de uma barragem, mostrando uma das aplicações práticas deste tipo de equipamentos.

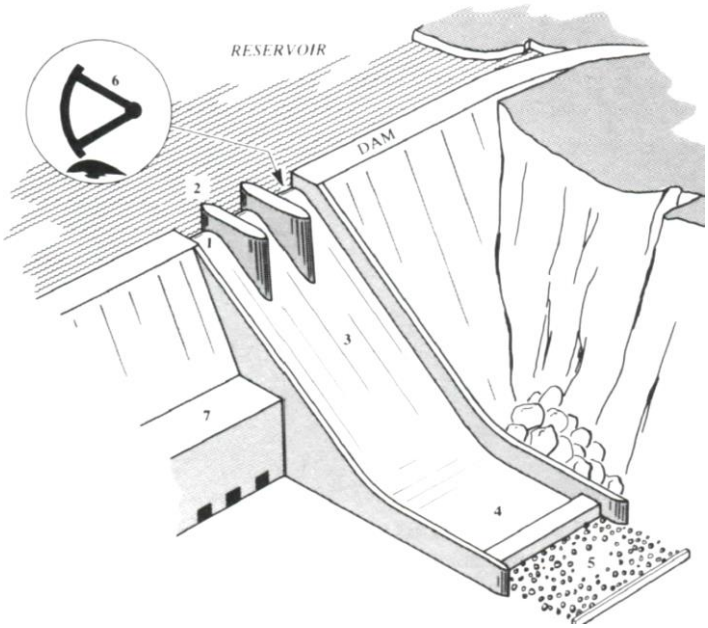


Figura 23 - Descarregador inserido numa barragem (Chadwick *et al* , 2013).

Barbosa (1982), define descarregador (Figura 24) como sendo um órgão através do qual se escoa um líquido, cuja secção transversal relativamente ao escoamento é uma figura geométrica não fechada superiormente e a superfície do líquido não apresenta descontinuidades.

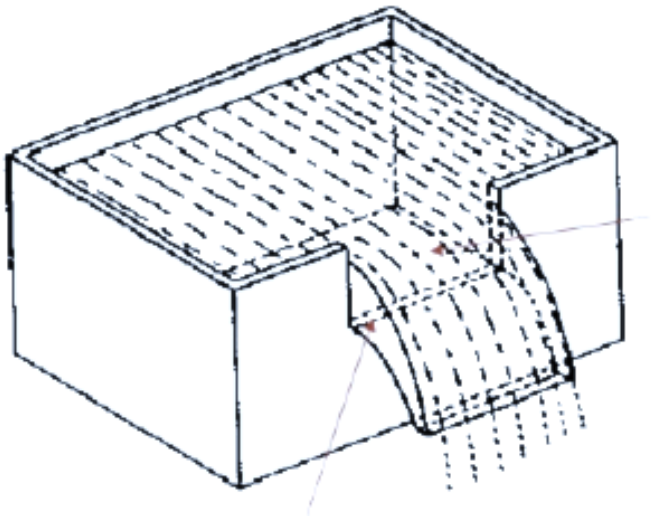


Figura 24 - Descarregador (Barbosa, 1985).

Este órgão pode ter diferentes classificações conforme a forma, a localização e o tipo de soleira. No que respeita à forma do descarregador (Figura 25), dado este apresentar como secção transversal uma figura geométrica, pode assumir formas retangulares, circulares, triangulares e trapezoidais.

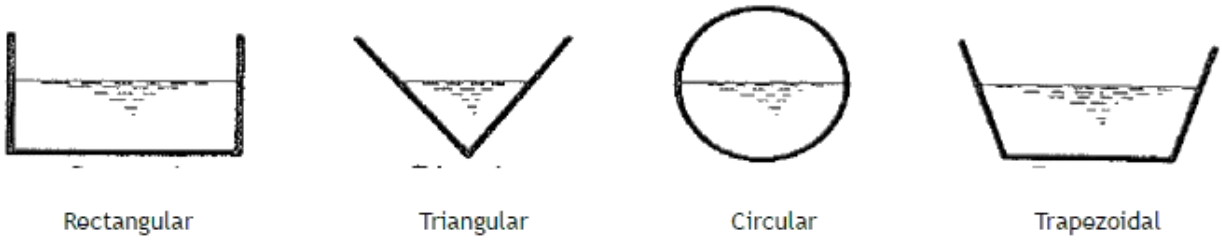


Figura 25 – Classificação segundo as formas dos descarregadores (Barbosa, 1982).

Em relação à posição do filete médio do escoamento (Figura 26), este órgão pode ser posicionado frontalmente, ou então de uma forma obliqua, angular ou até mesmo lateral. Acrescenta-se ainda a possibilidade do descarregador em poço, onde, este pode ser colocado no interior da albufeira a uma cota conveniente, superior ao nível médio da albufeira, onde posteriormente o caudal descarregado é guia e restituído a jusante da barragem.

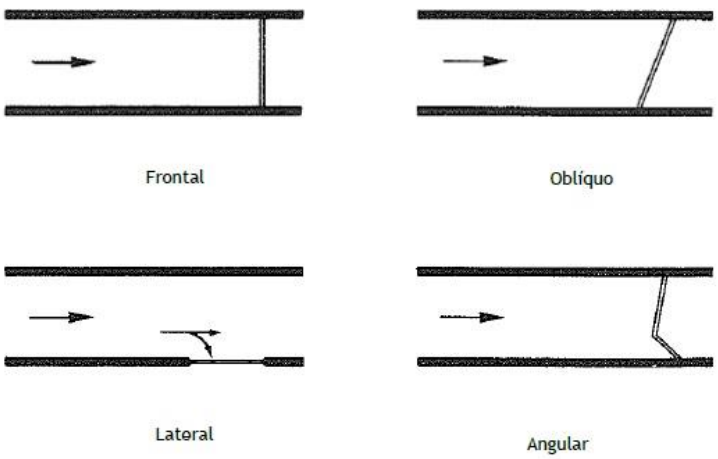


Figura 26 – Classificação da posição do descarregador (Barbosa, 1982).

O escoamento do caudal dá-se pela soleira que pode assumir distintas designações em função da área em contacto com a lâmina líquida. Um descarregador diz-se de soleira normal (Figura 27) quando para uma determinada carga não se verificam nem depressões ou sobrepressões, e apresenta na sua configuração a forma da parte inferior da lâmina líquida de um descarregador de soleira delgada (Lencastre 1959). Nos descarregadores com soleira espessa (Figura 28) o contacto com o escoamento verifica-se ao longo de um comprimento apreciável (Quintela, 2005). Por outro lado, num descarregador de soleira delgada (Figura 29) quando o contacto entre o descarregador e o líquido dá-se apenas ao longo de uma aresta (Barbosa, 1982).

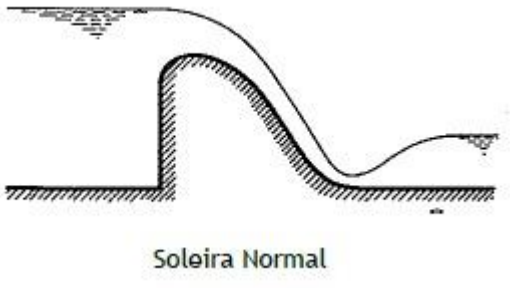


Figura 27 - Descarregador de soleira normal (Barbosa, 1982).

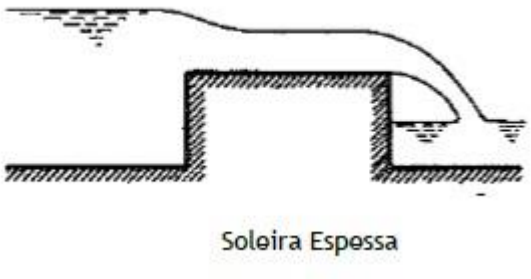


Figura 28 - Descarregador de soleira espessa (Barbosa, 1982).

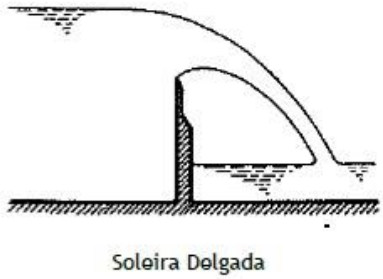


Figura 29 - Descarregador de soleira delgada (Barbosa, 1982).

Os descarregadores têm como função escoar caudal em excesso, por isso importa conhecer as suas leis de vazão, para garantir que todo o caudal é escoado, através do caudal descarregado, bem como, no caso da sua colocação em barragens, garantir a segurança da estrutura.

2.4.1. DESCARREGADOR DE SOLEIRA NORMAL

Como já foi referido, o descarregador diz-se de soleira normal quando apresenta na sua constituição a forma da parte inferior da lâmina líquida, tal que, para uma determinada carga, a sua configuração possibilita que no seu paramento não ocorram sobrepressões nem depressões, e para isso a sua forma deve adaptar-se à forma inferior da lâmina líquida para que esta se escoe livremente na atmosfera, por cima de uma lâmina delgada (Lencastre, 1972).

No que respeita à sua forma, apresentam-se os descarregados W.E.S, proposto pela Waterways Experiment Station, e são frequentemente utilizados pela facilidade na definição do seu perfil, e pelo facto de terem em conta a inclinação do perfil a montante.

A definição do perfil do perfil do descarregador pode ser feita aplicando a equação (36), tendo em conta a carga de projeto H_0, e os coeficiente K e n, função da inclinação do paramento.

$$Y = \frac{X^n}{K.{H_0}^{n-1}} \tag{36}$$

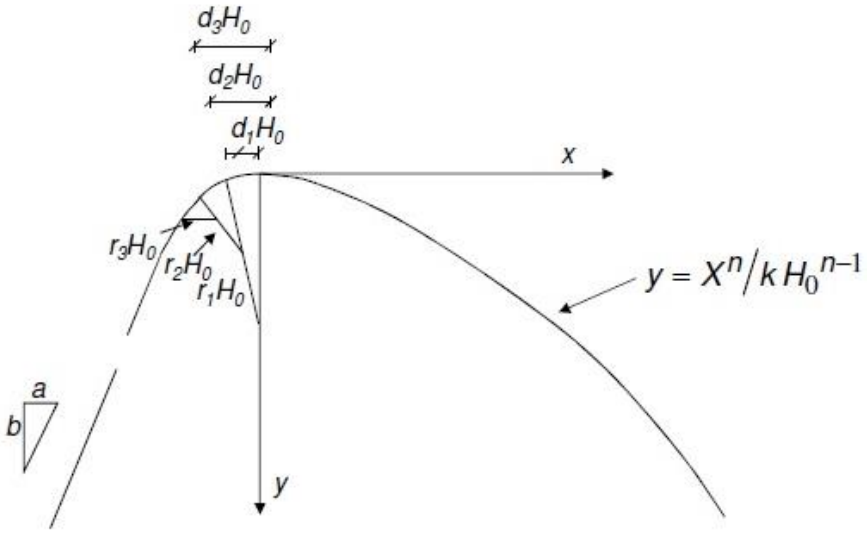


Figura 30 - Configuração do descarregador de soleira normal W.E.S.

em que *Y* representa a coordenada vertical do perfil, *X* a coordenada na horizontal, H_0 a carga de projeto e *K* e *n* são constantes, cujo seu valor depende da inclinação do paramento de montante (Figura 31).

a/b	n	k	r_1	r_2	r_3	d_1	d_2	d_3
0	1.85	2.000	0.5	0.2	0.04	0.175	0.2760	0.2818
1/3	1.836	1.936	0.68	0.21	0	0.139	0.2570	0.2570
2/3	1.810	1.939	0.48	0.22	0	0.1150	0.2140	0.2140
3/3	1.78	1.852	curva de vazão variável					0.200

Figura 31 - Características da soleira W.E.S.

A sua lei de vazão é dada por:

$$Q = C \times b \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2} \tag{37}$$

em que *C* é o coeficiente de vazão, *b* a largura do descarregador e *H* a carga hidráulica sobre a crista.

Os coeficientes de vazão dos descarregadores W.E.S. são obtidos através de ábacos que relacionam o coeficiente de vazão com o quociente da carga da lâmina líquida (*H*) com a carga de projeto (H_0), apresentados nas Figura 32, Figura 33, Figura 34 e Figura 35.

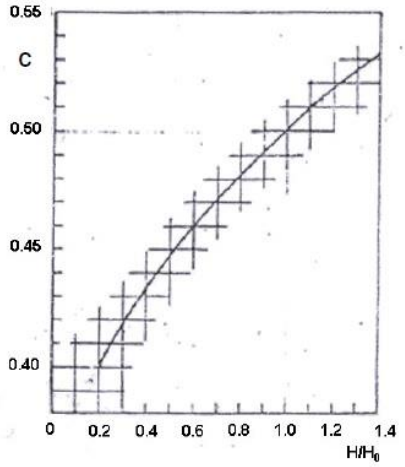


Figura 32 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento vertical.

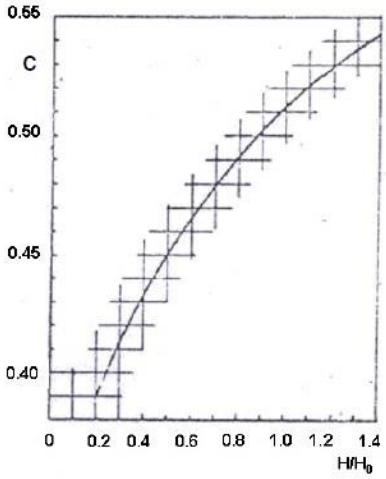


Figura 33 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento de inclinação 1/3.

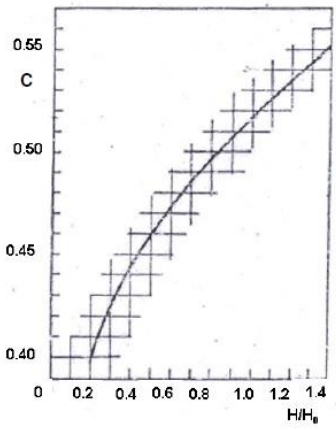


Figura 34 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento de inclinação 2/3.

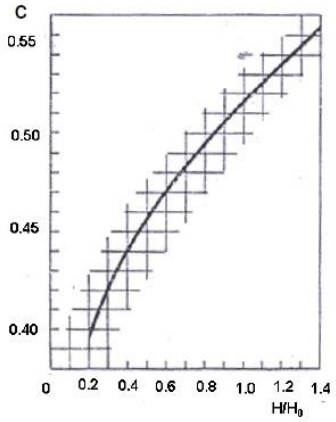


Figura 35 – Coeficientes de vazão para soleiras com paramento de inclinação 3/3.

A utilização comum deste tipo de descarregadores de soleiras normal deve-se à facilidade na definição dos seus perfis em obra e também pelo facto de ser um órgão cuja construção com um paramento inclinado aumenta a estabilidade da estrutura onde está inserido, sendo vulgarmente utilizados em grandes aproveitamentos hidráulicos.

2.4.2. DESCARREGADORES DE SOLEIRA DELGADA

O descarregador de soleira delgada (Figura 36) é constituído por uma placa vertical a todo o comprimento do canal e pode apresentar contração lateral ou não, dependendo da sua aplicação (Chadwick *et al*, 2013).

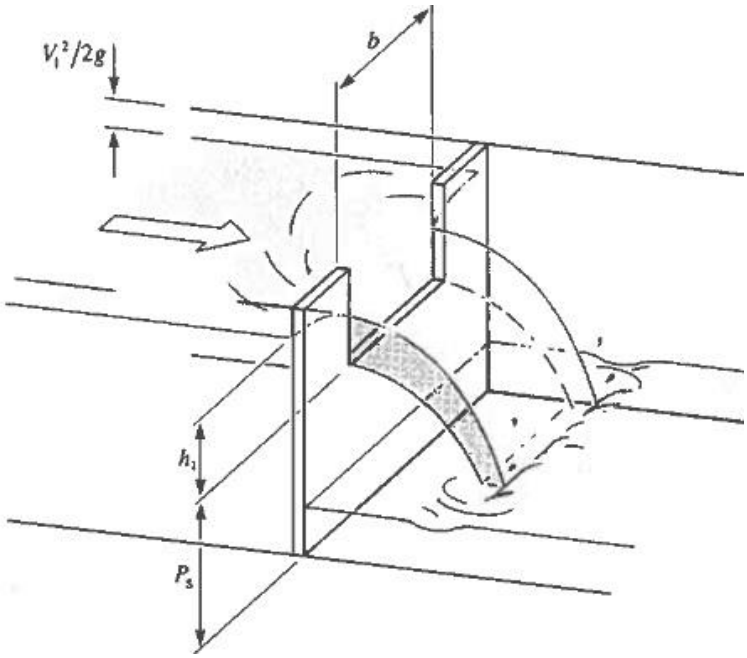


Figura 36 – Descarregador de soleira delgada (Chadwick *et al*, 2013).

Surge então a necessidade de definir as equações da curva de vazão deste descarregador, recorrendo ao teorema de Bernoulli. Antes é necessário escrever a energia total na secção 1 (secção a montante do descarregador):

$$H_1 = \frac{p_1}{\rho . g} + z_1 + \frac{{U_1}^2}{2g} \tag{38}$$

Fazendo $\frac{p_1}{\rho . g} + z_1 = y_1$, então a equação (38) transforma-se em (39).

$$H_1 = y_1 + \frac{{U_1}^2}{2g} \tag{39}$$

em que H_1 é a carga hidráulica a montante do descarregados, z_1 a cota topográfica, U_1 velocidade média do escoamento a montante do descarregador, p_1 a pressão a montante do descarregador e g a aceleração gravítica.

Na secção 2 (secção imediatamente a montante do descarregador), sob a crista do descarregador a distribuição de pressões deixa de ser hidrostática, assumindo que p_2 tem o valor da pressão atmosférica (equação (40)).

$$H_2 = z_2 + \frac{{U_2}^2}{2g} \tag{40}$$

Assumindo que não há perdas de energia, é possível aplicar o Teorema de Bernoulli (equação (42)) para calcular o caudal escoado pelo descarregador retangular sem contração lateral através da equação (43).

$$H_1 = H_2 \tag{41}$$

$$y_1 + \frac{{U_1}^2}{2g} = z_2 + \frac{{U_2}^2}{2g} \tag{42}$$

$$Q = \frac{2}{3} . b . \sqrt{2 . g} . \mathrm{H}^{3/2} \tag{43}$$

em que b representa a largura do descarregador, g a aceleração gravítica, e H a carga hidráulica imediatamente a montante do descarregador.

Os descarregadores de soleira delgada, para além das configurações retangulares com ou sem contração lateral, podem ter uma configuração triangular (Figura 37).

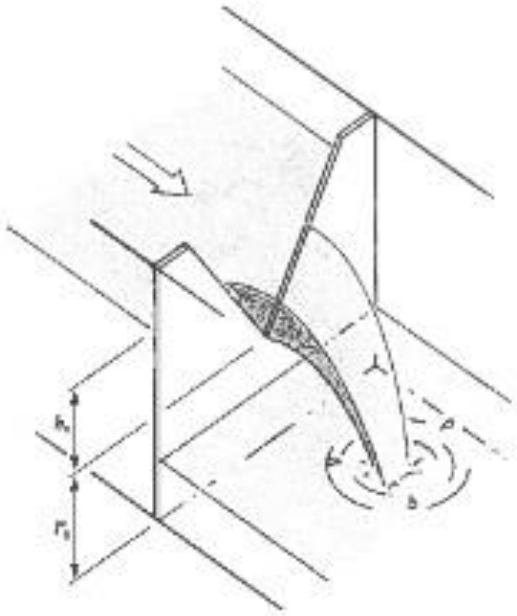


Figura 37 - Descarregador de soleira delgada triangular (Chadwick *et al*, 2013).

A necessidade de utilizar estes dispositivos advém da perda de precisão dos descarregadores retangulares para gamas baixas de caudais. A variação da largura do escoamento que passa sobre o descarregador juntamente com a altura de água no descarregador, ultrapassa esse problema dado que para pequenas variações do caudal, o aumento da altura da lâmina líquida é maior para os descarregadores em triangulares do que para os retangulares, daí a sua precisão ser maior.

No que concerne ao cálculo da largura da lâmina de água, esta é dada pela equação (44):

$$b = 2.z_2.\tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \tag{44 }$$

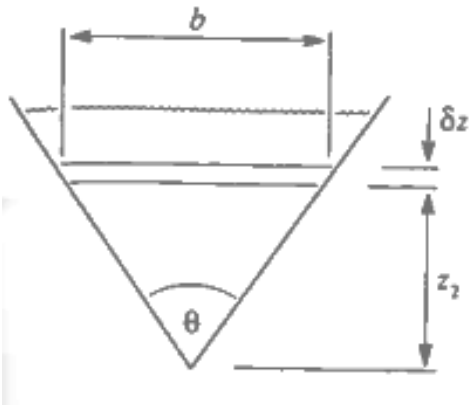


Figura 38 - Secção transversal de descarregador de soleira delgada triangular (Chadwick *et al*, 2013).

É então possível escrever o integral:

$$Q = \int_0^{\mathrm{H}} \left[\sqrt{\left[2.g.\left(y_1 + \frac{{U_1}^2}{2.g} - z_2 \right) \right]} . 2.z_2 . \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] dz \tag{45}$$

Resolvendo o integral, temos que o caudal descarregado é dado por (46).

$$Q = \frac{8}{15} . \sqrt{2.g} \times \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) . \mathrm{H}^{5/2} \tag{46}$$

Em que g representa a aceleração gravítica, H a carga hidráulica imediatamente a montante do descarregador e θ o ângulo do vértice do descarregador.

2.4.3. DESCARREGADOR DE SOLEIRA ESPESSA

Neste trabalho já foram apresentados os descarregadores de soleira normal e os descarregadores de soleira delgada, tornando-se agora importante abordar os descarregadores de soleira espessa (Figura 39). Este tipo de descarregador é bastante utilizado como meio simples para a medição de caudais. É de fácil execução, a seu custo é comportável, e necessita de pouca manutenção. A sua forma é um paralelepípedo com a aresta superior a montante a ser arredondada para evitar a contração inferior da lâmina líquida.

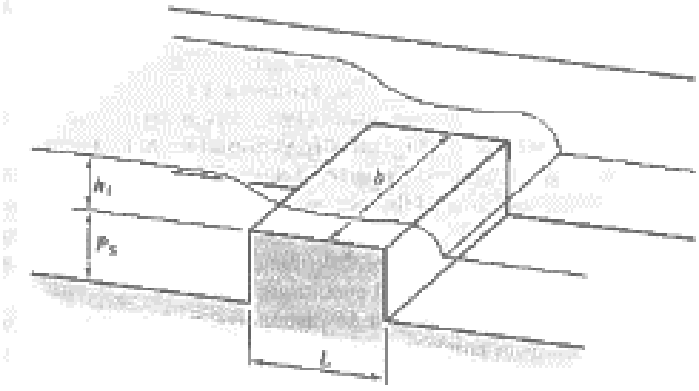


Figura 39 - Descarregador de soleira espessa (Chadwick *et a*l, 2013).

A colocação deste descarregador num canal (ao longo de toda a sua largura) provoca o aumento da altura do escoamento através da acumulação de um volume de água a montante, levando o escoamento a passar pelo regime crítico sobre o coroamento. A lei de vazão deste descarregador pode ser dada por:

$$Q = C.b.\sqrt{2.g}.{H_1}^{3/2} \tag{47}$$

Em que *C* representa o coeficiente de vazão do descarregador, *g* a aceleração gravítica, *b* a largura do descarregador e H_1 a altura da lâmina de água.

O coeficiente de vazão é dado por (Chadwick *et al*, 2013):

$$C = 0.848.\left(0.91 + 0.21.\frac{\mathrm{H_1}}{L} + 0.24.\left(\frac{\mathrm{H_1}}{\mathrm{H_1} + P_s} - 0.35\right)\right) \tag{48}$$

Para a utilização de perfis circulares o cálculo do coeficiente de vazão é dado em função da carga sobre a soleira e o seu raio de curvatura por, sendo que a lei de vazão é a apresentada na equação (46) (Lencastre 1959).

$$C = 0.385 + 0.085.\frac{H_1}{r} - 0.10\left(\frac{H_1}{r}\right)^2 \tag{49}$$

Em que H_1 representa a altura da lâmina de água a montante do descarregador, *L* a espessura do descarregador, e P_s a altura do descarregador de soleira espessa.

2.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

A hidráulica fluvial é o ramo da engenharia que se ocupa com o fenómeno de erosão hídrica, dos escoamentos em rios com leitos de sedimentos suscetíveis de serem transportados pela água (Cardoso, 1998). Alguns dos objetivos da hidráulica fluvial são: solucionar problemas ao nível da erosão hídrica e conservação de leitos fluviais, controle de cheias, cálculo do caudal sólido, sedimentação e transporte de sedimentos. Porém, neste trabalho dar-se-á especial ênfase apenas à erosão e transporte de sedimentos.

O fenómeno da erosão hídrica ocorre quando se dá a meteorização das rochas, produzindo uma camada de areias, siltes e argilas que passam a cobrir a rocha mãe. Com o escoamento superficial, dá-se a remoção dessas partículas da estrutura do solo. Deste modo, as partículas são arrastadas na linha de água, sendo removidas num local (fenómeno de erosão) e fixam-se num outro (dá-se o fenómeno da sedimentação) (Cardoso, 1998).

Os dois fenómenos apresentados, isto é, a erosão e a sedimentação, são dois fenómenos muito comuns nos rios. A erosão consiste no arrastamento de partículas por efeitos das forças de turbulência, através das componentes horizontais e verticais. A sedimentação consiste da deposição de partículas no leito e nas margens de um canal, geralmente depois destes terem sido erodidos e, posteriormente, arrastados de um local mais a montante (Cardoso, 1998).

O transporte de sedimentos varia com as características do rio, isto é, com o declive e com a velocidade média do escoamento. À medida que se avança no percurso do rio, a velocidade de escoamento sofre

uma diminuição. Assim sendo, as partículas de maior dimensão deixam de ser transportadas, ficando depositadas.

Surge então o conceito de capacidade de transporte. A capacidade de transporte de um rio está diretamente associada a estes processos de erosão e sedimentação., ou seja, enquanto o rio tem capacidade de transporte de sólidos o curso de água sofre erosão, sendo que, quando essa capacidade é ultrapassada passa a haver deposição de sedimentos. No limite, quando a capacidade de transporte de sólidos iguala a carga sólida existente, o curso de água estará em equilíbrio (Franco, 2010).

O interesse deste estudo recai, sobretudo, na necessidade de prever as alterações que a introdução de perturbações no leito acarretará sobre o curso de água. Um exemplo muito concreto é o caso da construção de barragens no rio. A montante da barragem irá acumular-se uma grande quantidade de sedimentos na albufeira, o que se traduzirá na diminuição do seu volume útil, dado que haverá um volume morto que aumentará com a acumulação de sedimentos. A jusante da barragem haverá um aumento da capacidade de transporte de sólidos, podendo provocar erosões, caso se formem as condições necessárias para esse acontecimento.

Correntemente distinguem-se dois tipos de transporte de sólidos: o transporte em suspensão e o transporte de arrastamento. O transporte de sólidos em suspensão consiste no arrastamento de partículas sem haver contacto com o fundo do canal, sendo este sustentado pelas componentes verticais das forças de turbulência. A velocidade das partículas, dado estas estarem em suspensão, é sensivelmente igual à velocidade do escoamento.

O segundo modo de transporte de sedimentos consiste no arrastamento de partículas. O transporte dessas partículas dá origem a formas de fundo, que são constituídas por material fino, por exemplo areia, e vão apresentando diferentes configurações conforme a velocidade do escoamento (Franco, 2010).

Tendo em conta um solo de material não coesivo de granulometria uniforme, sujeito a escoamentos permanentes, tem que o movimento das partículas se inicia quando se atinge um determinado caudal. Aí as partículas iniciam um movimento aleatório isolada, começando a ser destacadas e posteriormente arrastadas, sendo que aí se considera que se atingiram as condições críticas (Cardoso, 1998).

Segundo Cardoso (1998), as partículas existentes num canal, entram em movimento quando as forças solicitadoras e os seus respetivos momentos são superiores às ações do peso do volume de água sobre as partículas e o seu peso imerso (Figura 40).

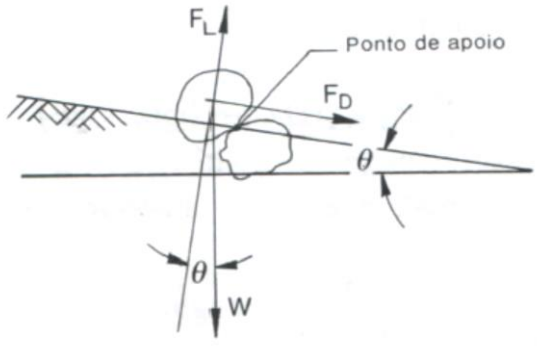


Figura 40 - Forças atuantes sob a partícula (Cardoso, 1998), em que F_L representa a força normal, F_D a força de arrastamento, W o peso submerso da partícula e θ a inclinação do leito..

Na literatura apresentam-se diferentes critérios para determinar as condições a partir das quais se considera o início do movimento das partículas por arrastamento, dos quais se destaca o critério da tensão crítica e da velocidade crítica.

Vários estudos foram realizados acerca desta temática, pelo que, surge o conceito de tensão crítica de arrastamento, que representa o valor da tensão acima do qual passa a haver arrastamento de partículas. Existem várias formas para a sua determinação, contudo neste trabalho apresenta-se o diagrama de Shields (Figura 41).

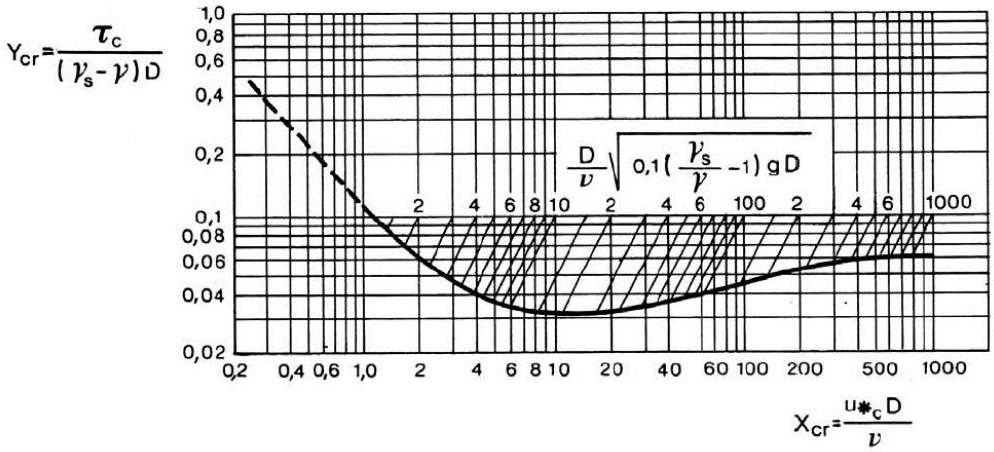


Figura 41 - Ábaco de Shields.

A curva de Shields pode dividir-se em três regiões distintas: a primeira correspondente ao escoamento laminar, e dá-se quando $Xcr \leq 2$, a segunda região correspondente ao escoamento de transição ($2 < X_{cr} < 70$) e, por fim, a região do regime turbulento ($X_{cr} \geq 70$) (Cardoso, 1998).

Conhecendo o diâmetro do material granular (D), o seu peso volúmico (γ_s), a viscosidade cinemática de água (υ) e o seu peso volúmico (γ) é possível, determinar a tensão crítica de arrastamento, para o qual é iniciado o movimento das partículas, se o escoamento for uniforme. Recorrendo ao parâmetro adimensional dado pela equação (50), que se traduz numa família de linhas paralelas, intersectando com a curva de Shields é possível determinar diretamente o valor da tensão crítica.

$$\frac{D}{\upsilon}.\sqrt{0.1.\left(\frac{\gamma_s}{\gamma}-1\right).g.D} \tag{50}$$

Contudo, são apontadas 3 críticas a este método:

- a consideração apenas das tensões média, sabendo que os valores instantâneos podem afetar o movimentos;
- não é considerado o efeito da sustentação hidrodinâmica;
- não há consenso quato ao valor de Y_{cr} para o escoamento turbulento rugoso, nem quanto ao limite inferior X_{cr} para o mesmo tipo de escoamentos.

Outro critério vulgarmente utilizado para perceber o início do movimento das partículas é o critério da velocidade crítica. Existem várias propostas de distintos autores para quantificar esta grandeza, sendo que, neste trabalho se apresenta a proposta de Goncharov (1964), apresentado em Cardoso (1998).

$$u_{cr} = \log\left(8.8 \times \frac{y}{D}\right) . \sqrt{\frac{2 \times g \times (\gamma_s - \gamma) \times D}{3.5 \times \gamma}} \tag{51}$$

em que *y* representa a altura de água.

Aplicando o critério da velocidade crítica, conclui-se que existe movimento de partículas quando a velocidade média do escoamento for superior à velocidade dada pela aplicação da equação (51).

Iniciado o transporte de sólidos, pode dizer-se que o escoamento interatua com o fundo móvel do leito, movendo partículas, modelando-o, e por consequência dando origem a formas de fundo. As formas de fundo (Figura 42) estão diretamente relacionadas com a velocidade do escoamento e, consequentemente, com o número de Froude (Yang, 1996).

No caso do escoamento se dar no regime lento (ou seja, Fr <1), dado as velocidades serem pequenas formam-se rugas. Se a velocidade for aumentando formam-se rugas sobrepostas. Para velocidades superiores às anteriores, geram-se dunas. O próximo estágio consiste na formação do leito plano superior.

Quando o escoamento atinge o regime crítico, isto é Fr = 1, formam-se ondulações no fundo do canal. A este estado estão associadas ondas estacionárias, ao qual está ligado o fenómeno do ressalto ondulado.

O incremento da velocidade traduz-se noutra mudança de regime, passando o escoamento para o regime rápido, dado que Fr agora é superior à unidade. Com o aumento da velocidade as ondulações lançam os sedimentos no sentido oposto, criando assim anti-dunas.

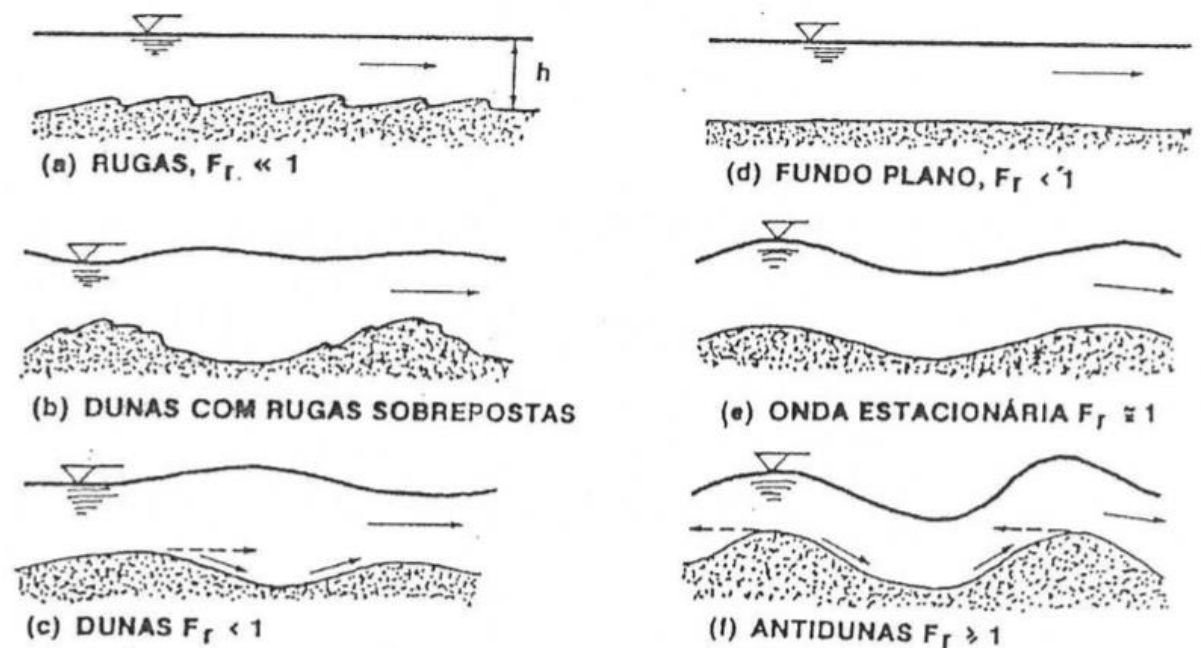


Figura 42 - Formas de fundo (Cardoso e Cunha, 1998).

As formas de fundo no leito do canal são influenciadas pela profundidade da lâmina de água, a inclinação do canal, a massa volúmica do material dos sedimentos, a forma do leito, a rugosidade do canal (dependente do material), a granulometria e a velocidade do escoamento.

No que respeita à erosão do leito de um rio, destaca-se a erosão geral e a erosão localizada. A erosão generalizada decorre da existência de grandes caudais, de curvas na trajetória do rio, da confluência de rios e da configuração dos fundos dos leitos dos rios (Pinheiro, 2012).

À erosão generalizada está associada o transporte de sedimentos de um local para o outro, o que provoca o desassoreamento nuns locais e o assoreamento noutros locais do leito. Entende-se por desassoreamento o fenómeno de erosão do leito, que provoca a diminuição da cota do leito e a diminuição da sua inclinação, e pode ter como origem a construção de barragens, a realização de dragagens e as alterações na ocupação dos solos na bacia hidrográfica (Yeo, 1991).

A erosão localizada consiste na remoção de sedimentos provocados pela existência de obstáculos no leito, originando cavidades de erosão. Um dos exemplos mais frequentes deste tipo de erosão é a erosão em pilares, apresentada na Figura 43 (Pinheiro, 2012).

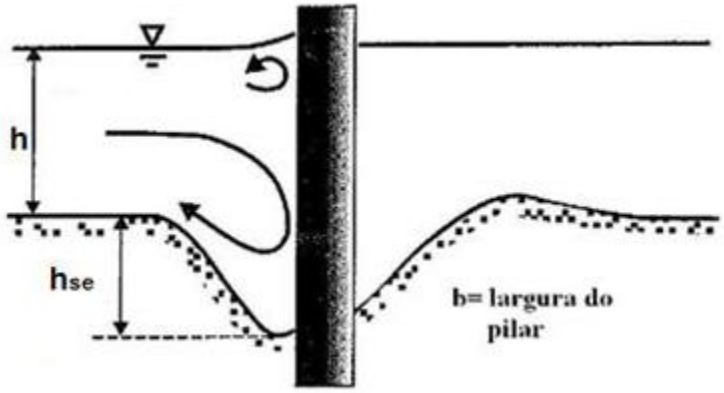


Figura 43 - Erosão localizada.

O escoamento sem qualquer obstáculo, à medida que a profundidade do leito aumenta, sofre uma diminuição da velocidade, contudo, quando um obstáculo é introduzido no sistema, altera as condições desse mesmo escoamento. O escoamento quando se aproxima do pilar cria um jato descendente que começa a erodir o solo de fundação do pilar, até que a fossa de erosão atinja um estado de equilíbrio. Esse estado de equilíbrio depende das características do material dos sedimentos, nomeadamente o ângulo de atrito. Após ser atingido o estado de equilíbrio, as dimensões da fossa de erosão irão manter-se, não havendo um aumento considerável ao longo do tempo.

Uma vez definida erosão localizada é importante definir quais as variáveis relevantes para estudar o fenómeno no laboratório, devendo este processo de seleção ser realizado com precaução. Este fenómeno é complexo, uma vez que depende de múltiplos fatores, como por exemplo, fatores hidráulicos, sedimentológicos, topográficos, e geométricos (Ramos, 1990).

O interesse do estudo da erosão em pilares é a prever e analisar a dimensão da fossa de erosão, bem como estudar medidas protetoras/mitigadoras. Esse estudo deve ser realizado em laboratório, processo que envolve diferentes variáveis independentes, as quais vão ser em seguida abordadas. Com efeito, a profundidade máxima da erosão local será em função das características geométricas do obstáculo, da geometria do canal, das características do escoamento, das propriedades do fluido, das propriedades dos sedimentos e do tempo.

2.6. ROTURA DE BARRAGENS

As barragens são infraestruturas que, hoje em dia, assumem elevada importância sob o ponto de vista da gestão da água uma vez que permitem o seu armazenamento para abastecimento às populações e produção de energia mediante o aproveitamento da queda bruta.

As barragens podem ser classificadas com base em vários critérios, por exemplo: forma geométrica, materiais que a constituem e pela forma como reagem à solicitação.

Em relação aos materiais utilizados, as barragens podem ser de enrocamento e/ou aterro, de betão ou alvenaria ou mistas. A sua escolha está dependente do local onde vai ser implantada, da existência de manchas de empréstimo próximas, da topografia, bem como das condições hidrológicas.

A forma depende de critérios, tais como, o local de implantação ser mais encaixado ou amplo, das condições do solo de fundação e das margens. As barragens de betão podem ser de gravidade, em arco, mistas, ou em arcos múltiplos. As barragens de gravidade respondem às solicitações através do seu peso

próprio. As barragens em arcos as solicitações são absorvidas no encontro da estrutura com as margens. No que concerne às barragens de aterro, estas podem ter o seu perfil homogéneo ou heterogéneo.

Com a crescente necessidade de utilização deste género de infraestruturas, é fundamental garantir a sua segurança sob o ponto de vista estrutural, mas também ao nível da população, dos bens materiais e ambientais, a jusante da mesma.

Para tal, está previsto no regulamento de segurança de barragens (Decreto-Lei 344/2007 de 15 de Outubro) que se realize um plano de emergência, contendo um conjunto de medidas e uma avaliação de potenciais danos. No que se refere à avaliação de danos potenciais, devem ser realizados estudos dos principais cenários de acidentes, realizado um mapa de inundações para diferentes cenários de acidente e colapso, e caracterizada a população e os bens materiais e ambientais da zona.

O ensaio experimental deste fenómeno é necessário para a análise da onda de cheia provocada pela rotura da barragem, dado que o efeito desta se repercute a jusante afetando a população e os seus equipamentos. Deste modo, analisando o seu efeito é possível quantificar as áreas afetadas no que concerne à população afetada, as infraestruturas afetadas e criar um plano de emergência em caso de acidente.

Para caracterizar corretamente o fenómeno é necessário recorrer às equações de Saint-Venant que se baseiam nos seguintes pressupostos:

- O escoamento é unidirecional, a velocidades é uniforme e a superfície livre transversal do escoamento é horizontal;
- A curvatura de linha de água é muito pequena e a aceleração vertical do escoamento é desprezável;
- A resistência do fluxo e as perdas de turbulência são as mesmas que para um fluxo constante, considerando a mesma profundidade e velocidade;
- A inclinação do leito é pequena para assegurar que, equação 52, em que θ é o ângulo que o leito faz com a horizontal.

$$\cos\theta \approx \sin\theta \approx \tan\theta \approx \theta \tag{52}$$

- O transporte de sedimentos é negligenciável uma vez que as fronteiras são fixas.

As equações de Saint-Venant são utilizadas para analisar a rotura de barragens. São deduzidas a partir da equação da quantidade de movimento e da equação da continuidade (Chanson, 2004).

No que respeita à equação da continuidade, esta refere-se à conservação da massa em relação a um volume de controlo,

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \Leftrightarrow W \times \frac{\partial h}{\partial t} + W \times \frac{\partial}{\partial x}\left(U \times h\right) = 0 \Leftrightarrow \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(U \times h\right) = 0 \tag{53}$$

Pela equação da quantidade de movimento, considerando o mesmo volume de controlo e instantes de tempo anteriores, tem-se que a soma da quantidade de movimento do volume de controlo e do fluxo da

quantidade de movimento, através da sua fronteira, é igual à resultante das forças atuantes, ou seja, à soma de todas as forças.

$$\Leftrightarrow \frac{\partial}{\partial x}(U.h) + \frac{\partial}{\partial x}(U^2.h) + \frac{\partial}{\partial x}(g \times \frac{h^2}{2}) = 0 \quad (54)$$

A formulação de Ritter permite obter uma solução para as equações de Saint-Venant (53) e (54) . Ritter aplicou as equações de Saint-Vennant a um canal semi-infinito, no qual se despreza o atrito.

Para este caso as equações de St.-Venant podem ser reduzidas a equações diferenciais ordinárias através do método das características (Chanson, 2004). De acordo com Ritter (1892) a solução das equações é dada pelas expressões seguintes:

$$\frac{h}{h_0} = \left(\frac{1}{3}.\left(2 - \frac{x}{c_0 t}\right)\right)^2 \quad (55)$$

$$\frac{u}{c_0} = \frac{2}{3} \times \left(1 + \frac{x}{c_0 t}\right) \quad (56)$$

em que *h* representa a altura de água num ponto, h_0 é a altura de água inicialmente armazenada, *x* representa a abcissa.

Por fim, c_0 que representa a celeridade da onda, sendo dada por:

$$c_0 = \sqrt{g.h} \quad (57)$$

Resumindo, a análise da onda de cheia provocada pela rotura de barragens é feita analisando as alturas de água em diversos pontos (55) para se preverem os locais afetados, e também o tempo que a onda de cheia demora a chegar a esses pontos. Essa análise faz-se sabendo a distância do ponto em estudo à barragem e a velocidade de propagação da onda (equação (56)).

A equação (63) aplica-se a canais horizontais, ou seja, canais com inclinação 0%. Nesta lógica, surge a necessidade de encontrar uma proposta para o estudo de uma rotura de barragem em canais com declives não nulos. O trabalho realizado por LaRocque *et al*. (2012) teve com finalidade do estudo da referida situação. Estes autores aplicam expressões deduzida por Chanson (2006) para o cálculo das alturas da água para diferentes intervalos de tempo e espaço, para canais com inclinação e sem volume de água a jusante da barragem.

$$\frac{h}{h_0} = \frac{1}{9}.\left(2 + 0.5\,.\sqrt{\frac{g}{h_0}}.i.t - \frac{x}{t.\sqrt{g.h_0}}\right)^2 \quad (58)$$

Em que x representa a distância à barragem do ponto que se está a analisar, h_0 a altura de água armazenada, i a inclinação do canal, h a altura de onda em função do instante e da posição, t o instante de tempo analisado e g a aceleração gravítica. Esta formulação é válida para:

$$1 \leq \frac{x}{t.\sqrt{g.H}} \leq 2 + 0.5.\sqrt{\frac{g}{H}}.i.t \tag{59}$$

2.7. *TSUNAMIS*

O *tsunami* ou maremoto é uma série de ondas com períodos semelhantes entre si associadas a movimentos verticais da coluna de água, e que podem ser geradas pelo deslizamento de taludes submersos, erupções vulcânicas, sismos com o seu epicentro na plataforma continental e a grande profundidades, fenómenos de interação entre as placas tectónicas e impactos de corpos cósmicos, como por exemplo meteoritos (do Carmo, 2000) (Figura 44).

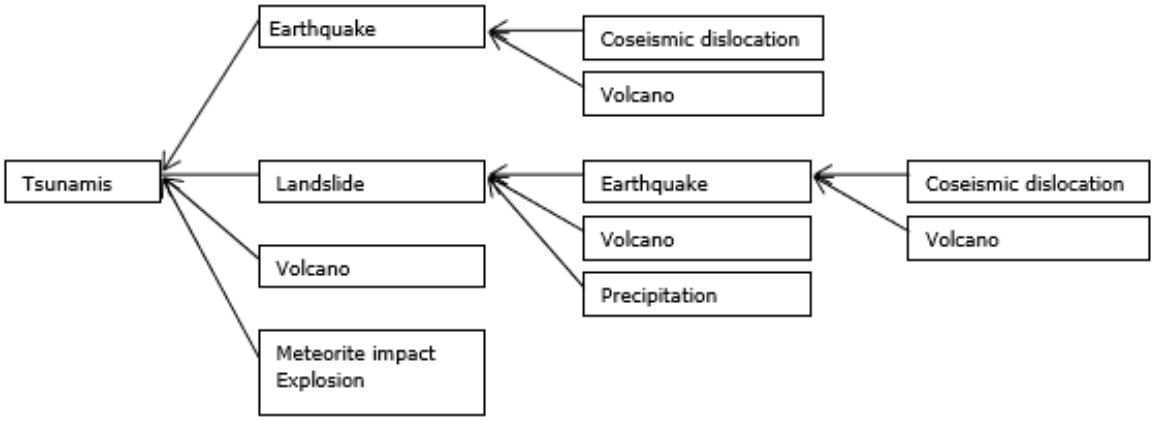


Figura 44 - Origem de *tsunamis* (van Nieuwkoop, 2007)

A este fenómeno estão frequentemente associadas grandes catástrofes, sendo regiões inteiras desoladas, milhares de vidas perdidas e uma grande quantidade de bens materiais destruidos. Neste contexto torna-se importante tentar prever a ocorrência de *tsunamis* e qual será a sua magnitude com vista a tomar medidas com a maior brevidade possível.

Vários países desenvolveram meios eficazes de previsão de *tsunamis*, criando sistemas de monitorização em tempo real. Por exemplo, os Estados Unidos da América, desenvolveram o sistema DART (Deep-ocean Assessment and Reporting of Tsunamis) (Figura 45) que recolhe informação em tempo real, através de uma rede de deteção de ondas sísmicas instaladas na costa e informa as comunidades de potenciais riscos, trabalhando em consonância com o sistema CREST (Consolidated Reporting of Earthquakes and Tsunamis) que recolhe em permanência informação acerca da atividade sísmica (do Carmo, 2000).

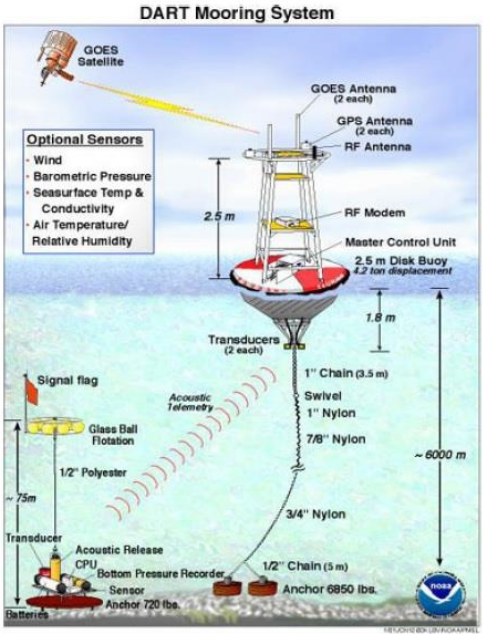


Figura 45 - Sistema DART (Darienzo, 2003).

Com as informações obtidas pelo sistema DART é realizado um sistema de avaliação de risco, que cria mapas de inundação e possibilita a execução de planos de emergência. Por fim, resta às autoridades realizar um trabalho de sensibilização junto da população.

Um *tsunami* é uma série de ondas sucessivas, caracterizadas por grandezas com a celeridade, o período, o comprimento e a amplitude. No que respeita ao período, as ondas de um *tsunami* são caracterizadas por períodos na ordem das dezenas de minutos (entre os 10 a 40 minutos). A velocidade de propagação da onda, denominada celeridade, é da ordem de grandeza das centenas de quilómetros por hora, em grandes profundidades, podendo ser estimada para qualquer profundidade de água pela expressão geral dada pela teoria linear da onda gravítica,

$$C = C_0 \times \tanh(kh) \tag{60}$$

em que C_0 representa a celeridade da onda em água profundas, h a profundidade de água, C a celeridade da onda e k o número de ondas.

O número de ondas pode ser calculado por:

$$k = \frac{2\pi}{L} \tag{61}$$

em L representa o comprimento de onda.

Contudo, é possível particularizar a equação (60) para dois casos: grandes e pequenas profundidades, respetivamente as equações (62) e (63)). Escusa-se a dedução das expressões que representam as

celeridades das ondas nas duas situações, aconselhando-se a leitura de documentação referente ao tema, por exemplo Mota Oliveira (2005).

$$C = C_0 = \frac{g \times T}{2\pi} \tag{62}$$

$$C = \sqrt{g \times h} \tag{63}$$

Em que *C* representa a celeridade, *g* a aceleração gravítica, *h* a profundidade de água e *T* o período.

Analisando os dois casos anteriores, percebe-se que para grandes profundidades da água, a celeridade da onda depende inteiramente do período, não sendo influenciada pelos fundos. Em oposição, para pequenas profundidades, a celeridade da onda é função da profundidade.

Esta distinção das ondas para grandes e pequenas profundidades está latente nos perfis de velocidades entre a superfície e o fundo. Para pequenas profundidades, a velocidades permanece sensivelmente constante desde a superfície livre até ao fundo (Figura 46), contrariamente, para as grandes profundidades, as velocidades decrescem exponencialmente desde a superfície até ao fundo (Figura 47).

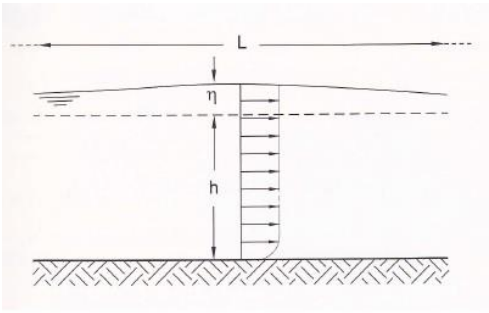


Figura 46 - Perfil de velocidades para pequenas velocidades (Mota Oliveira, 2005).

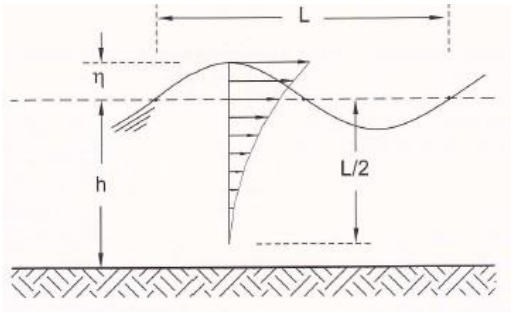


Figura 47 - Perfil de velocidades para grandes profundidades (Mota Oliveira, 2005).

O estudo dos *tsunamis* tem como objetivo a previsão das alturas de onda, da velocidade de propagação da onda e da sua cota máxima de espraiamento, de modo a prever os potenciais danos da sua ocorrência, a previsão do tempo de evacuação e a área atingida.

As alturas de onda podem ser estimadas pela equação (64) , em função da altura inicial da onda (H_0), do raio da forma circular (R_0) e da distância à origem (R), considerando que a fonte gerada é um ponto ou uma figura geométrica bem definida (por exemplo, um quadrado ou um circulo), sendo assim, possível considerar que o decaimento da altura de onda poderá considerar-se igual e uniforme em todas as direções (Mota Oliveira, 2005).

$$H = H_0 \sqrt{\frac{R_0}{R}} \tag{64}$$

Sumariamente, pode dizer-se que a onda decai metade, para o quadruplo do aumento da distância.

O período médio da onda pode ser dado por, em função, da dimensão transversal da fonte B, e da sua profundidade h.

$$T = \frac{2 \times B}{\sqrt{g \times h}} \tag{65}$$

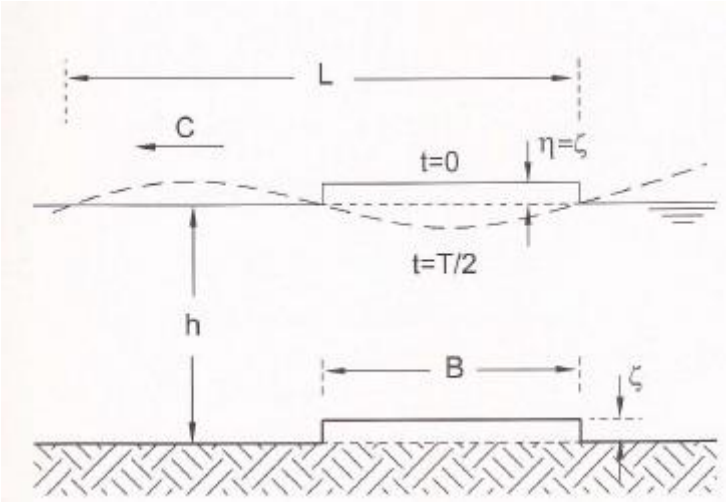


Figura 48 - Geração do *tsunami (Mota Oliveira, 2005)*.

Com vista à análise da possibilidade da geração de ondas de *tsunami* no canal multi-funções em estudo, foi necessária uma recolha de trabalhos realizados nesse âmbito, dando-se especial atenção à geração de *tsunamis* mediante o deslizamento de corpos sobre uma rampa (Figura 49).

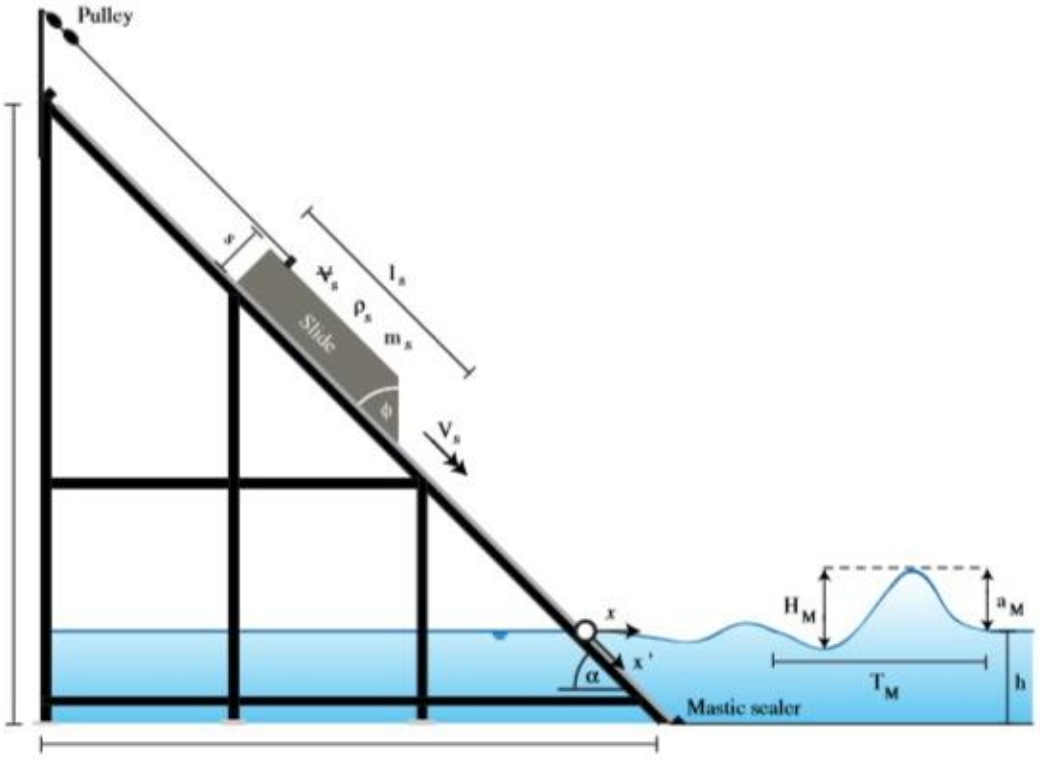


Figura 49 - Método escolhido para geração de *Tsunami (Heller e Spinneken, 2013)*.

As ondas geradas pelo deslizamento de uma massa sobre uma rampa caracterizam-se pela formação de uma superelevação na massa de água, aquando do embate da massa com o volume de água em repouso, seguida de uma depressão nos momentos que se seguem (Figura 50).

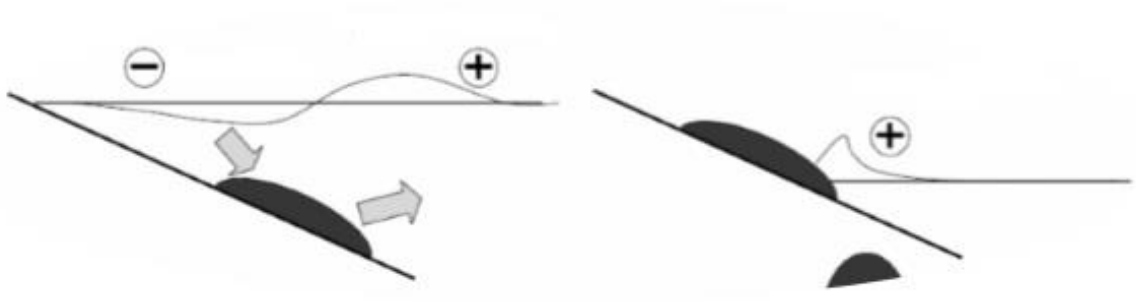


Figura 50 - Geração de onda através do deslizamento de uma massa.

Na Tabela 5 apresentam-se várias propostas para o cálculo da amplitude da onda geradas pelo deslizamento de uma massa ao longo de uma rampa.

Tabela 5- Propostas para o cálculo das amplitudes das ondas.

Autor	Ano	Equação
Watts	-	$h = 0.2139 \,.\, T\,(1 - 0.7458 \,.\, \sin(\theta) + 0.1704 \,.\, \sin\theta^2).\left(\frac{b \,.\, \sin(\theta)}{d}\right)^{1.25}$
Panizzo et al.	2005	$\frac{h}{h_0} = 0.07 \,.\, \left(\frac{t_s^*}{A_W^*}\right)^{-0.45} .\, \sin(\theta) \,.\, \exp(0.6 \,.\, \cos(\theta) \,.\, \left(\frac{r}{h_0}\right)^{-0.44}$
Kamphuis and Bowering	1972	$\frac{h_{max}}{h_0} = \left(\frac{u}{\sqrt{g \,.\, h_0}}\right)^{0.7} \,.\, \left(0.31 + 0.2 \,.\, \log(\frac{B \,.\, T}{{h_0}^2}\right)$
Fritz et al.	2004	$\frac{h}{h_0} = 0.25 \,.\, \left(\frac{u}{\sqrt{g \,.\, h_0}}\right)^{1.4} .\left(\frac{T}{h_0}\right)^{0.8}$
Huber and Hager	1997	$\frac{h_{max}}{h_0} = 2 \,.\, 0.88 \,.\, \sin(\theta) \,.\, \cos\left(\frac{2\alpha}{3}\right).\left(\frac{\rho_s}{\rho_w}\right)^{0.25} .\sqrt{\frac{V}{b \,.\, {h_0}^2}} \,.\left(\frac{r}{h_0}\right)^{-2/3}$
Walder et al.	2003	$\frac{h_{max}}{h_0} = 0.0924 \,.\, \left(\frac{t_s^*}{A_w^*}\right)^{-0.316}$

Em que T representa o período da onda, θ o ângulo do talude de deslizamento, d a submergência, u a velocidade de deslizamento da massa, h_0 a altura de água em repouso, h a altura da onda, B o comprimento da massa e T a largura da massa. As variáveis cujo significado não é apresentado são variáveis que se calculam mediante o conhecimento de outras variáveis, pelo que se aconselha a consulta do documento para obter as suas expressões.

Kamphuis and Bowering (1972) simularam *tsunamis* fazendo um corpo pesado deslizar sob uma rampa, gerando um sistema de ondas com uma amplitude máxima de onda dada por h_{max}, e um período inicial dado por T_1. A amplitude de onda máxima é função da altura de água em repouso no canal h, da velocidade de colisão do objeto com a água u, da largura T e do comprimento b do objeto. Assim sendo, a altura máxima da onde é dada por,

$$\frac{h_{max}}{h} = \left(\frac{\mathrm{u}}{\sqrt{g \times h}}\right)^{0.7} \times \left(0.31 + 0.2 \times \log\left(\frac{B}{h} \times \frac{T}{h}\right)\right) \tag{66}$$

O período inicial da onda gerada (T_1) é função da altura de água no canal e da distância percorrida pelo objeto na rampa, designado por x, e é dado pela equação (67).

$$T_1 \times \sqrt{\frac{g}{h}} = 11.0 + 0.255 \times \left(\frac{x}{h}\right) \tag{67}$$

Como foi referido anteriormente, um dos objetivos do estudo de *tsunamis* é a previsão do alcance do sistema de ondas, ou seja, a cota atingida pela onda após atingir a costa. Achou-se, portanto, importante

estudar-se a possibilidade de quantificar o seu espraiamento, de forma a estimar cota máxima que uma onda poderá atingir após chegar à costa.

Neste trabalho optou-se por utilizar a expressão proposta por Sinolakis (1987) para a estimação do valor máximo do espraiamento (*R*), que se traduz por,

$$\frac{R}{h_0} = 2.831 \times \cot(\beta)^{0.5} \times \varepsilon^{5/4} \quad (68)$$

Em que *R* traduz o espraiamento máximo da onda, β representa o ângulo do talude onde se dá o espraiamento, e ε consiste no quociente entre a altura a onda e a altura de água.

3
ESTADO DA ARTE

A realização deste capítulo resulta da necessidade de perceber as características das instalações à venda no mercado, bem como as instalações utilizadas em investigação, nas várias universidades do mundo.

A secção 3.1 prende-se precisamente com a análise realizada sobre instalações experimentais utilizadas em universidades, tendo-se em atenção as suas dimensões, algumas características, como por exemplo o caudal máximo, a inclinação máxima do canal e, por fim, o modo como o fenómeno foi simulado. Teve-se em atenção o estudo realizado e as conclusões obtidas.

Na secção 3.2 foi feita uma análise dos equipamentos existentes à venda no mercado, fazendo-se um levantamento das principais marcas existentes no mercado, tipos e modelos, prestando-se atenção a alguns pormenores importantes, como sendo, os volumes dos reservatórios, o modo como se faz variar a inclinação do canal, a forma dos reservatórios de entrada e de saída, bem como o caudal e inclinação máximos do canal.

3.1. INSTALAÇÕES UTILIZADAS EM UNIVERSIDADES

3.1.1. RESSALTO HIDRÁULICO

Ali (1991) estudou o efeito da construção de uma estrutura (Figura 51) no leito de um canal com o objetivo de aumentar a rugosidade, considerando diferentes condições de escoamento com vista a diminuir o comprimento do ressalto hidráulico originado, atendendo a considerações hidráulicas mas também a considerações económicas, dado que, a redução do comprimento do ressalto hidráulico poderá levar, por exemplo à diminuição do comprimento da bacia de dissipação. Os diferentes escoamentos deram-se em regime rápido variando o número de Froude entre os valores de 4.47 e 9.53, os que se traduziu em caudais que variam desde 23 L/s e 47.43 L/s, para um total de 10 ensaios.

O ressalto hidráulico foi provocado por um descarregador de soleira delgada, cuja abertura foi variando entre 2.5 a 4.5 cm. Utilizou-se um canal com 16.70 m de comprimento, 0.80 m de largura e 0.70 m de altura. Importa referir qua a estrutura em estudo é feita de cubos de latão dispostos convenientemente, e cujo seu tamanho foi mudando de acordo com a variação do caudal, garantindo-se apenas que durante o primeiro ensaio (onde a altura de água é menor), o tamanho dos cubos não ultrapasse essa mesma altura.

No que se refere à obtenção dos dados medidos, o caudal foi controlado um descarregador calibrado, juntamente com a colocação de piezómetros e duas sondas com vista a obtenção das alturas de água do escoamento.

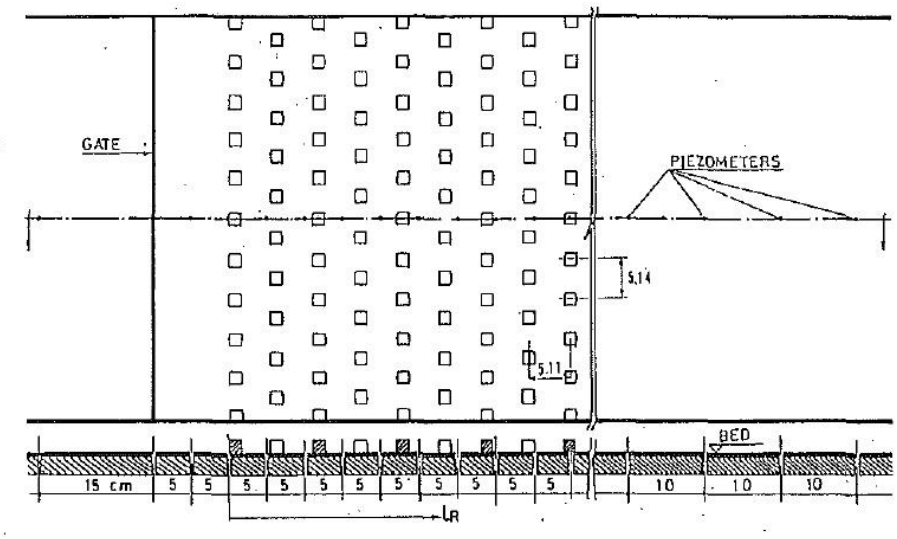


Figura 51 - Estrutura colocada no leito do canal para aumentar a rugosidade (Ali, 1991).

Com a realização do trabalho foi possível concluir que o comprimento do ressalto sofre reduções claras com o aumento da rugosidade. Conclui-se também que na situação analisada, o comprimento do ressalto diminui com o aumento do número de Froude do escoamento.

Wu e Rajaratnam (1996) analisaram o comprimento da zona de transição entre o ressalto e a zona de regime uniforme, para vários escoamentos através da variação do número de Froude (entre 3.8 e 10.48).

Os autores utilizaram um canal com o fundo em alumínio e as paredes em vidro. O canal tinha 7.6 m de comprimento, 0.466 m de largura e 0.60 m de altura. A água foi armazenada num reservatório no início do canal, havendo uma comporta colocada no fim do canal com o objetivo de controlar a altura de água, induzindo o regime lento ao escoamento

Foram realizados 5 ensaios para diferentes condições, mantendo-se em cada um deles a altura crítica, fazendo-se variar a velocidade na comporta e consequentemente o número de Froude.

A altura de água foi medida por um piezómetro colocado no fundo do canal a 1.8 m da comporta. Um tubo Prandtl de 3 mm ligado a um sistema de aquisição de dados possibilitando assim a obtenção do campo de velocidades na extremidade do ressalto e em outras secções.

Os comprimentos do ressalto foram obtidos através da análise da variação do perfil de velocidades com a altura de água. No final do estudo chegou-se à conclusão que o comprimento da zona de transição entre o ressalto e o regime normal é cerca de 10 vezes a altura normal do escoamento, para valores de Froude balizados ente 3.8 e 10.48.

Chanson (2009) realizou um estudo para caracterizar as interações turbulentas da superfície livre, analisando o perfil da superfície livre turbulenta e a análise do interação ar-água.

O estudo foi realizado numa canal com paredes de vidro e fundo em PVC, com 3.2 m de comprimento, 0.5m de largura e 0.5 m de altura. O caudal foi medido usando um tubo de Venturi colocado no circuito

de alimentação do canal, e as alturas do escoamento foram medidas utilizando sondas montadas ao longo do canal em calhas.

A superfície turbulenta foi gerada mediante a colocação de uma comporta, com uma abertura de 0.018m, que originava o ressalto hidráulico (Figura 52). A superfície livre turbulenta foi adquirida mediante a utilização de sensores ultrassónicos e sensores acústicos colocados em 6 pontos. A interação ar-água foi registada com uma sonda de deteção de fase.

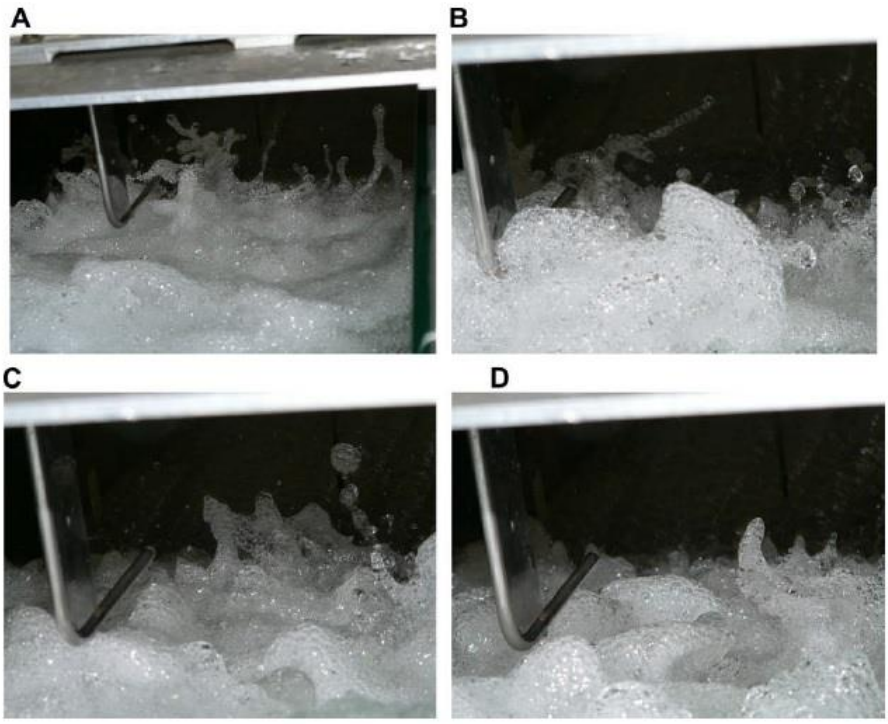


Figura 52 - Superfície turbulenta gerada no ressalto hidráulico (Chanson, 2009).



Figura 53 - Sonda de medição (Chanson, 2009).

A partir deste estudo os autores concluíram que as medições da superfície turbulenta podem ser medidas utilizando sensores acústicos, e as alturas médias de água (no tempo) podem ser medidas na superfície livre localizada no ressalto hidráulico. No que se refere à interação ar-água, a comparação dos dados adquiridos pelos sensores acústicos e as sondas, revelam que a que a superfície de mistura ar-água detetada pelo sensor acústico corresponde aos limites entre a camada inferior de turbulência e a camada superior da superfície livre. Contudo, os resultados obtidos neste estudo indicaram a necessidade da realização de mais estudo para analisar o fenómeno de turbulência.

3.1.2. DESCARREGADORES

Bagheri *et al* (2014) elaboraram um trabalho com o objetivo de analisar as condições de escoamento sobre um descarregador de soleira delgada retangular, localizado lateralmente no canal, através da aplicação das equações tradicionais de descarregadores, tendo também analisado quais os fatores que influenciam a sua descarga.

Um canal com 8m de comprimento, 0.40 m de largura e 0.60 m de altura foi utilizado por Bagheri *et al* (2014) (Figura 54). No que se refere à circulação do caudal no canal, este é controlado por uma bomba que eleva o caudal até ao reservatório de entrada, e é recolhido por um reservatório colocado no fim do canal e outro reservatório secundário que recolhe o caudal vindo pelo descarregador em estudo.

O conhecimento do caudal descarregado lateralmente (Figura 55) é obtido a partir da diferença entre o caudal que entra no sistema medido no descarregador de soleira delgada colocado a montante e o caudal no ponto de saída do canal. As alturas de água foram medidas por sondas colocadas no eixo central do canal. A altura de água foi controlada a jusante por uma comporta no fundo do canal, possibilitando assim a medição (conhecimento) das alturas de água.

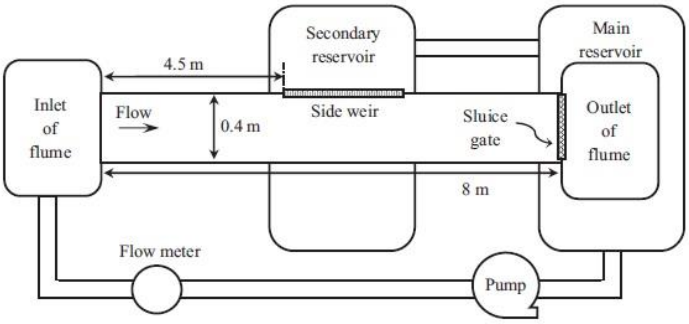


Figura 54 - Esquema da instalação (Bagheri et al, 2014).

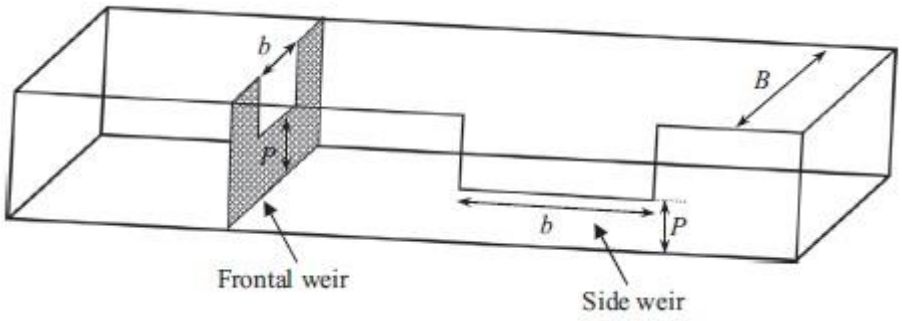


Figura 55 - Esboço do canal (3D) (Bagheri et al, 2014).

Como já foi referido, o estudo centrou-se na estimação de coeficientes de descarga do descarregador aplicando as equações de Marchi, onde se concluiu que, para as mesmas condições de escoamentos, os coeficientes de vazão gerados pelas equações de Marchi são melhores para descarregadores de soleira delgada retangulares localizados frontal do que lateralmente.

Em Guven *et al* (2013) as características hidráulicas de um descarregador de soleira espessa com uma passagem hidráulica situada nele inferiormente foram estudadas. Foi analisado o coeficiente de descarga da estrutura combinada variando os diferentes parâmetros, dos quais, carga a montante, comprimento da passagem hidráulica, forma da passagem hidráulica, dimensões internas da passagem hidráulica, altura do descarregador de soleira espessa, ângulo dos lados do descarregador de soleira espessa e sua largura (Figura 56).

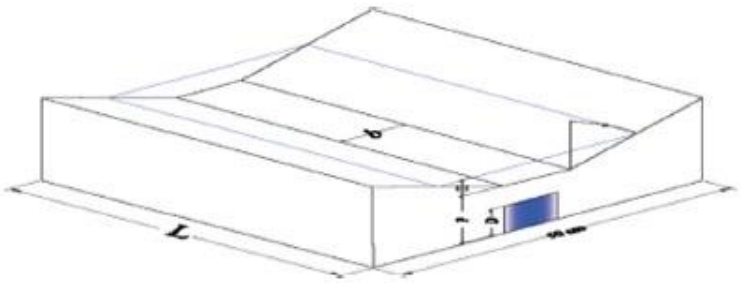


Figura 56 - Estrutura combinada: descarregador de soleira espessa e passagem hidráulica (A. Guven 2013).

As medições foram realizadas num canal com 12 m de comprimento, 0.50 m de altura e largura (Figura 57), com uma comporta vertical a jusante para controlar a altura de água no canal. O canal estava equipada com um reservatório de latão com 7.5 m de comprimento, 2.5 m de largura e 1 m de profundidade, e uma bomba centrífuga para um caudal máximo de 50 L/s.

Foram testados 12 modelos (feitos em vidro) combinando diferentes aspetos anteriormente referidos e foram obtidos os coeficientes de vazão através de fatores adimensionais. As alturas de água foram medidas utilizando sondas colocadas em 3 locais do canal.

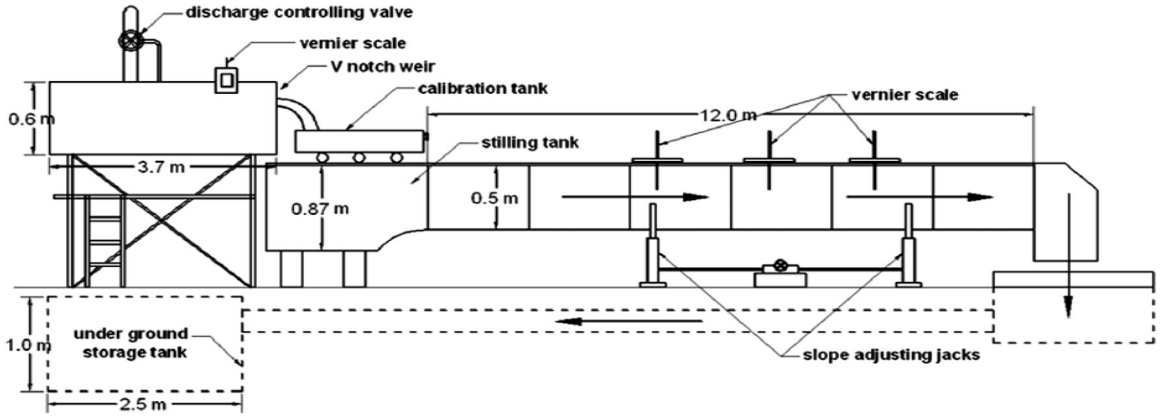


Figura 57 - Instalação utilizada (Guven *et al,* 2013).

Com a realização do estudo concluiu-se que o caudal descarregado não tem qualquer relação significante com a altura do descarregador, e que o coeficiente de vazão torna-se superior com o aumento da razão entre a carga a montante e a altura do descarregador, e para algumas relações entre a altura da passagem inferior e a altura de água a montante.

Gonzalez e Chanson (2007) realizaram um estudo que incidiu na análise do perfil de velocidades e de pressões sobre um descarregador (estudaram-se duas configurações do descarregador). Foram testadas duas geometrias para o obstáculo, a primeira é soleira espessa com 1 m de largura, 0.99 m de altura e 0.62 m de comprimento e a segunda é semelhante à primeira embora apresente uma reentrância (Figura 58).

Utilizou-se um canal de 7 m de comprimento, 1m de largura e 1.5 m de altura. O canal era abastecido por um reservatório de 6.4 m de comprimento, 4.8 m de largura e 1.5 m de profundidade. A transição entre o reservatório de entrada e o canal foi feito por uma curva de modo a tornar a passagem do escoamento por este ponto estável (Figura 59).

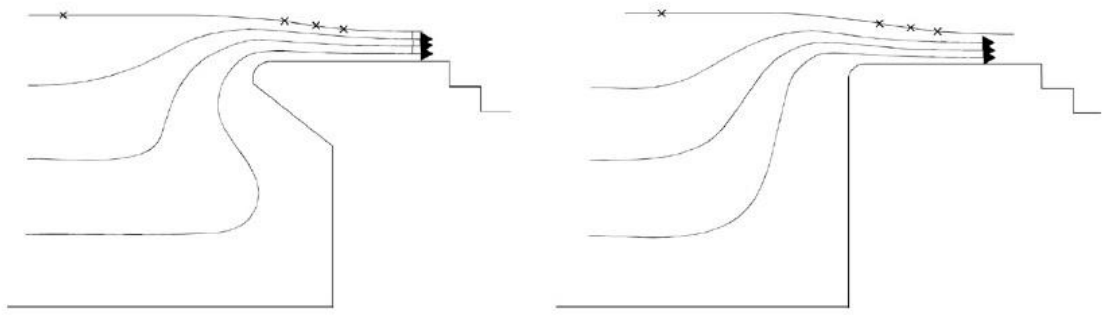


Figura 58 - Geometria dos obstáculos (Gonzalez e Chanson, 2007) .

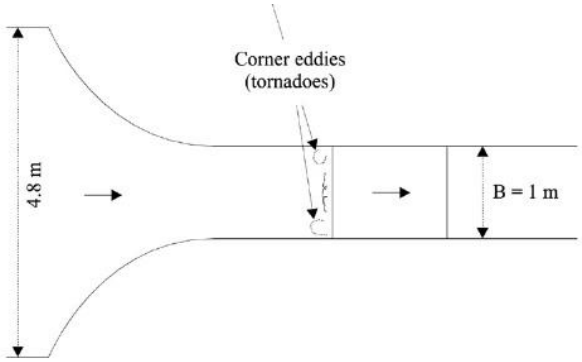


Figura 59 - Passagem reservatório-canal em planta (Gonzalez e Chanson, 2007).

O caudal era controlado por uma bomba através da frequência de rotação, as alturas de água foram obtidas por sondas e os perfis de velocidade e pressões foram obtidos por um tubo de Prandlt-Pitot ligado a um manómetro inclinado que fornecia a carga total e a altura piezométrica.

A realização deste estudo demonstrou a redistribuição rápida dos perfis de velocidade e pressão na extremidade mais a montante da crista do descarregador.

3.1.3. *TSUNAMIS*

Hubert Chanson; Shin-ichi Aoki (2003) estudaram a propagação das ondas de um *tsunami* em direção à costa, através do lançamento vertical de um volume de água. (Figura 60), com o objetivo de analisar o *run-up* das ondas geradas.

Neste estudo utilizou-se um canal horizontal de 15 m de comprimento, 0.80 m de largura e 0.65 m de altura, com o fundo em aço e as paredes em vidro. O volume de água que originou as ondas em estudo foram largadas de um reservatório com um orifício no fundo. No fundo do canal foi simulada uma praia através de um plano inclinado distanciado do orifício do reservatório de 12.775 m (de inclinação 1/6 atingindo uma altura máxima de 0.5 m de altura). As alturas de água foram adquiridas através de sondas. O escoamento foi filmado por duas câmaras, a primeiro colocada lateralmente e a segundo de frente para o escoamento, de modo a poder adquirir imagens da frente da onda.

Foi registado o nível de água no reservatório através de sondas e a desenvolvimento do escoamento no canal foi filmado por 2 câmaras, onde uma foi colocada por cima do eixo do canal e a segunda foi utilizadas para obter fotografias da frente da onda através das paredes de vidro.

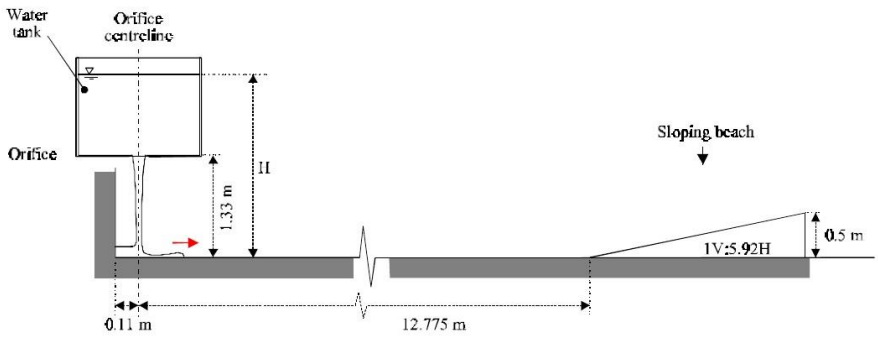


Figura 60 - Instalação e modo de geração da onda utilizados (Hubert Chanson; Shin-ichi Aoki, 2003).

A experiência demonstrou que a onda inicial apresenta uma maior celeridade comparativamente àquela que seria de esperar pela aplicação das equações clássicas da rotura de barragens. Concluiu-se ainda que as ondas geradas apresentam uma grande aceleração nos momentos iniciais, havendo uma desaceleração foi possível perceber que nos vários ensaios realizados o primeiro *run-up* foi aproximadamente de 0.5m.

Enet e Grilli (2007) realizaram um trabalho que teve como objetivo o estudo da geração de ondas provocadas pelo deslizamento de terras subaquáticas, para a obtenção de dados que possam validar modelos numéricos 3D, analisando a amplitude, período e *run-up* das ondas geradas.

As ondas são geradas mediante o deslizamento de um corpo rígido através de uma calha de guiamento, (Figura 61) sob um plano inclinado com 15m de comprimento e um ângulo aproximado de 15º (Figura 62), sendo simuladas ondas não-lineares com diferentes características mediante a variação do modelo da altura de submersão inicial.

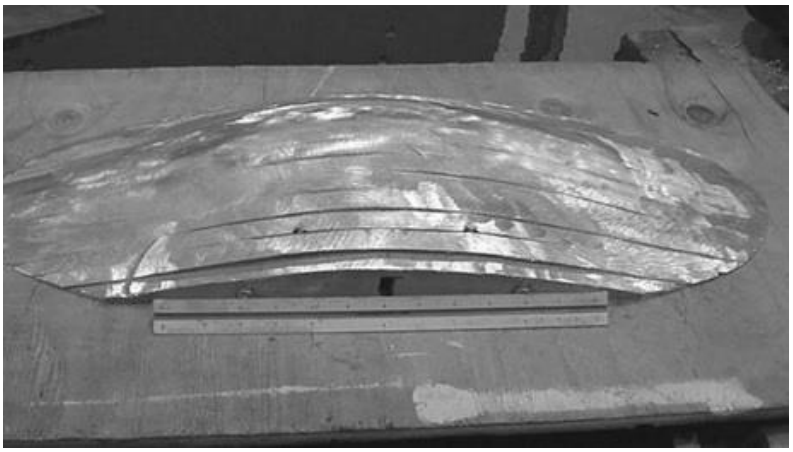


Figura 61 - Corpo rígido gerador da onda (Enet e Grilli, 2007).

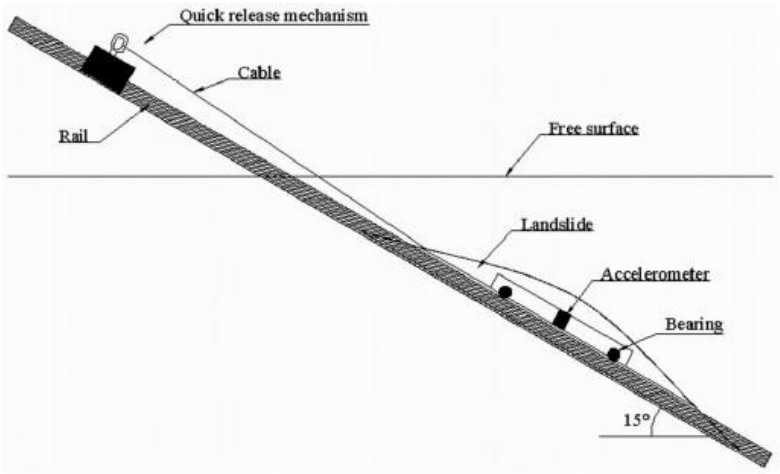


Figura 62 - Esquema do plano de deslizamento (Enet e Grilli, 2007).

Utilizou-se um canal com 30 m de comprimento, 3.8 m de largura e 1.7 m de altura. O plano inclinado sobre o qual o objeto desliza tinha um comprimento de 15 m e 3.7 m de largura, tendo sido construído com placas de alumínio suportadas por perfis metálico do tipo I.

A variação da superfície livre foi medida por sondas colocadas em vários pontos do canal (Figura 63), enquanto o *espraiamento* da onda foi estimado mediante imagens captadas por uma câmara de vídeo colocada de frente para a onda gerada, sendo também colocado um acelerómetro no interior do objeto deslizante, de modo a registar as acelerações.



Figura 63 - Sondas colocadas no interior do canal (Enet e Grilli, 2007).

O estudo incluiu a comparação dos resultados obtidos no estudo através da análise das características das ondas, períodos, amplitude e *run-up*, através da aplicação de modelos experimentais anteriormente realizados, e a aplicação de modelos computacionais. Essa comparação dos resultados obtidos pelos dois modelos permitiu validar os resultados obtidos na experiência realizada.

Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani (2008) estudaram a geração de ondas através do deslizamento de taludes (deslizamento de massas, sendo elas deformáveis ou indeformáveis) submersos e emersos. O estudo teve em consideração o ângulo do talude de deslizamento, a submersão inicial da massa, a geometria da massa deslizante, a forma e a deformação durante o impacto entre a massa e a água, bem com aspetos relacionados com as características da onda, nomeadamente, a amplitude, o período, a energia da onda e a linearidade do fenómeno.

Os autores utilizaram um canal com 25 m de comprimento, 2.5 m de largura e 1.8 m de altura, que estava equipado com duas rampas (planos inclinados) ajustáveis, podendo o ângulo variar entre 15 a 60º, a primeira utilizada para fazer deslizar a massa simulando o deslizamento do talude, e a segunda para se estudar o *espraiamento* da onda gerada (Figura 64). As variações do perfil da superfície livre foram medidas em oito pontos distintos através de sondas de níveis hidrodinâmicos, ligadas a um sistema de aquisição de dados.

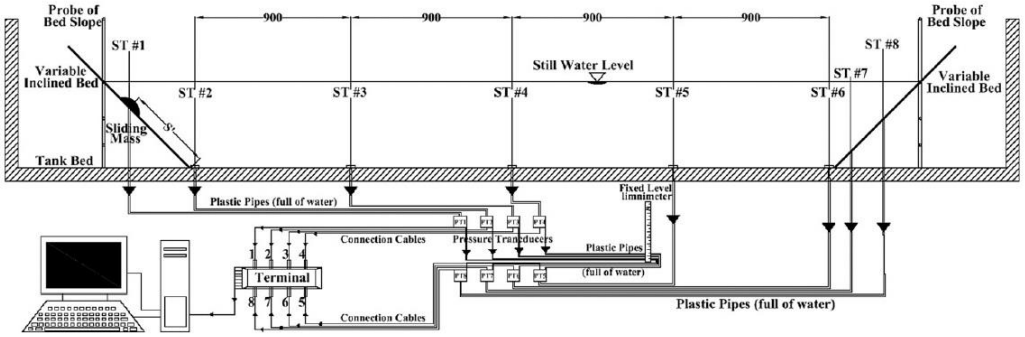


Figura 64 – Instalação experimental utilizada. Pontos onde foram medidas as alturas de água (Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani, 2008).

As ondas foram geradas pelo deslizamento de corpos com diferentes formas, espessura e volumes (Figura 65) sobre a rampa anteriormente referida (Figura 66).

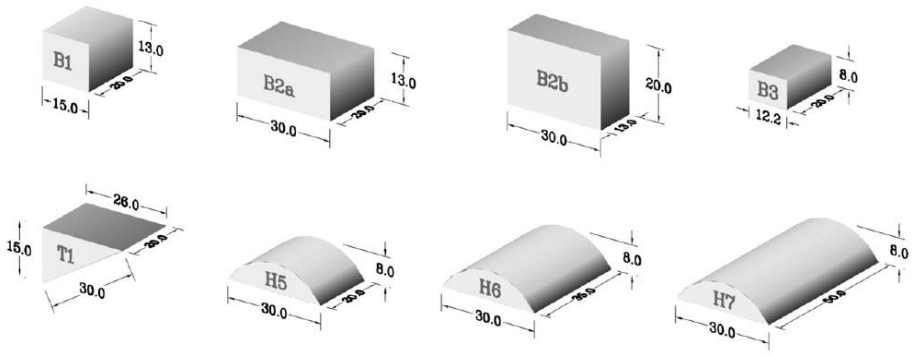


Figura 65 - Geometria dos corpos utilizados na geração das ondas (mm) (Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani, 2008).

Com o estudo conclui-se que a geração de ondas, mediante o deslizamento de massas rígidas e deformáveis, é bastante influenciado pelo angulo do talude sob o qual a massa desliza, a submersão inicial da massa, e as suas dimensões.

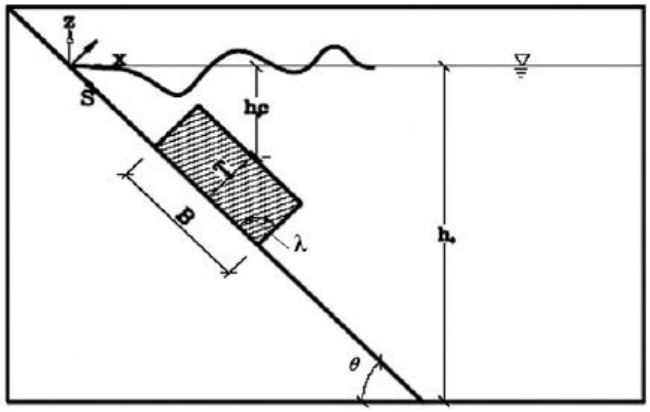


Figura 66 - Deslizamento do bloco (Ataie-Ashtiani e Najafi-Jilani, 2008).

Inman e Bowen (1962) estudaram o transporte de sedimentos em praias provocados pela ação das ondas de 15 cm geradas no canal, para dois períodos de onda distintos (de 1.4 s e 2 s), numa primeira situação, e posteriormente foram consideradas a presença de ondas e de corrente simultaneamente, ambas as situações para escoamentos com a velocidade de 2, 4 e 6 m/s.

Os autores utilizaram um canal prismático horizontal com 21 m de comprimento, 0.91 m de largura e 0.61 m de altura (Figura 67). As ondas foram geradas por um sistema de pá articulada no fundo, colocada no início do canal, passando em seguida por um filtro cujo objetivo foi diminuir o harmónico da onda.

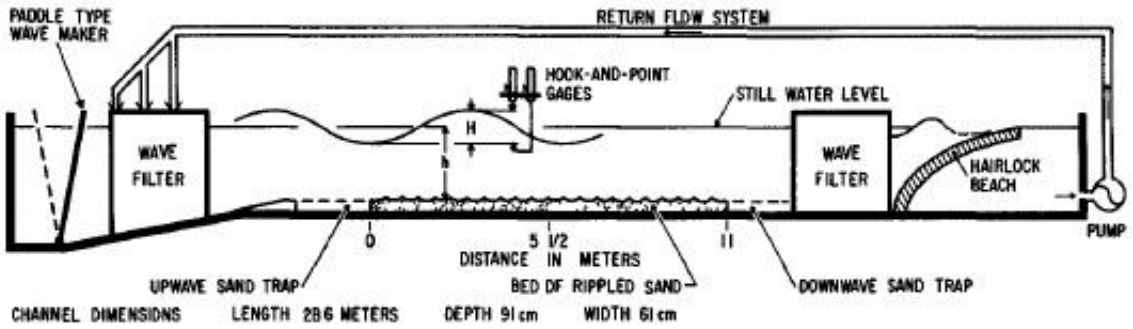


Figura 67 - Instalação utilizada no ensaio (Inman e Bowen, 1962).

Importa referir que os sedimentos (neste estudou utilizou-se areia) foram colocados ao longo de 11 m no centro do canal, onde também se colocaram placas perfuradas para que fosse possível que a areia deslocada fosse armazenada para mais tarde ser quantificada. A praia inclinada tinha 3 polegadas de espessura. No fim do canal tinha um *hair-lock* de esteira que permitiu reduzir a energia das ondas e minimizar a sua reflexão.

No final do estudo concluiu-se que, para valores de velocidade de escoamento baixos, existe uma relação entre a energia da onda dissipada e o trabalho realizado no transporte dos sedimentos. Para valores de velocidade mais elevados, a relação entre a perda de energia da onda e o trabalho de transporte do sedimento deixa de ser válida.

3.1.4. ROTURA DE BARAGENS

Selahattin Kocaman (2011) realizou um trabalho que teve como objetivo o estudo experimental do efeito da contração do canal aquando da rotura de uma barragem. O estudo foi realizado num canal horizontal sem água a jusante da comporta e incluiu a comparação dos resultados obtidos para a mesma situação num modelo numérico.

O autor utilizou um canal prismático (Figura 68) de vidro, com 8.90 m de comprimento e 0.30 m de largura. A rotura da barragem foi simulada através da retirada instantânea de uma comporta e a contração foi realizada com dois acessórios de forma triangular instalados nos 2 lados do canal de forma simétrica.

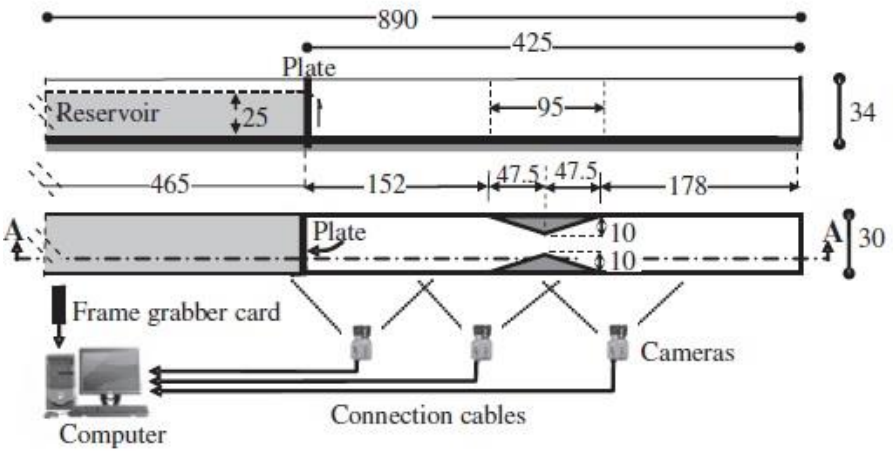


Figura 68 - Instalação: alçado (superior) e planta (inferior). As unidade estão expressas em cm.

A superfície livre da água durante o fenómeno foi gravada com câmaras de vídeo (3 no total). A água armazenada no reservatório foi previamente misturada com corante de modo a tornar mais percetível o fenómeno. As imagens registadas pelas câmaras sofreram tratamento, uma vez que as 3 câmaras capturaram imagens (frames) e através do *framer gabber card* essas imagens foram transferidas para o computador e posteriormente processadas, originando uma imagem panorâmica do escoamento (Figura 69).

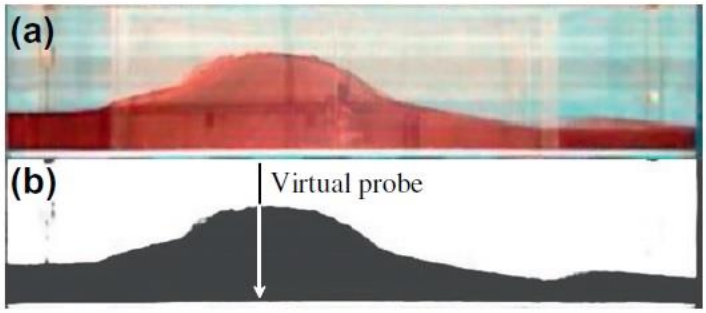


Figura 69 - Imagem obtida (a)); Imagem processada (b)).

Durante a realização dos ensaios percebeu-se que a onda de cheia aquando do embate com a zona contraída, sofria reflexão para montante. Contudo, verificou-se que o modelo numérico utilizada era capaz de reproduzir com razoabilidade as características principais da rotura de barragens.

LaRocque *et al* (2012) realizaram um trabalho com o objetivo de analisar o perfil de velocidades da onda de cheia provocada pela rotura de barragens através da sua simulação em laboratório e num modelo numérico. Neste trabalho a rotura foi provocada pelo deslizamento repentino de uma comporta que separava um volume de água através de um sistema em guilhotina. Neste trabalho foram consideradas diferentes alturas de água e uma parte sem água a jusante (*dry bed*).

Os autores utilizaram um canal com 7.31 m de comprimento, 0.18 m de largura e 0.42 m de altura e uma inclinação máxima do fundo de 0.39%. A comporta ficou situada a uma distância de 3.37 m do ponto mais a montante do canal (Figura 70).

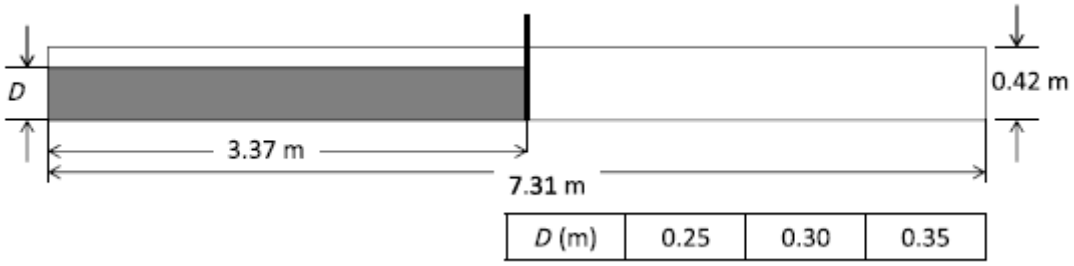


Figura 70 – Representação em esquema da instalação utilizada (LaRocque, Imran e Chaudhry, 2012).

No que respeita à aquisição de dados, mediram-se alturas de água utilizando sensores ultrassónicos Baumer e os perfis da velocidade foram obtidos com sensores UPVS, que emitem um raio de ultrassom e recebem o seu eco por partículas presentes no fluído. Uma vez conhecida a velocidade do som na água, o sensor calcula a distância e a velocidade da partícula.

O estudo demonstrou que o fenómeno da onda de cheia associada à rotura de barragens pode ser estudado com razoabilidade aplicando o modelo numérico utilizado, aplicando as equações de Navier-Stokes.

Aureli *et al.* (2008) realizaram um estudo comparativo entre um trabalho experimental realizado em laboratório e uma análise numérica (2D) de uma rotura de barragens. Durante a realização da experiência foi adicionado um corante à água para facilitar a visualização do fenómeno, dado que este seria fotografado numa área de interesse dentro do canal. Foi utilizado um canal retangular dividido em duas partes, a primeira utilizada para servir de reservatório e a segunda onde a onda de cheia iria se desenvolver. No que respeita às dimensões, o canal tinha 12.50 m de comprimento e 1.20 m de largura (Figura 71). A rotura da barragem foi simulada através de uma comporta equipada com o pistão pneumático. Com o auxílio do corante adicionado à água armazenada e de uma câmara digital, foram obtidas as alturas de água da onda de cheia, em diversos pontos e intervalos de tempo distintos. Esta experiência foi também simuladas colocando um obstáculo na zona inundável do canal. Uma vez obtidos os resultados, estes foram comparados com os resultados proveniente do modelo numérico, onde as alturas de água foram estimadas pelo método do gradiente de superfície.

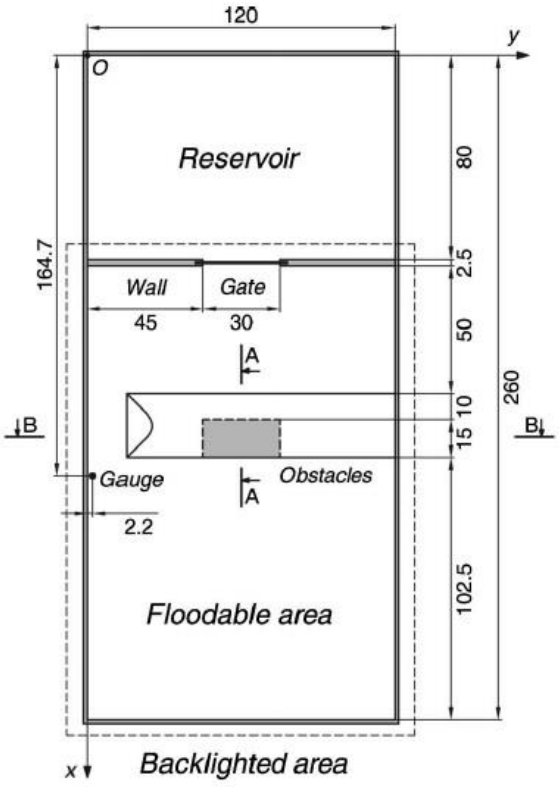


Figura 71 - Instalação utilizada (Aureli et al., 2008).

Dressler (1954) analisou o efeito da rugosidade do fundo do canal na geração de ondas de cheia de uma rotura de barragens. Neste trabalho experimental foram analisadas as ondas geradas, as ondas negativas, e o perfil de caudais para fundos de canais com 3 tipos distintos de rugosidade, e os resultados obtidos foram comparados com os resultados de estudos matemáticos realizados anteriormente.

O canal horizontal utilizado tinha 65 m de comprimento e 0.225 m de largura e paredes de vidro. Consideraram-se 3 diferentes alturas de água a montante da comporta: 5.5, 11 e 22 cm. As diferentes rugosidades estudadas foram colocadas no lado "seco" do canal, onde a rugosidades mais suave foi testada utilizando um fundo de madeira lisa pintada, o estado de rugosidade intermédia foi materializado por uma superfície lise revestidas de areia e por fim, a rugosidade mais forte foi obtida por pequenas ripas de madeira.

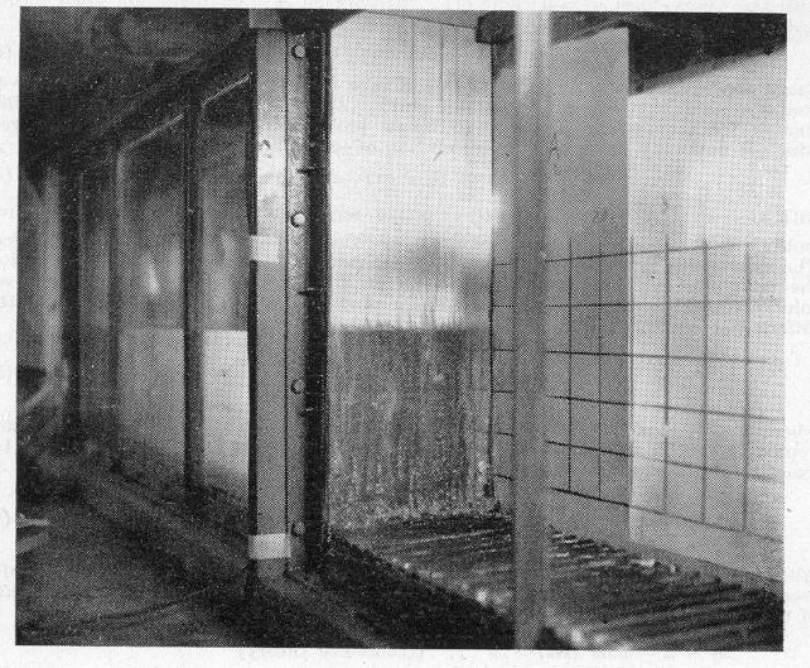


Figura 72 - Representação do 3º tipo de rugosidade considerado (Dressler, 1954).

Spinewine e Zech (2007) realizaram um estudo com objetivo de analisar as ondas geradas por uma rotura de barragem num canal com fundo erodível. A rotura foi simulada por uma retirada instantânea de uma comporta de alumínio com 6mm de espessura, no sentido descendente, utilizando um macaco pneumático. Foram testados dois materiais distintos no fundo do canal, sendo o primeiro areia e o segundo PVC. Analisaram-se diferentes configurações iniciais do fundo do canal, e ainda se teve em atenção a situação em que a jusante da comporta o nível de água é nulo (Figura 73): a) caso com 10cm de sedimentos e 35cm de altura de água a montante; b) caso com 40cm de água e 5cm de sedimentos a montante, e 10cm de sedimentos a jusante da comporta; c) caso com 30cm de água e 15cm de sedimentos a montante e 10cm de sedimentos a jusante; d) caso com 25cm de água, 20cm de sedimentos a montante e 10cm de sedimentos a jusante; e) caso com 2.5cm de água, 32.5cm de sedimentos a montante e 10cm de sedimentos a jusante; f) caso com 25cm de altura, 20cm de sedimentos a montante e 10cm de sedimentos a jusante

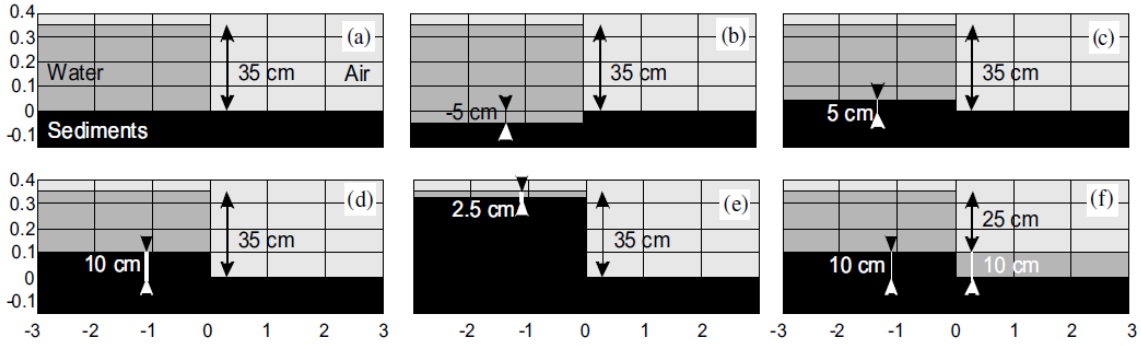


Figura 73 - Configurações iniciais dos diferentes casos de rotura de barragens configurados: (Spinewine e Zech, 2007) .

O estudo foi realizado num canal horizontal (Figura 74) com 6 m de comprimento, sendo que a comporta foi colocada a meio do canal, ou seja, aos 3 m de comprimento. Dos 6 m de comprimento do canal, 4 m foram materializados em placas de aço e 2 m em vidro, em onde a altura do canal era de 0.70 m. O fundo do canal era feito em madeira, onde a largura do canal perfazia 0.25 m.

No que respeita à aquisição de dados durante a experiência, foram recolhidas imagens desde 1m a montante da comporta até ao final do canal, utilizando-se câmaras digitais (200 frames por segundo). Para uma melhor captação de imagens foram utilizados 4 pontos de luz de halogénio.

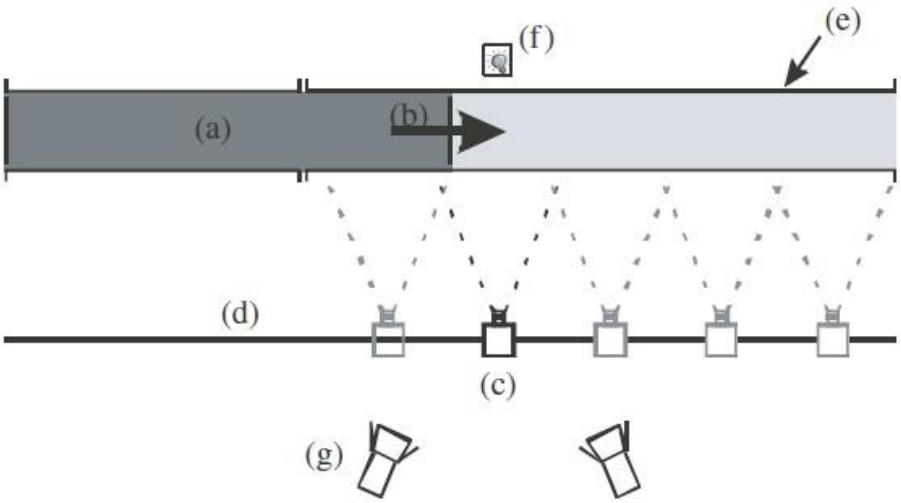


Figura 74 - Instalação. Pontos de colocação das câmaras (Spinewine e Zech, 2007).

Com a realização deste trabalho, mediante a utilização de recolha de informação por imagens obteve-se um conjunto de dados importantes, ao nível de escoamento obtido, que poderão permitir desenvolvimentos futuros acerca da temática do transporte de sedimentos.

3.1.5. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Williams (1970), teve como objetivo a análise do efeito da largura e da profundidade da água no transporte de sedimentos num canal, porém não foi feita nenhuma tentativa de obter uma fórmula para caracterizar o fenómeno.

Como foi referido, a largura e a profundidade de água foram os dois parâmetros analisados neste trabalho, pelo que se consideraram as larguras 0.075, 0.15, 0.3 e 0.6 m, e alturas de água de 0.03, 0.09, 0.15 e 0.21 m, sendo a experiência realizada num canal com 17.9 m de comprimento e uma inclinação máxima de 0.21%, e um caudal máximo bombado de 99.2 L/s.



Figura 75 - Vista geral do canal (Williams, 1970).

A quantificação dos sedimentos transportados foi realizada com o auxílio de uma caixa coletora, colocada no fundo do canal para recolher a mistura água-sedimentos. A caixa possibilita a saída da água pelas aberturas na parte superior, deixando os sedimentos em repouso no fundo (Figura 76). Por fim, as alturas de água foram obtidas por sondas colocadas em intervalos iguais ao longo do canal.



Figura 76 - Caixa de recolha de sedimentos (Williams, 1970).

Com a realização deste trabalho foi possível concluir que a largura do canal não tem influência direta na relação do caudal sólido transportado. A perda de carga unitária e a tensão de corte diminuem à

medida que o canal se torna mais largo. Por fim, as formas de fundo obtidas para a mesma altura de água e velocidade de transporte considerando diferentes larguras do canal.

Em Brito *et al* (2011) estudaram as erosões provocadas pela introdução de estacas de pilares complexos no leito de um rio em regime de escoamentos turbulentos.

As experiências foram realizadas num canal horizontal (Figura 77) com 32.3 m de comprimento e 1 m de largura. O seu sistema de abastecimento constituído por um reservatório inferior que armazena o volume de água que é elevado por um grupo de eletrobombas, até um reservatório superior (Figura 78) equipado com calhas para provocar a estabilização do escoamento, que posteriormente é conduzido por condutas de derivação até um pequeno reservatório colocado no início do canal.

Dado que se pretende que o regime do escoamento seja turbulento, foram colocadas no início do canal macrorugosidades (Figura 79) para assegurar esse efeito. Para simular as estacas de pilares complexos foram utilizados tubos de PVC com 50 mm de diâmetro, fixados nas extremidades por um varão roscado preso por porcas numa estrutura acrílica colocada no fundo do canal, e na parte superior, os varões roscados foram comprimidos contra as paredes do canal.

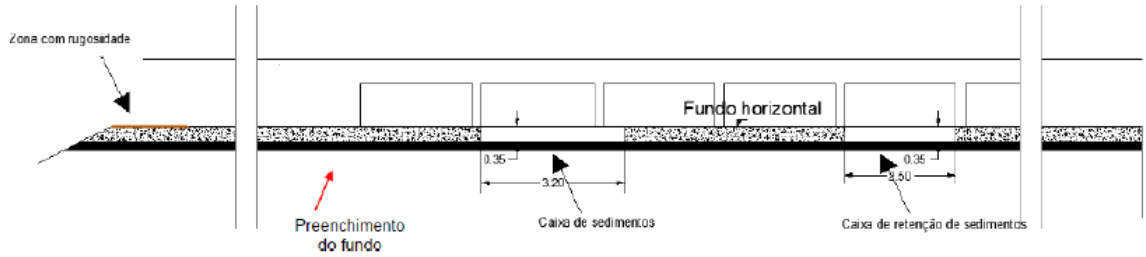


Figura 77 - Esquema da instalação (Brito *et al,* 2011).

Neste trabalho as profundidades de erosão foram medidas com limnímetros e com a introdução de uma graduação milimétrica nos pilares. Os caudais foram obtidos com caudalímetros colocados nas condutas de derivação, e o material sedimentar utilizado foi obtido do Rio Tejo.



Figura 78 - Reservatório superior (Brito *et al*, 2011).



Figura 79 – Macrorugosidades (Brito *et al,* 2011).

A Tabela 6 resume as principais características dos canais utilizados na realização de estudo, para uma maior facilidade de análise, apresentando-se as dimensões da zona de estudo, isto é, o comprimento, a largura e a altura, o fenómeno nele estudado e o/os autor(es).

Tabela 6 - Dimensões dos canais utilizados nos artigos estudados.

Artigos	Comprimento	Largura	Altura	Fenómeno	Autor
1	16.7	0.8	0.7	Ressalto	Alli,1991
2	7.6	0.466	0.6	Ressalto	Wu e Rajaratnam, 1996
3	3.2	0.5	0.5	Ressalto	Chanson, 2009
4	8	0.4	0.6	Descarregadores	Bagheri *el al.,* 2014
5	12	0.5	0.5	Descarregadores	Guven *et al.*, 2013
6	7	1	1.5	Descarregadores	Gonzalez e Chanson, 2007
7	15	0.8	0.65	*Tsunami*	Chanson e Aoki, 2003
8	15	3.8	1.7	*Tsunami*	Enet e Grilli, 2007
9	25	2.5	1.8	*Tsunami*	Ataie-Ashtiani e Najafi Jalani, 2008
10	21	9	0.61	*Tsunami*	Iman e Bowen,2011
11	17.9	0.6	-	Sedimentos	Williams, 1970
12	8.9	0.3	-	Rotura de barragens	Kocoman, 2011
13	7.31	0.18	0.42	Rotura de barragens	LaRoque *et al*, 2012
14	12.5	3.65	-	Rotura de barragens	Aurelli et al, 2008
15	65	0.225	-	Rotura de barragens	Dressler, 1954
17	6	0.25	0.7	Rotura de barragens	Spinewine and Zech, 2007
18	32.5	1	-	Sedimentos	Brito el al, 2011

3.2. CANAIS EXISTENTES NO MERCADO

Esta secção tem como objetivo a análise de canais existentes no mercado, tendo em conta, novamente, as suas dimensões, o seu caudal máximo bombeado, as inclinações máximas, o volume dos reservatórios de armazenamento e quais os fenómenos que podem simular.

Durante a pesquisa foram consultados vários fabricantes, dos quais se destacam, a Armfield [1], a Edibon [2], a G.U.N.T [3]. e a Cussons [4], uma vez que fabricam canais com características próximas das pretendidas para o canal multi-funções em estudo.

A Armfield apresenta o modelo Armfiel S6MkII (Figura 80), onde á possível simular diferentes regimes de escoamento, escoamentos gradual e rapidamente variados, isto é, curvas de regolfo e ressaltos hidráulicos, respetivamente. É também possível estudar o funcionamento de descarregadores tendo na sua gama de acessórios modelo de descarregadores de soleira normal, soleira espessa e delgada e comportas. No que respeita a dimensões, o modelo indicado apresenta uma secção transversal com 300 mm de largura, 450 mm de altura e pode ter 7.5 m de comprimento (sendo o seu valor máximo 12.5 m)., sendo a sua inclinação regulável até um máximo de 1.4º [1].

.

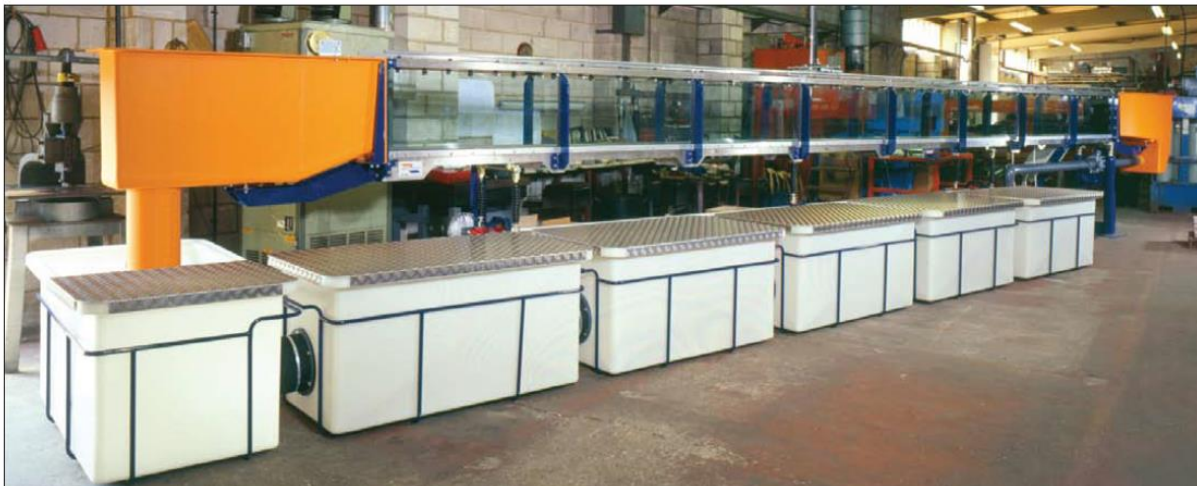


Figura 80 - Modelo S6MKII da Armfield [1].

A Edibon tem na sua gama de produtos vários canais para o estudo do domínio da mecânica de fluidos, contudo, importa salientar o modelo Edibon FGC300/7 (Figura 81) [2].

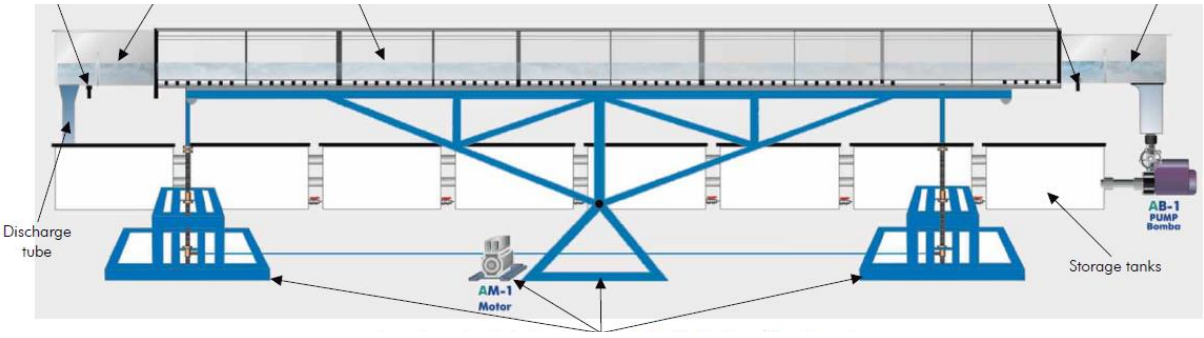


Figura 81 - Modelo FGC00/7 da Edibon [2].

O modelo apresentado na Figura 81 tem uma secção transversal com 300 mm de largura, por 450 mm e de altura e pode atingir um comprimento máximo de 10 m. Contém um reservatório de entrada, um reservatório de saída, e funciona em circuito fechado, sendo o volume de água armazenado em reservatórios colocados na parte inferior do equipamento.

No que se refere à G.U.N.T., o modelo HM 163 (Figura 82) tem características semelhantes aos dois modelos apresentados nas Figura 80 e Figura 81, variando sobretudo na sua configuração. Apresenta uma secção transversal de 405 mm de largura, 500 mm de altura e um comprimento máximo de 12.5 m. O caudal máximo a circular no canal é de 35 L/s e a inclinação máxima ronda os 2.5% [3]. No que respeita aos fenómenos possíveis de simular, neste canal poderão ser realizados estudos no âmbito da hidráulica geral, por exemplo, os diferentes regimes de escoamento, ressalto hidráulicos, regolfos, bem como o estudo de descarregadores, uma vez que a marca apresenta modelos de descarregadores como acessório.



Figura 82 – Modelo G.U.N.t. HM 163 [3].

Os modelos apresentados são apenas alguns exemplares dos modelos existentes no mercado. Na Tabela 7 apresentam-se vários modelos de canais, com outras dimensões e características de modo a compilar a informação.

Tabela 7 - Síntese dos modelos de canais existentes nos mercados.

	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Q_{max} (L/s)	i (%)
Cussons P6245	2.8	0.6	1.4	-	-
Cussons P6255	5.75	0.8	1.5	-	-
Gunt HM 140	1.6	0.3	0.8	6.25	3
Gunt HM 160	5	0.086	0.3	6.25	3
Gunt HM 162	12.5	0.309	0.45	36.7	2.5
Gunt HM 163	12.5	0.405	0.5	35	2.5
Edibon CFC80/2	2.5	0.08	0.3	1.33	-
Edibon CFC80/5	5	0.08	0.3	1.33	-
Edibon FGC300/5	5	0.3	0.45	-	-
Edibon FGC300/7	7.5	0.3	0.45	-	-
Edibon FGC300/10	10	0.3	0.45	-	-
Edibon FGC300/12	12.5	0.3	0.45	-	-
Armfiel S6MkII	7.5	0.3	0.45	30	1.4

4

DIMENSIONAMENTO DO CANAL HIDRÁULICO

O canal multi-funções em estudo deverá ser construído e colocado no Laboratório de Hidráulica da Secção de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente da FEUP, sendo necessário ter em conta o custo da sua construção, critérios técnicos que se prendem com a simulação dos fenómenos a estudar e o espaço disponível.

Considerando os aspetos de cada canal apresentado no capítulo 3, foi possível perceber algumas relações entre dimensões, o caudal máximo e a inclinação máxima. Tendo em conta o espaço disponível no local e a necessidade de obter um canal baixo custo definiu-se como comprimento máximo 10 m, em que, 8 m serviriam para o estudo dos fenómenos e os 2 m iniciais serviriam para a estabilização dos escoamento. Analisando os canais obtidos percebeu-se que ao nível da secção transversal, a largura e a altura poderiam variar entre 0.4 e 0.5 m, pelo que se preconizou que o canal em estudo teria 0.4 m de largura e 0.5 m de altura.

Pretende-se que o canal permita realizar estudos de escoamento em superfície livre, de diferentes regimes de escoamento, escoamentos gradual e rapidamente variados, descarregadores, estudos de transporte de sedimentos, bem como rotura de barragens e *tsunamis*

Importa, juntamente com as dimensões do canal, definir algumas das suas características, tais como, a gama de caudais a utilizar, e as inclinações máximas e mínimas. Para tal, fez-se uma análise dos canais existentes no mercado e dos canais utilizados nos estudos realizados acerca cada um dos temas, indicados com as dimensões semelhantes à do canal em estudo, com o objetivo de obter pontos comuns para as duas grandezas. Dos canais presentes no mercado, percebe-se que o caudal máximo varia entre 30 a 40 L/s, e as inclinações máxima entre 3 e 3.5%. Tendo em conta esta informação, definiu-se um caudal máximo de 30 L/s como sendo um valor razoável. No que concerne à inclinação máxima, optou-se por se fixar como valor máximo 3%, o que se traduz numa descida do canal de 30 cm na extremidade jusante.

Definidas as dimensões, as gamas de caudais e inclinações, foi necessária a escolha dos materiais que compõem o interior do canal, dado a necessidade da aplicação posterior da fórmula de Manning-Strickler, sendo necessária a definição do coeficiente de rugosidade (K_s). Definiu-se que o fundo do

canal seria revestido a aço inoxidável e as paredes em vidro. Para efeitos de cálculo, tendo em conta os materiais escolhidos, definiu-se 100 $m^{1/3}/s$ como valor para p coeficiente de rugosidade.

Definidas todas as grandezas é necessário verificar se, e em que condições, é possível simular cada um dos fenómenos, aplicando-se os conceitos teóricos apresentados no capítulo 2 deste trabalho, demonstrando-se as conclusões no final de cada subcapítulo.

4.1. REGIMES DE ESCOAMENTO

Surge a necessidade de analisar as condições em que é possível simular escoamentos uniformes rápidos e lentos, para as diferentes gamas de caudais a circular no canal, com o objetivo de perceber que caudais se podem simular em aulas laboratoriais, de modo a que compreender a diferença entre o regime lento e rápido, juntamente com o objetivo de perceber se a altura do canal é compatível com as alturas de água a ter no canal.

Como já foi referido anteriormente, uma das aplicações do canal multi-funções em estudo, refere-se à sua utilização em experiências laboratoriais enquadradas nas unidades curriculares do ramo de hidráulica dos Mestrados Integrados de Engenharia Civil e Ambiente, onde se estudam escoamentos em superfície livre. No estudo dos regimes rápidos e lentos importa salientar a visualização das diferentes caraterísticas dos dois regimes, nomeadamente as alturas de água e o modo como estas variam de acordo com o caudal e a inclinação.

No capítulo 2 apresentou-se a classificação dos escoamentos uniformes em função da inclinação crítica, sendo que o escoamento diz-se em regime lento se a inclinação do canal for inferior à crítica. De modo análogo, o escoamento designa-se rápido se a inclinação do canal for superior à crítica. Por fim, para inclinações iguais à crítica o escoamento diz-se estar no regime crítico.

Nessa perspetiva foi necessário determinar a inclinação crítica para o canal para os diferentes caudais que são possíveis simular no canal. As inclinações críticas serão apresentadas de forma resumida na Tabela 8, e representadas graficamente na Figura 83.

Tabela 8 - Inclinações e alturas críticas.

Q (L/s)	i (%)	y_{cri}
1	0.506	0.009
5	0.392	0.025
10	0.366	0.040
15	0.358	0.052
20	0.355	0.063
25	0.355	0.074
30	0.357	0.083

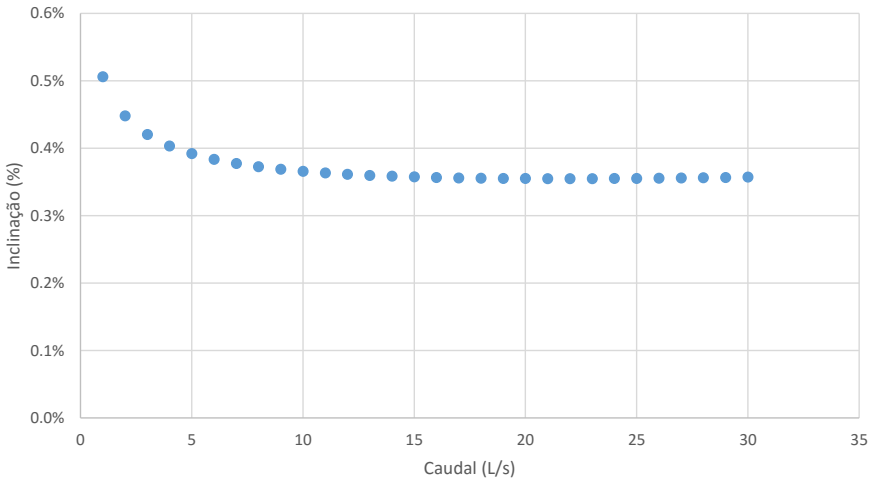


Figura 83 - Variação da inclinação crítica com o caudal escoado.

Analisando a Tabela 8, tem-se que a inclinação crítica assume valores bastante próximo para caudais entre 5 e 30 L/s, variando entre 0.3 e 0.4%. Para caudais inferiores a 5 L/s toma valores superiores, sendo aproximadamente 0.5% para o caudal de 1 L/s. Porém, o estudo de caudais inferiores a 5 L/s não assume especial interesse uma vez que as suas características, nomeadamente a altura de água não é fácil de visualizar, de tal forma que sob o ponto de vista didático, não assuma especial interesse a sua análise. Contudo, a utilização de caudais baixos não está condicionada, podendo ser aplicada em estudos de investigação.

No que se refere à altura crítica do escoamento, esta é crescente com o aumento do caudal, atingindo o seu valor máximo para o máximo caudal, isto é, 0.083 m para 30 L/s. A variação da altura crítica com o caudal é apresentada na Figura 84.

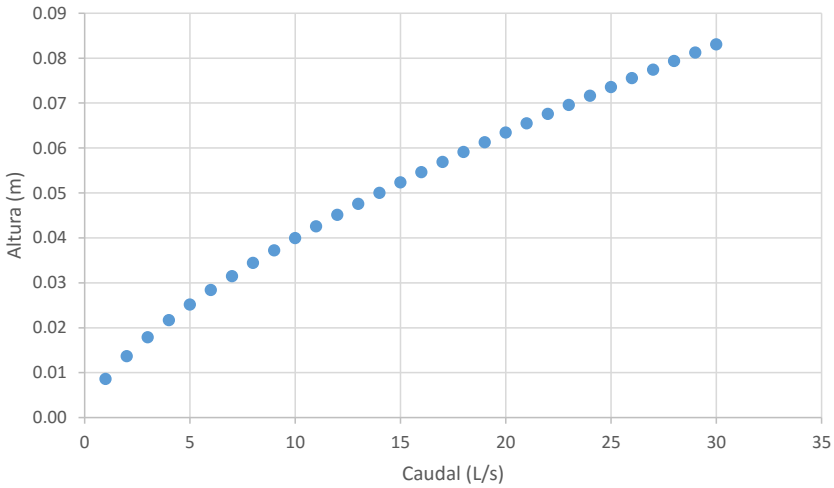


Figura 84 - Variação da altura crítica com o caudal escoado.

O cálculo da altura normal foi realizado através da equação de Manning-Strickler, que permite o cálculo do caudal em função do coeficiente de resistência, da geometria do canal, dado que contempla as parcelas do raio hidráulico e a área da secção molhada, e por fim, a inclinação do canal.

Para tal, escolheram-se alguns caudais e inclinações para fazer o estudo, tendo em atenção que para cada caudal analisado é necessário considerar inclinações inferiores e superiores à crítica, de modo a obter os diferentes regimes de escoamento. Deste modo, a análise baseou-se nos caudais de 5, 10, 20 e 30 L/s e nas inclinações de 0.1, 0.2, 0.3, i_{cri}, 0.5, 1, 2 e 3%, calculando-se assim as alturas normais do escoamento, apresentando-se os dado resumidos na Tabela 9 e na forma gráfica na Figura 85.

Tabela 9- Alturas normais do escoamento.

Altura Normal (y_n)				
	Q (L/s)			
i (%)	5	10	20	30
0.1	0.039	0.061	0.097	0.129
0.2	0.031	0.049	0.077	0.101
0.3	0.027	0.043	0.067	0.088
i_{cri}	0.025	0.040	0.063	0.083
0.5	0.023	0.036	0.057	0.074
1	0.019	0.029	0.045	0.059
2	0.015	0.023	0.036	0.047
3	0.013	0.021	0.032	0.041

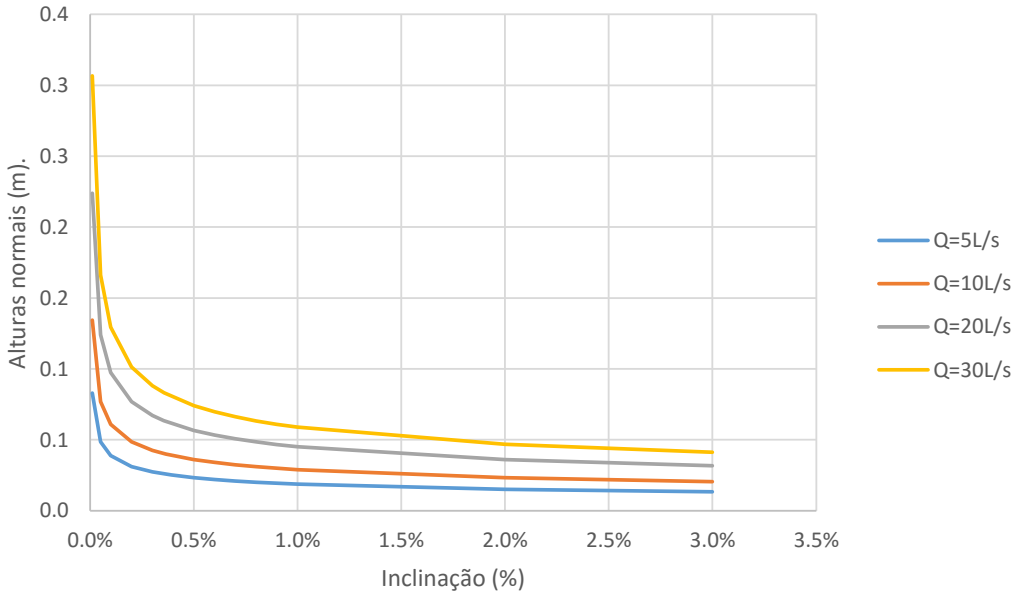


Figura 85 - Variação das alturas normais do escoamento com a inclinação do canal.

Analisando-se as diferentes condições estudadas, verificou-se que a altura normal máxima nunca ultrapassa a altura total da secção transversal do canal, isto é, 0.5 m, uma vez que para o caudal máxima de 30 L/s e para a inclinação mínima considerada, a altura normal foi de 0.307m.

Do ponto de vista didático, o estudo e visualização dos diferentes regimes de escoamento pode ser realizado, por exemplo, para o caudal de 20 L/s, onde para uma inclinação de 0.2%, a altura normal será 7.7 cm (regime lento) e para a máxima inclinação do canal a altura de água determinada foi 3.2 cm (regime rápido). Assim é possível visualizar facilmente as diferenças entre os dois regimes de escoamento.

4.2. CURVAS DE REGOLFO

O estudo das curvas de regolfo centrou-se na análise do seu comprimento e na variação da altura de água ao longo de cada uma, fazendo-se variar o caudal e a inclinação no canal.

Neste trabalho foi analisada a viabilidade de simular as diferentes curvas de regolfo apresentadas no capítulo 2, sejam elas curvas de regolfo para canais com declive forte (designadas curvas *S*) e curvas de regolfo para canais de declive fraco (designadas curvas *I*). Porém, não será possível simular curvas do tipo *N*, uma vez que não se espera que o canal em estudo tenha declives negativos.

Preconizou-se a simulação de curvas de regolfo em canais de declive fraco, mediante a colocação de um descarregador de soleira delgada na extremidade jusante do canal, passível de ser ajustada às condições desejadas, de modo a simular curvas de regolfo do tipo I_1. Para tal, foi necessário determinar a altura de água sobre o descarregador (Tabela 10) de soleira delgada, para cada um dos caudais em estudo.

Tabela 10 – Carga hidráulica sobre o descarregador.

Q (L/s)	$H_{descarregador}$ (m)
1	0.009
5	0.026
10	0.042
15	0.054
20	0.066
25	0.077
30	0.086

O estudo foi realizado para os caudais de 5, 10, 20 e 30 L/s, e para as inclinações de 0.2 e 0.3%, considerando-se juntamente o efeito do descarregador de soleira delgada, dado que se analisaram diferentes alturas da cota do coroamento (0.05, 0.06 e 0.07 m). As curva de regolfo desenvolvem-se desde o ponto na secção a montante em que a altura de água correspondente ao regime uniforme (ver Tabela 9) até à secção da altura da comporta e altura da lâmina de água (ver Tabela 10), cujos resultados obtidos compilados na Tabela 11.

Tabela 11- Comprimentos das curvas de regolfo - Tipo I_1.

		$L_{regolfo}$ (m)			
		Q (L/s)			
i (%)	H comporta (m)	5	10	20	30
0.2	0.05	32.0	36.8	46.0	55.2
	0.06	36.7	41.5	50.6	59.9
	0.07	41.5	46.3	55.3	64.6
0.3	0.05	18.7	19.3	21.6	24.0
	0.06	22.0	22.9	24.9	27.3
	0.07	25.3	26.2	28.2	30.6

Analisando a Tabela 11 verifica-se que as condições estudadas originam curvas de regolfo com comprimentos superiores ao comprimento total do canal, o que inviabiliza a observação do desenvolvimento total da curva de regolfo, que vai desde a altura normal à altura de água da comporta somada com a altura da lâmina de água descarregada (Figura 86).

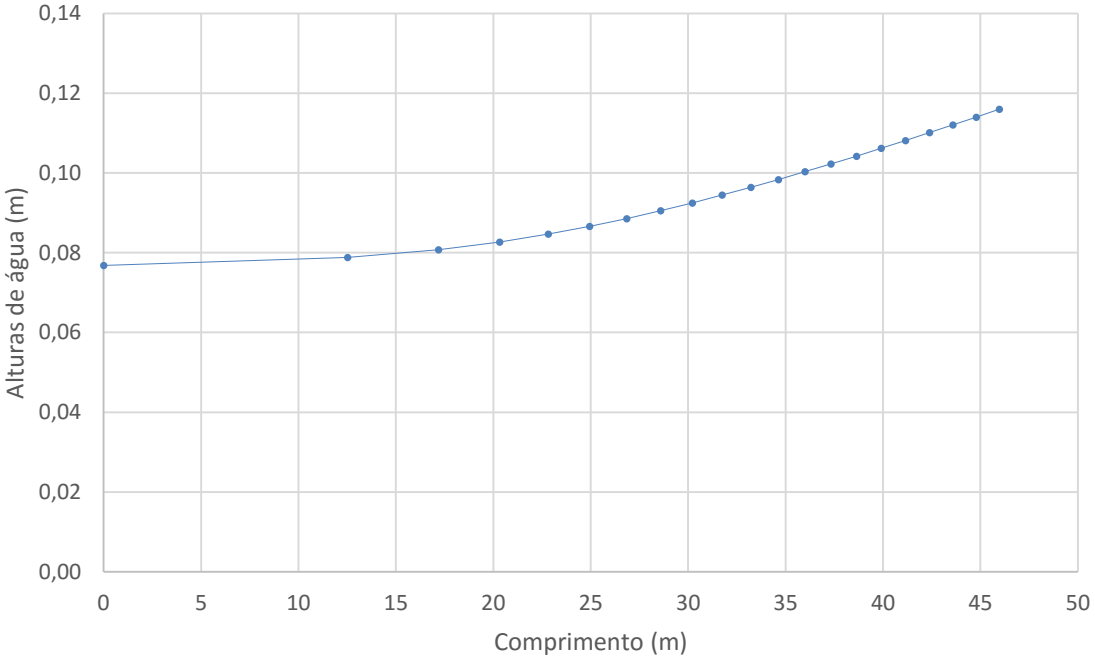


Figura 86 – Exemplo de uma curva de regolfo tipo I_1 para Q=20 L/s, i=0.2% e H=0.05 m.

Para ser possível visualizar o desenvolvimento completo das curvas, seria necessário estudar variações da altura de água muito pequenas, da ordem dos milímetros, o que de um ponto de vista padagógico pode torna-se difícil a análise do fenómeno. Optou-se assim por visualizar uma curva de regolfo incompleta, simulando-se apenas uma parte da curva de regolfo.

Em seguida estudou-se a possibilidade de reproduzir uma curva de regolfo do tipo I_2. Para tal, é necessário retirar o descarregador de soleira delgado colocado no fundo do canal. Deste modo, o escoamento passaria da altura normal do escoamento (ver Tabela 9) para a altura crítica (ver Tabela 8) na proximidade do ponto mais a jusante do canal. As condições estudadas são as mesmas estudadas na situação anterior, cujos resultados se apresentam sintetizados na Tabela 12.

Tabela 12 - Comprimentos curva de regolfo- Tipo I_2.

	L (regolfo)			
	Q (L/s)			
i (%)	5	10	20	30
0.2	9.2	13.6	22.3	31
0.3	2.5	3.2	4.5	6.5

Nestas condições verifica-se que é possível a extensão total das curvas de regolfos do tipo I_2 para uma inclinação do canal de 0.3%, uma vez que para qualquer um dos caudais estudados, o comprimento da curva é inferior ao comprimento total do canal. Caso a inclinação do canal seja de 0.2% não é possível ver o desenvolvimento completo da curva de regolfo, excetuando-se o caso do caudal igual a 5 L/s, pelo que se visualiza apenas uma parte da mesma (Figura 87).

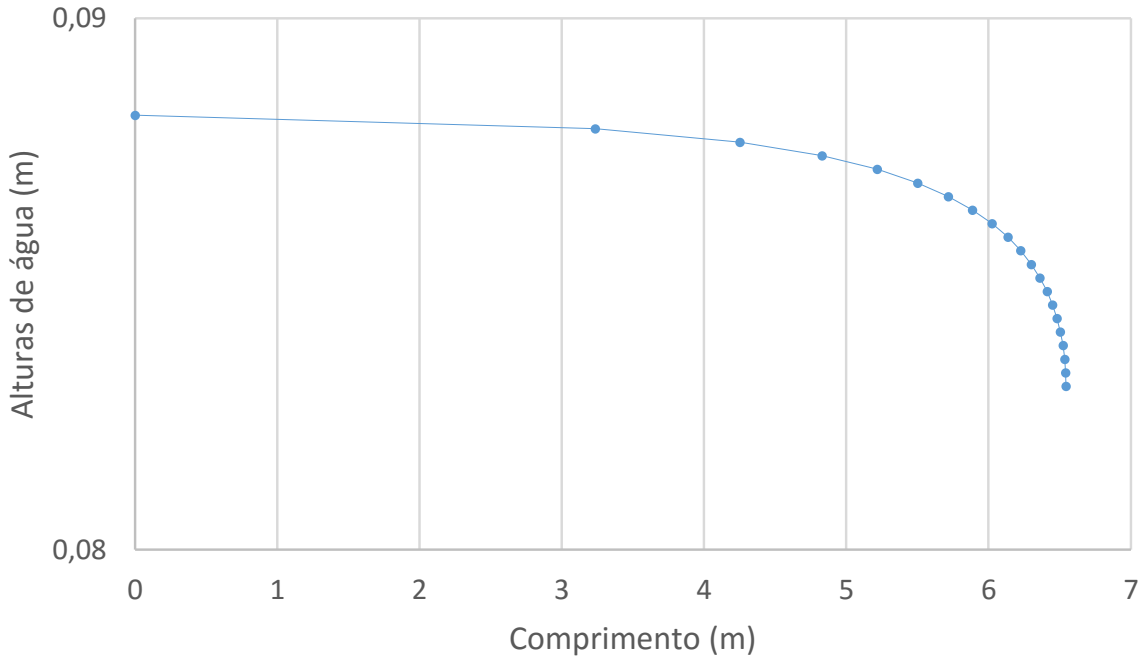


Figura 87 – Exemplo de uma curva de regolfo do tipo I_2 para Q=30 L/s e i=0.3%.

A Tabela 12 mostra que é possível simular curvas de regolfo do tipo I_2 para a maior parte das condições estudadas, tendo em atenção os diferentes caudais e inclinações em estudo. Depreende-se que aumentando o caudal, os comprimentos dessas curvas aumentam, embora, para o mesmo caudal esse comprimento diminuía a inclinação, dado que, com o aumento da inclinação, mais esta se aproxima da inclinação crítica, traduzindo-se numa altura normal do escoamento cada vez mais próxima da crítica.

No que respeita às curvas de regolfo em canais de declive forte, podem simular-se curvas do tipo S_3, através da colocação de uma comporta num local específico do canal. Importa definir um local para colocar a comporta, tal que, o escoamento já se encontre estabilizado. O escoamento após passar a comporta sofre uma contração na lâmina líquida, atingindo-se assim a menor altura de água. A literatura sugere 0.6 como sendo um valor plausível para aplicar nesta situação.

Tendo em conta todas estes aspetos, a curva de regolfo S_3 desenvolve-se desde a secção contraída do escoamento, cuja altura da lâmina de água é dada pelo produto da abertura da comporta pelo coeficiente de contração, até à secção onde o escoamento voltar a atingir a sua altura normal (Tabela 9). Simulou-se esta hipótese nas condições anteriormente, tendo-se obtido os resultados apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Comprimento regolfo - Regime rápido

	$L_{Regolfo}$ (m)		
	Q (L/s)		
i (%)	Abertura da comporta (m)	20	30
0.5	0.03	15.6	22.3
	0.04	14.4	21.1
	0.05	13.1	19.8
3	0.05	12.8	18.1
	0.06	12.3	17.5
	0.07	11.6	16.9

Para uma inclinação de 0.5% e um caudal de 20 L/s, foi possível obter uma curva de regolfo através da colocação de uma comporta com 3cm de abertura. Sabendo que na secção contraída a altura da água 0.018 m, e que a jusante o escoamento o escoamento tende para a altura normal, isto é, 0.057 m, a curva de regolfo simulada apresenta um desenvolvimento de 16.5 m.

A Tabela 14 demonstra que nas condições estudadas não é possível simular a totalidade do desenvolvimento da curva de regolfo, contudo, não se excluía possibilidade de ser analisadas outras condições de escoamento, ou ainda, ser realizada a abordagem proferida para as curvas I_1, isto é, optar pela visualização de apenas uma parte do desenvolvimento total da curva de regolfo.

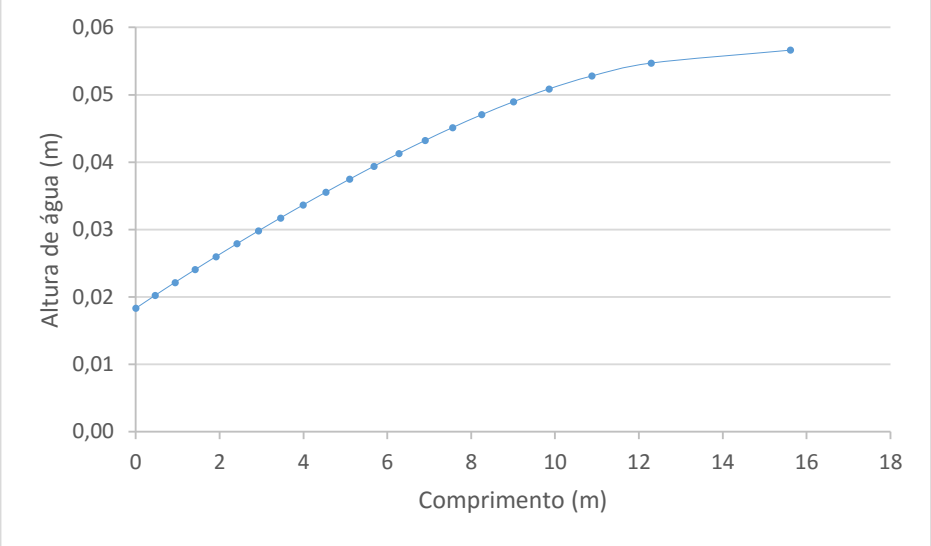


Figura 88 - Exemplo curva regolfo tipo S3.

4.3. RESSALTO HIDRÁULICO

O ressalto hidráulico poderá ser simulado em canais com declive fraco ou forte, sendo para os dois casos simulado de formas distintas.

Analisando a situação em que o canal apresenta um declive forte, o ressalto hidráulico foi provocado pela colocação de um descarregador de soleira delgada na secção mais a jusante do canal, levando à elevação do nível de água a jusante, havendo deste modo a passagem brusca do escoamento do regime rápido a lento. No que se refere à simulação do ressalto hidráulico em canais com declive fraco, é necessário fazer passar o escoamento por uma comporta ou descarregador de soleira normal, colocado numa secção intermédia do canal hidráulico. Dado que ao nível de cálculo o processo é semelhante, optou-se por se estudar o ressalto provocado por uma comporta, onde o escoamento com uma altura de água superior à abertura da comporta provoca a mudança de regime, uma vez que contrai, gerando-se o ressalto quando o escoamento junto à zona contraída, em regime rápido, passa de forma brusca para o regime lento.

O ressalto hidráulico em canais de declive forte, provocado pela colocação de um descarregador de soleira delgada foi estudado tendo em conta diferentes caudais, inclinações e alturas do descarregador. Importa referir que associado ao ressalto está uma curva de regolfo do tipo S_1, que tem origem na secção com uma profundidade de água correspondente à segunda altura conjugada e fim na secção onde o escoamento retorna a altura normal, e cujo seu estudo tem interesse pelo facto do seu comprimento deverá ser controlado dado que o seu comprimento é limitado pelo comprimento do canal, sendo necessário criar condições em que o comprimento da curva de regolfo e do ressalto seja menor tal que o comprimento total do canal subtraído da distância a que a comporta está colocada.

Tendo em conta os caudais 20 e 30 L/s, foi realizada uma análise do comprimento e alturas conjugadas do ressalto hidráulico para os dois caudais considerados, tendo em conta diferentes inclinações do canal, onde se considerou 0.5, 1,2 e 3%.

Tabela 14 - Alturas conjugadas dos ressaltos hidráulicos- canal de declive forte.

		Q (L/s)	
i (%)		20	30
0.5	y^*_1	0.0560	0.0742
	y^*_2	0.071	0.093
	Fr	1.180	1.186
1	y^*_1	0.045	0.059
	y^*_2	0.086	0.113
	Fr	1.670	1.677
2	y^*_1	0.036	0.047
	y^*_2	0.102	0.135
	Fr	2.320	2.356
3	y^*_1	0.0317	0.041
	y^*_2	0.112	0.148
	Fr	2.820	2.868

A caracterização dos ressaltos fica completa com o conhecimento dos seus comprimentos, tendo-se estudado diferentes propostas para a sua quantificação, onde se tiverem em conta as propostas de Sanetana, de Peterka e de Marques (Teixeira, 2003). A Tabela 15 apresenta os comprimentos dos ressaltos estudados, bem como o comprimento da curva de regolfo associada ao fenómeno. O cálculo do comprimento das curvas de regolfo é dependente da altura a que se encontra a comporta a jusante, tendo-se escolhido uma altura de 4 cm para as inclinações de 0.5 e 1%, aquando do estudo dos caudais 20 e 30 L/s, e de 7 e 10cm, aquando se estudaram os caudais 20 e 30 L/s, respetivamente.

Tabela 15 - Comprimentos dos ressaltos hidráulicos e das curvas de regolfo associadas- canais de declive forte.

Q=20L/s				
i (%)	0.5	1	2	3
Sanetana	0.084	0.245	0.396	0.480
Peterka	0.424	0.516	0.612	0.670
Marques	0.119	0.347	0.560	0.680
$L_{regolfo}$	5.86	1.57	1.47	0.71
Q=30L/s				
Sanetana	0.111	0.326	0.526	0.639
Peterka	0.556	0.679	0.808	0.886
Marques	0.176	0.462	0.746	0.905
$L_{regolfo}$	5.44	1.00	2.28	1.15

Analisando os resultados apresentados na Tabela 15, percebeu-se que a simulação do ressalto hidráulico nas condições apresentadas é possível, dado que os comprimentos dos ressaltos têm valores baixos, inferiores a 1 m, e os comprimentos das curvas de regolfo associadas são compatíveis com as dimensões do canal.

Como já foi referido anteriormente, o ressalto hidráulico em canais de declive fraco é simulado colocando uma comporta numa secção intermédia do canal. Optou-se por estudar o fenómeno para os caudais 5, 10, 20 e 30 L/s, as inclinações 0.1, 0.2 e 0.3% e e aberturas da comporta de 0.04, 0.06 e 0.08 para o caudal de 20 L/s e de 0.06 e 0.08m para o caudal de 30L/s, cujos resultados estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Alturas conjugadas dos ressaltos hidráulicos- canais de declive fraco.

		Q (L/s)	
i (%)		20	30
0.1	y*1	0.039	0.05
	y*2	0.097	0.129
	Fr	2.11	2.17
0.2	y*1	0.052	0.067
	y*2	0.077	0.074
	Fr	1	1.38
0.3	y*1	0.06	0.078
	y*2	0.067	0.088
	Fr	1.09	1.10

De modo análogo ao que anteriormente se realizou, estudaram-se os comprimentos dos ressaltos (Tabela 17) segundo 3 propostas distintas, sendo elas, Sanetana, Peterka e Marques, onde, analisando-se os resultados obtidos, se percebeu uma grande discrepância entre os valores obtidos nas propostas de Sanetana e Marques, comparativamente à proposta de Peterka, sendo que esta gerou resultado substancialmente maiores. Tal evidência, pode dever-se ao facto de serem formulações realizadas em distintas condições experimentais.

Contudo, mesmo para a proposta mais conservativa, isto é, a proposta de Peterka, os comprimentos obtidos para os ressaltos não impedem a sua simulação do canal. Porém, os comprimentos obtidos para as curvas de regolfo associadas, foram elevados tendo em conta o comprimento do canal.

Tabela 17 - Comprimentos do ressalto – Canais de declive fraco.

Q=20L/s			
	i (%)		
	0.1	0.2	0.3
Sanetana	0.35	0.15	0.04
Peterka	0.59	0.47	0.41
Marques	0.50	0.21	0.06
Abertura da comporta		$L_{regolfo}$	
0.04	3.35	6.18	8.23
0.05	1.88	4.77	6.88
0.06	0.44	3.31	5.40
Q=30L/s			
	i (%)		
	0.1	0.2	0.3
Sanetana	0.48	0.21	0.06
Peterka	0.79	0.62	0.54
Marques	0.68	0.29	0.08
Abertura da comporta		$L_{regolfo}$	
0.06	3.17	7.15	10
0.08	0.18	4.12	6.96

De acordo com os resultados obtidos em 4.2 e 4.3, a simulação dos fenómenos assume limitações no que respeita ao comprimento do canal. Pensou-se numa solução para contornar essa limitação, que se traduz no controlo do escoamento a montante e jusante, através da colocação de uma comporta numa secção intermédia do canal multi-funções e do controlo do escoamento na secção mais a jusante através do descarregador de soleira delgada colocado a jusante.

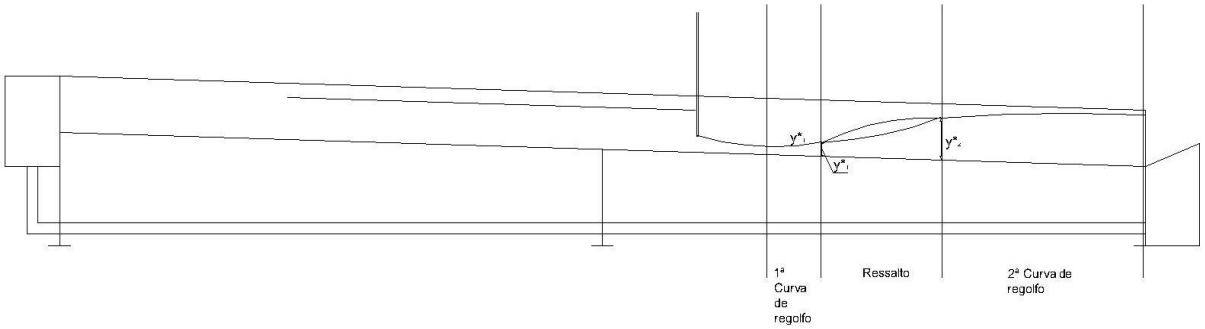


Figura 89 - Ressalto induzido.

Esta solução permite simular o ressalto hidráulico mediante a passagem do escoamento pela abertura da comporta, onde se formará uma curva de regolfo desde a secção contraída até à secção inicial do ressalto. A jusante do ressalto, dada a presença do descarregador de soleira delgada colocado na seção mais a jusante no canal formar-se-á uma segundo curva de regolfo. Deste modo, é possível estudar os dois fenómenos em questão, analisando-se as suas características, como por exemplo, as alturas de água e os comprimentos das curvas de regolfo e do ressalto hidráulico. Além de ser possível, com esta solução, pretende-se simular ressaltos hidráulicos com diferentes classificações segundo a classificação de Lencastre, tendo como critério o número de Froude.

Esta solução segue o seguinte procedimento:

- Definir o caudal a circular no canal;
- Arbitrar um número de Froude em função do tipo de ressalto que se pretende obter;
- Mediante o conhecimento do caudal e através do número de Froude é possível obter a primeira altura conjugada;
- A segunda altura conjugada é calculada mediante a equação (31);
- Controlando a altura do descarregador a jusante do canal é "forçada" a altura final do escoamento;
- O comprimento do ressalto é obtido mediante o conhecimento das duas alturas conjugadas;
- O comprimento da primeira curva de regolfo é calculado conhecendo a altura na secção contraída e a primeira altura conjugada;
- O comprimento da segunda curva de regolfo é calculado conhecendo a segunda altura conjugada e a altura de água controlada pelo descarregador a jusante do canal.

Seguindo o procedimento atrás exposto, calcularam-se ressaltos para diferentes números de Froude e diferentes caudais. Decidiu-se estudar a geração de um ressalto para um número de Froude de valor 3, utilizando-se um caudal de 20 L/s, uma inclinação do canal de 0.2%, a abertura da comporta de 3 cm, e por fim, uma altura do descarregador de soleira delgada de 5.5 cm. Estudou-se a mesma situação para um caudal de 30 L/s, onde foram necessárias realizarem-se alterações nos valores na altura do descarregador de soleira delgada e da abertura da comporta, passando estas a ter uma valor de 9 cm e 5.5 cm, respetivamente. Os resultados das duas situações apresentam-se na Tabela 18.

Tabela 18 - Ressalto Fr=3.0.

Q (L/s)	Q=20 L/s	Q=30 L/s
Abertura da comporta (cm)	3	5.5
Altura do descarregador (cm)	5.5	9
Fr	3.0	3.0
$y_{secção\ contraída}$	0.18	0.18
y*1	0.031	0.040
y*2	0.115	0.151
Altura de água na secção a jusante	0.121	0.156
$L_{regolfo1}$	2.95	2.44
$L_{ressalto}$	0.72	0.94
$L_{regolfo2}$	3.54	3.32

O passo seguinte consistiu no cálculo das mesmas grandezas anteriormente analisadas, desta vez para um número de Fr = 4. Deste modo, para um caudal de 20 L/s, uma inclinação de 0.3% e uma abertura e altura do descarregador de soleira delgada de 3 e 8 cm. O mesmo estudo foi realizado para um caudal de 30 L/s. Do mesmo modo, a abertura da comporta e a altura do descarregador foram ajustadas, assumindo-se os valores de 4 e 5 cm, respetivamente. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 19.

Tabela 19 - Ressalto com Fr=4.0.

Q (L/s)	Q=20 L/s	Q=30 L/s
Abertura da comporta (cm)	3	4
Altura do descarregador (cm)	8	5
Fr	4.0	4.0
$y_{secção\ contraída}$	0.018	0.024
y*1	0.026	0.033
y*2	0.130	0.109
Altura de água na secção a jusante	0.146	0.116
$L_{regolfo1}$	1.67	2.17
$L_{ressalto}$	0.89	0.65
$L_{regolfo2}$	5.37	2.46

4.3. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Pretende-se que o canal em estudo possibilite a análise do transporte de sedimentos, havendo várias temáticas a serem possíveis de serem estudadas, como por exemplo, o transporte de sedimentos, as formas de fundo, e ainda a erosão localizada.

Neste trabalho analisou-se o transporte de sólidos por arrastamento, aplicando-se o critério da velocidade crítica considerando a formulação de Goncharov, que relaciona a velocidade crítica com a dimensão das partículas, a altura de água e os pesos específico do material granular e da água.

Nas Figura 90, Figura 91 e Figura 92 representam-se as velocidades críticas e as velocidades médias do escoamento para diferentes caudais, considerando diferentes inclinações do canal. Foram considerados os caudais baixos de modo a evitar velocidade elevadas comparativamente com a velocidade crítica, e assim se balizar os caudais e as inclinações com interesse para o estudo do fenómeno.

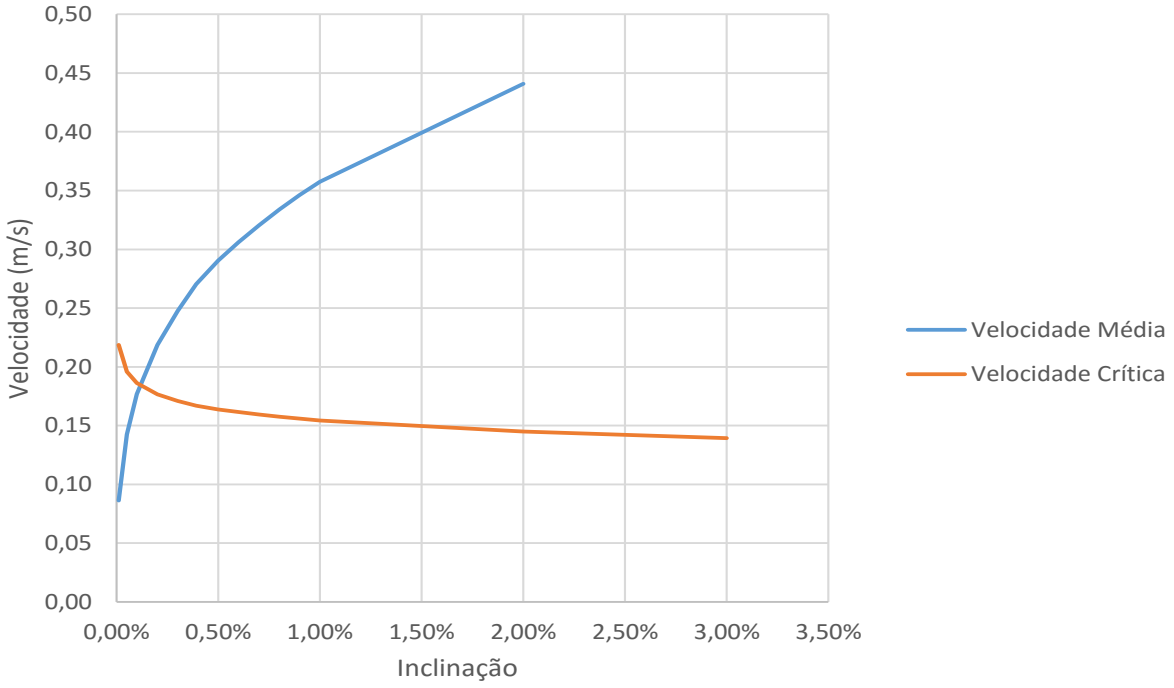


Figura 90 - Transporte sólido por arrastamento (Q=1 L/s)

A Figura 90 demonstra o ponto no qual se inicia o movimento das partículas, isto é, o ponto de interseção das duas curvas e que se dá para inclinações baixas a rondar os 0.12% para o caudal de 1 L/s. Dado esse caudal ser baixo, 1 L/s, decidiu-se estudar o problema para o caudal de 2 L/s e ver se ainda é possível estudar o fenómeno.

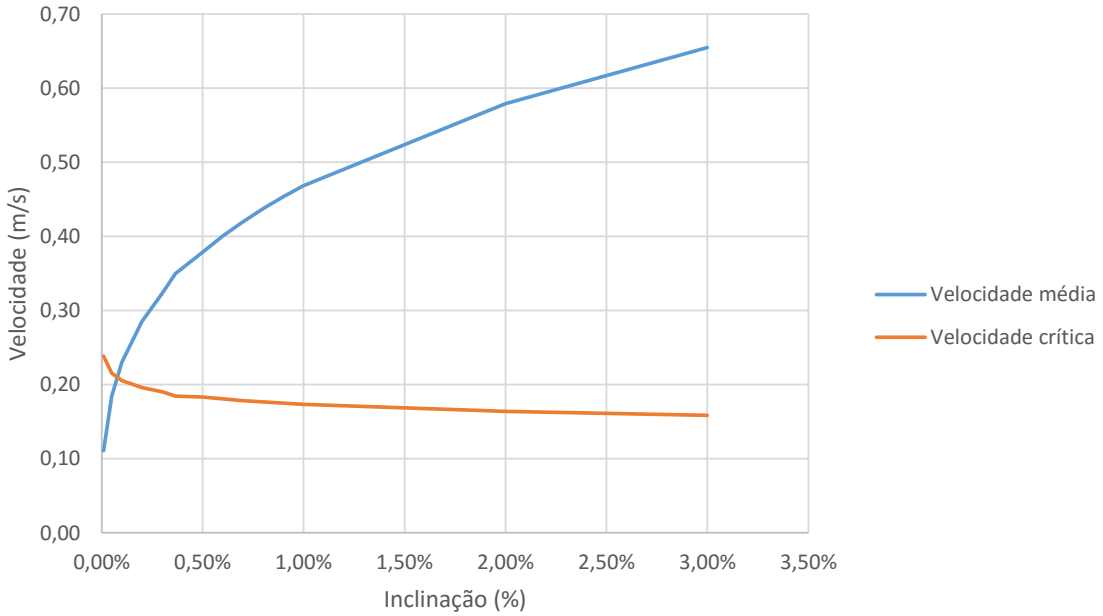


Figura 91 - Transporte sólido por arrastamento (Q=2L/s).

Analisando a Figura 91 percebe-se que o início do movimento das partículas ocorre para inclinações do canal muito pequenas, o que torna o estudo do fenómeno limitado. Uma última análise deste fenómeno foi feita para o caudal de 5 L/s, tentando perceber se para este caudal o fenómeno ainda é passível de ser simulado experimentalmente.

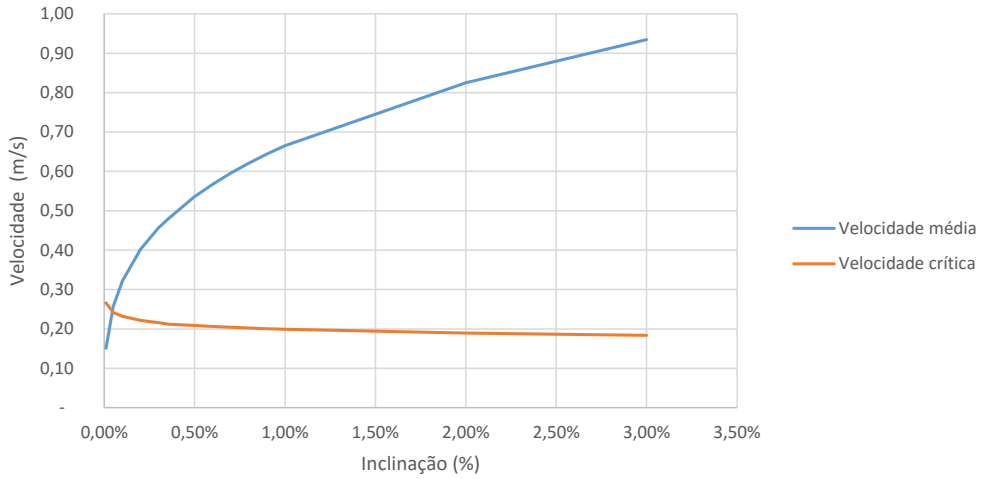


Figura 92 - Transporte por arrastamento (Q=5L/s).

A Figura 92 demonstra que a simulação do fenómeno se torna praticamente inexequível para o caudal de 5 L/S, dado que o início do transporte se dá para inclinações próximas de zero, ou seja, com o canal quase na horizontal.

Conclui-se então, que é possível estudar o tema para caudais a variar entre 1 e 5 L/s, aplicando o critério da velocidade crítica, pela formulação de Gonsharov. No entanto, dada esta ser uma fórmula empírica, aconselha-se a análise do tema considerando formulações propostas por outros autores.

4.4. ROTURA DE BARRAGENS

A simulação da rotura de barragens poderá ser conseguida através da subida instantânea de uma comporta colocada no canal, separando o volume da água armazenada a montante da mesma. Deste modo, a onda de cheia propaga-se para jusante podendo ser medidas as alturas de água, a velocidade da onda de cheia, ou o tempo que o volume armazenado demora a esgotar-se.

O fenómeno pode ser analisado aplicando as equações de Saint-Vennant. Neste trabalho a solução de Ritter para as equações de Saint-Venant, é aplicada como primeira aproximação. Tendo em atenção as premissas teóricas da aplicação destas equações (apresentadas no capítulo 2), foi possível determinar as diferentes alturas de água em distintos pontos do canal e em diferentes instantes de tempo.

Analisou-se também a possibilidade de simular a rotura de barragens para diferentes volumes de água armazenados, o que se traduziu em diferentes alturas de água a montante da comporta, uma vez que se considerou a mesma posição para a comporta nas duas situações estudadas. No primeiro caso considerou-se uma altura de água de 0.4m, e foram estimadas as alturas de água em distintos ponto e intervalos de tempo, podendo assim representar-se as onde de cheia.

A Figura 93 representa a situação de repouso, isto é, o momento antes da abertura da comporta, na secção com abcissa $x = 0\ m$, no caso representa a secção média do canal.

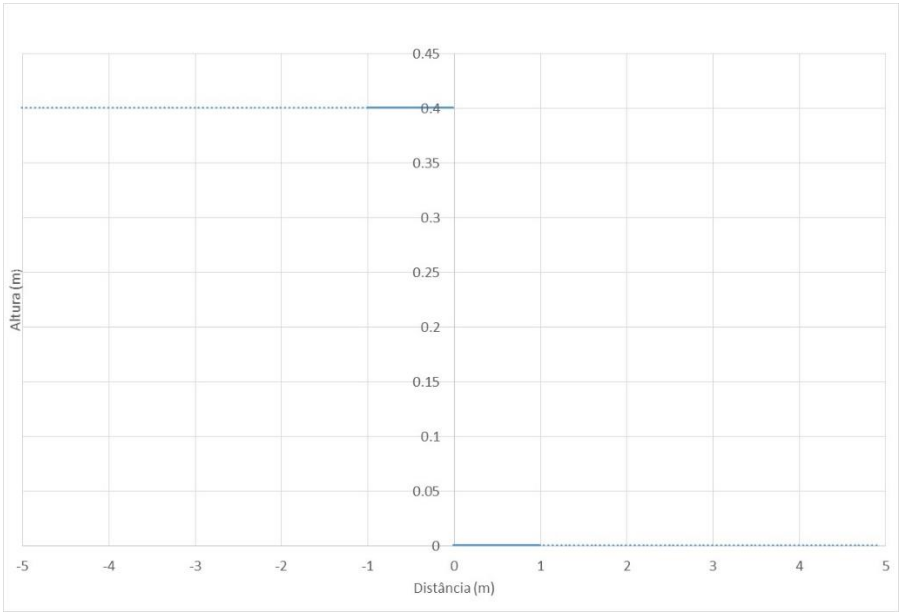


Figura 93 - Estado repouso (t=0 s) para o caso em que a albufeira tem 0.4 m.

O raciocínio repetiu-se para os diferentes intervalos de tempo considerados, separados de 0.1 s (Figura 94) até que para $x = -5\ m$ ao instante em que se atingiu a condições de fronteira de montante, ou seja, o canal deixou de ser semi-infinito, instante a partir do qual o fenómeno deixa de ser considerado como

rotura de barragens, passando o escoamento a considerar-se como o esvaziamento de um reservatório. No caso em estudo, esse facto deu-se para $t = 2.525\ s$ (Figura 95).

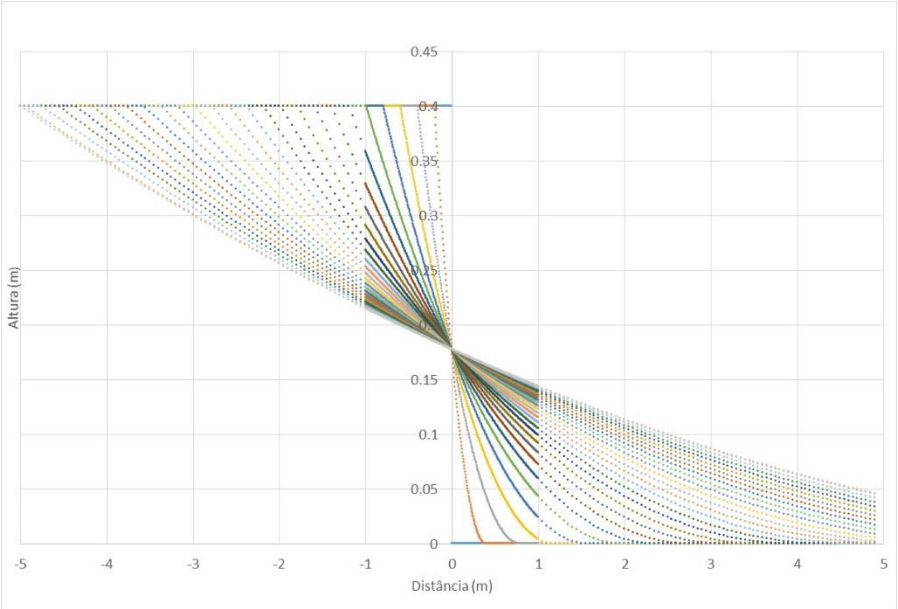


Figura 94 - Evolução da onda de cheia para os diferentes instantes de tempo para uma albufeira com 0.4 m.

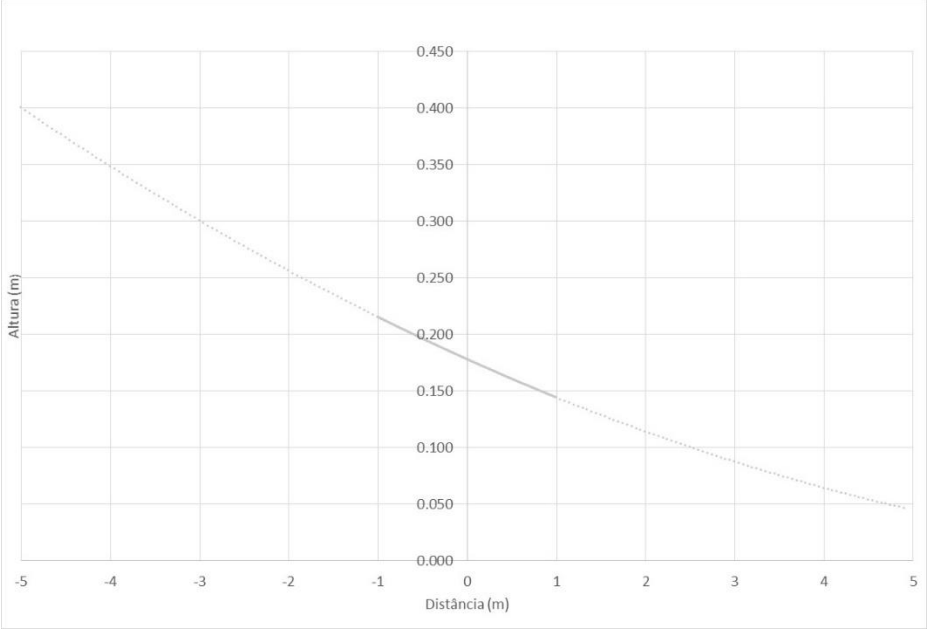


Figura 95 - Onda de cheia no instante de tempo em que se deixa de considerar o fenómeno rotura de barragens para uma albufeira com 0.4 m.

De modo análogo, simulou-se a rotura de barragem para uma altura de água armazenada de 0.3 m. Os resultados obtidos foram semelhantes aos da simulação anterior, com a diferença do aumento do tempo da rotura que aumentou, pelo facto da celeridade ser função da altura de água inicial. Sendo essa altura menor, a celeridade da onda é consequentemente menor. Assim sendo, a Figura 96 representa a situação

inicial, isto é para $t = 0\ s$, a Figura 97 representa a evolução das ondas de cheia ao longo do tempo e por fim, a Figura 98 representa a situação final do fenómeno, para $t = 4.252\ s$.

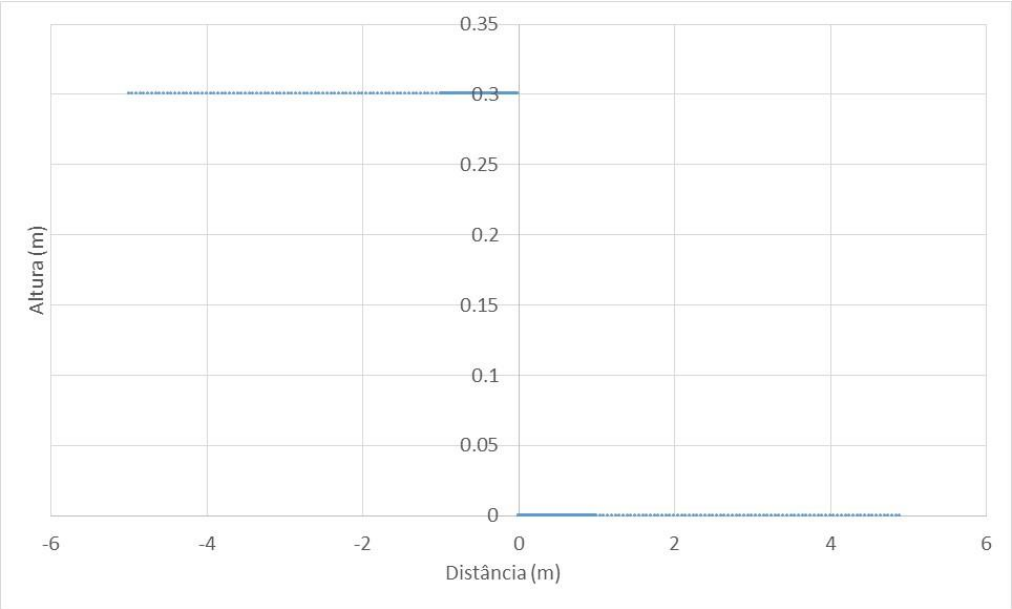


Figura 96 - Estado de repouso (t=0 s) para uma albufeira de 0.3 m.

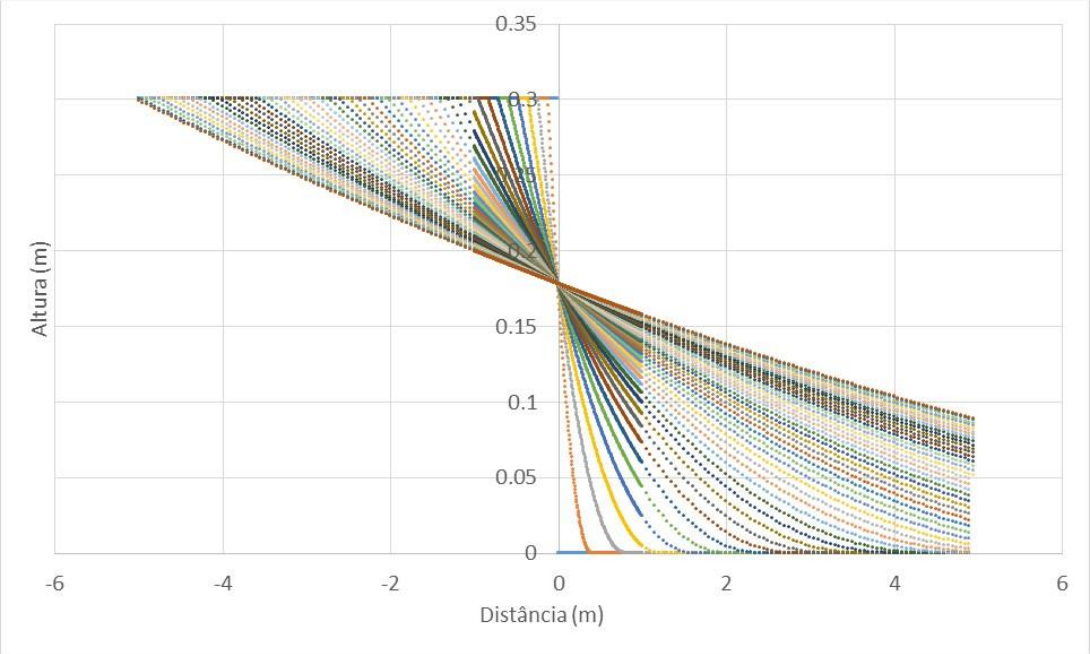


Figura 97 - Evolução da onda de cheia em diferentes instantes de tempo para uma albufeira com 0.3 m.

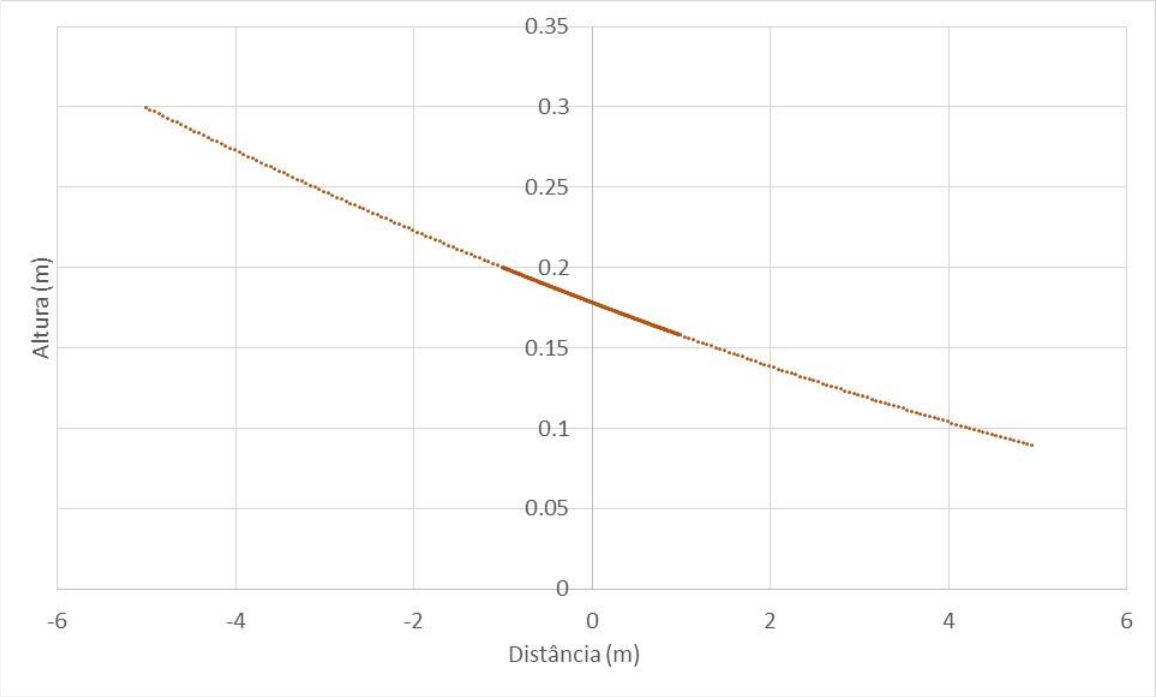


Figura 98 – Onda de cheia no instante de tempo em que o fenómeno deixa de se considerar como rotura de barragem para uma altura inicial de albufeira de 0.3 m.

A colocação da comporta a meio do canal tem como objetivo simular a condição mais interessante na situação em estudo, uma vez que colocando a comporta a montante do local estudado levaria à diminuição do tempo para o qual a solução de Ritter seria válida, uma vez que diminui o volume de água armazenada. Por outro lado, escolhendo uma localização a jusante da adotada, corresponderia a um aumento do volume de água armazenada melhorando as condições da simulação comparativamente às estudadas. Assim sendo, achou-se apropriado estudar um terceiro caso, que corresponde a ter 6 m de albufeira, traduzindo-se, comparativamente aos casos estudados anteriormente, a deslocar 1m a comporta para jusante. Como seria de esperar, percebeu-se que os resultados são semelhantes aos anteriormente obtidos, particularmente ao primeiro para uma altura de albufeira correspondente a 0.4 m O tempo do estudo aumentou de 2.03 s para 3.03 s, pelo facto do volume a escoar ser maior 0.2 m^3.

A Figura 99 representa o estado de repouso no instante anterior à abertura da comporta. A Figura 100 apresenta a evolução da onda de cheia nos diferentes intervalos de tempo, até ao instante final da experiência, que corresponde ao t=3.03 s. Por fim a Figura 101 apresenta a onda de cheia no instante final.

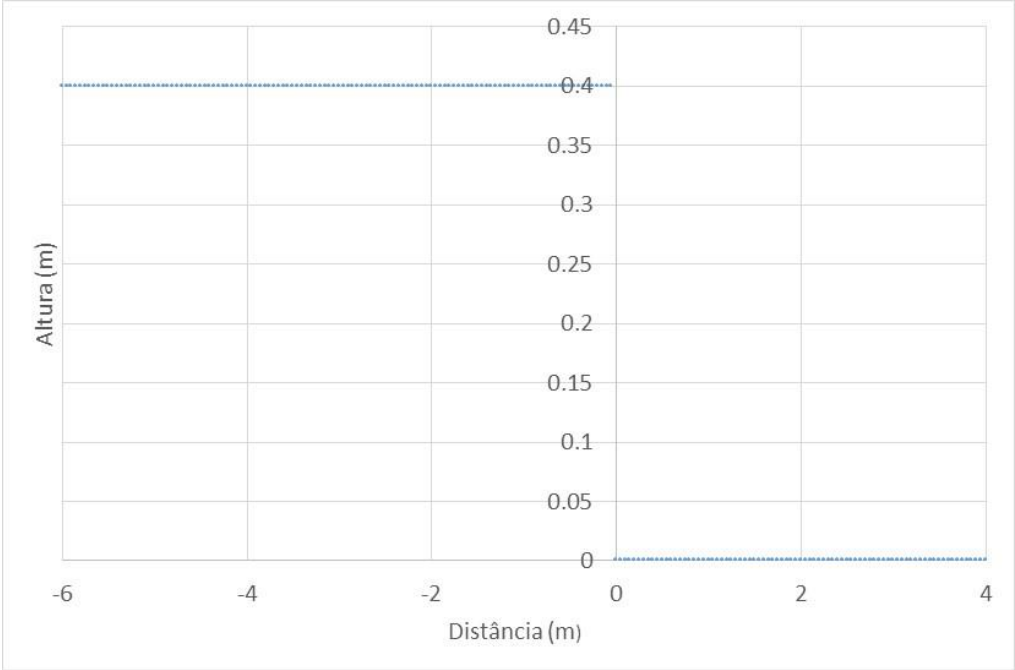


Figura 99 - Estado de repouso para uma albufeira de 6 m de comprimento e 0.4 m de altura.

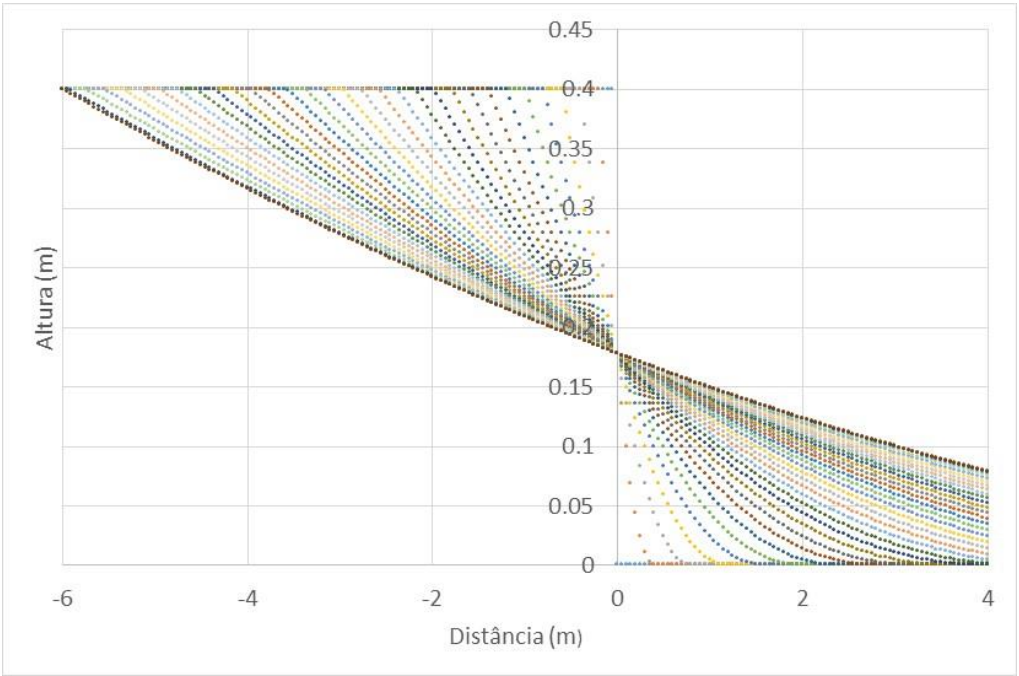


Figura 100 - Evolução da onde de cheia para diferentes instantes de tempo, para uma albufeira de 6 m de comprimento e 0.4 m de altura.

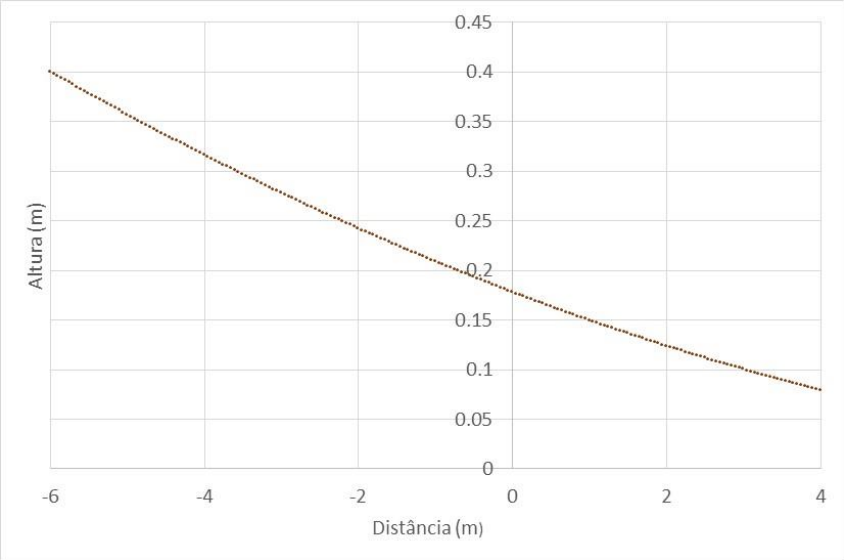


Figura 101 – Onda de cheia para o instante de tempo em que o fenómeno se deixa de considerar rotura de barragens para a altura inicial da albufeira de 0.4 m.

Anteriormente foram analisadas distintas situações para a rotura de barragens, contudo, aproveitando o facto do canal em estudo ter inclinação variável, e na generalidade das situações as barragens estarem implantadas em cursos de água inclinados, achou-se interessante analisar a situação sob esse ponto de vista. Aplicando a proposta de Chanson (2006) apresentada no capítulo 2, foi possível realizar o mesmo raciocínio aplicado nas simulações em canal horizontal, determinando-se analiticamente a configuração da onda de cheia em diferentes instantes e pontos do canal, para a inclinação de 1%.

Considerando-se uma altura da albufeira de 0.4 m e 5 m de comprimento, juntamente com uma inclinação de 1%, obtiveram-se as ondas de cheia (isto é, a onda de cheia em diferentes instantes) representadas na Figura 102 e o ultimo instante de tempo da simulação dá-se para $t = 2.735\ s$ (Figura 103).

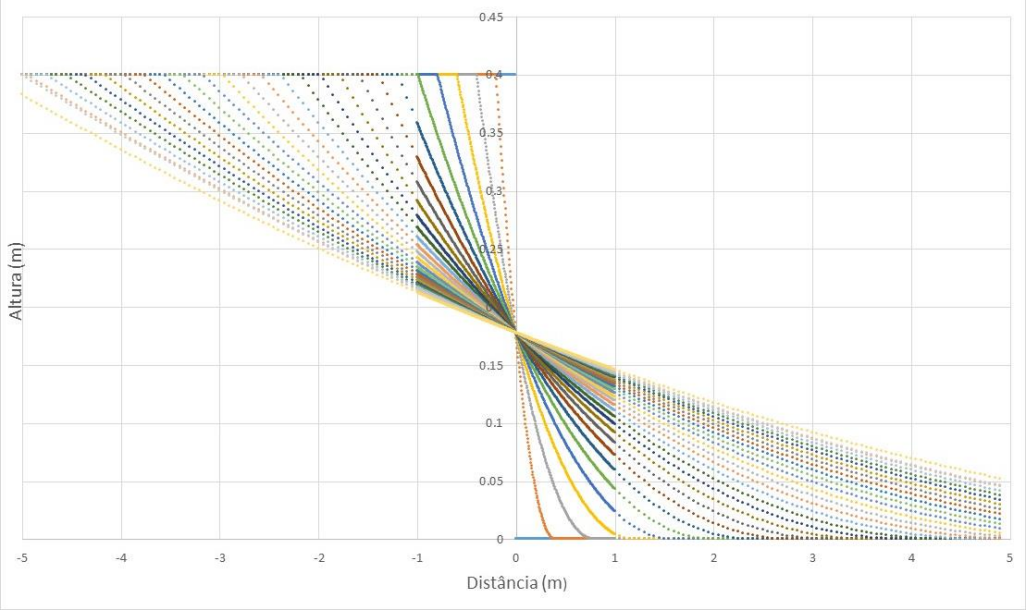


Figura 102 - Evolução da onda de cheia em diferentes intervalos de tempo com albufeira com 5 m de comprimento e inclinação do fundo de 1%.

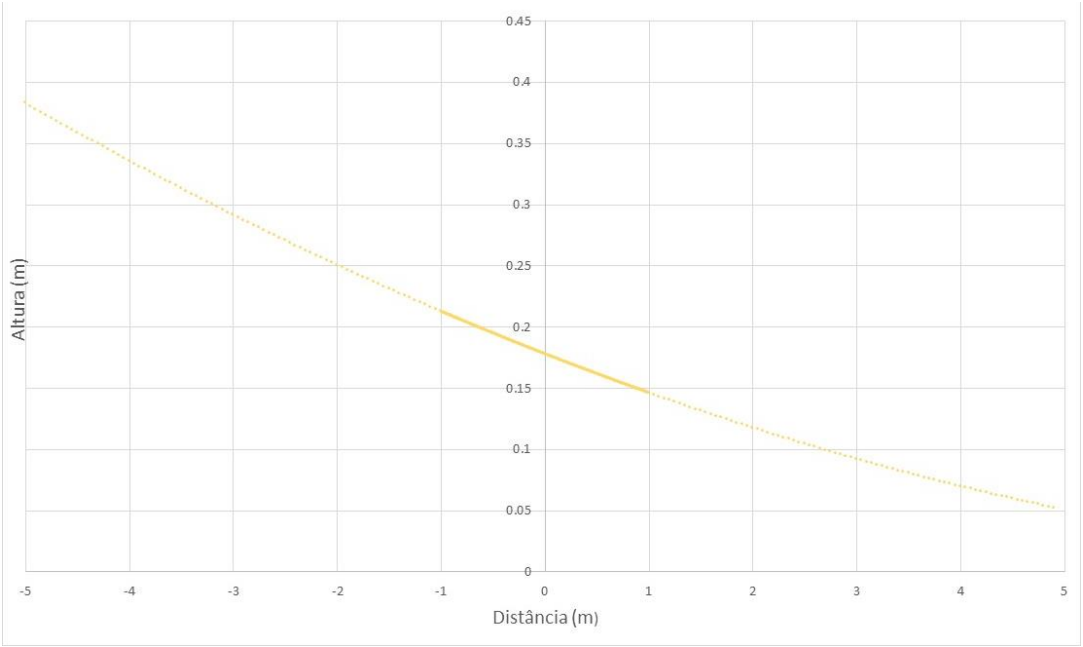


Figura 103 - Instante final da onda de cheia para albufeira com 5 m de comprimento e inclinação do fundo do canal de 1%.

4.5. *TSUNAMIS*

No capítulo 3, referente ao estado de arte, foram analisados vários trabalhos acerca do estudo de *tsunamis*, de modo a compilar um conjunto de ideia que pudessem depois ser introduzidas no canal multi-funções em estudo. As formas existentes para simular este fenómeno, *tsunamis* em instalações experimentais, foi um dos pontos abordados nessa análise, percebendo-se que é possível simular o fenómeno de maneiras distintas, das quais se destacaram a utilização de batedores, o deslizamento de um peso sobre uma rampa ou a colocação de um reservatório com água num plano superior ao canal, de onde se largaria posteriormente um determinado volume de água no canal.

Para o canal em estudo, considerou-se que sob o ponto de vista económico, pela facilidade de execução e pela fiabilidade dos resultados a obter, a solução da rampa seria a mais adequada. Para tal, preconizou-se a colocação de uma rampa metálica no início do canal com um determinado ângulo (θ), fazendo-se deslizar um objeto, o qual, após a colisão entre o objeto e o volume de água em repouso, gera um sistema de onda com uma altura de onda *Hmax*, um período inicial T1 e o espraiamento da onda gerada numa praia colocada no fundo do canal.

Aplicando a equação (66) facilmente se depreende que a altura da onda está dependente da altura de água no estado de repouso, da velocidade com que o objeto colide com a água no estado de repouso, e da espessura e comprimento do objeto.

Deste modo, estudaram-se diferentes condições de ensaio utilizando vários ângulos da rampa de entrada, distintos comprimentos e larguras do objeto deslizante e duas alturas de água no canal.

Dado que o cálculo da amplitude máxima da onda está dependente da grandeza da velocidade do objeto foi necessário estimar o seu valor. Considerando um corpo a deslizar sob um plano inclinado, tendo em conta o atrito existente, foi possível calcular a velocidade a partir da expressão (69), em função do ângulo

da rampa (θ) e do coeficiente de atrito das superfícies, que sendo ambas metálicas se assumiu igual a 0.15.

$$V = \sqrt{2 \times g \times (sen(\theta - \mu \times cos(\theta))} \quad (69)$$

Como já foi referido no capítulo 2, o período pode ser obtido mediante a aplicação da formulação proposta do Kamphuis e Bowering (1972).

Decidiu-se então, fazer uma análise das características da onda, o período e altura da onda, simulando diferentes condições de ensaio de modo a definir melhor quais as condições em que é possível estudar *tsunamis* na instalação laboratorial.

Tendo em atenção que a simulação do fenómeno no canal em estudo será realizada pelo deslizamento de um objeto ao longo de uma rampa, decidiu-se analisar a altura da onda para a situação em que a altura de água 0.2 m. Foi considerado o deslizamento de um objeto com 0.2 m de comprimento e 0.4m de largura, para diferentes ângulos de deslizamento.

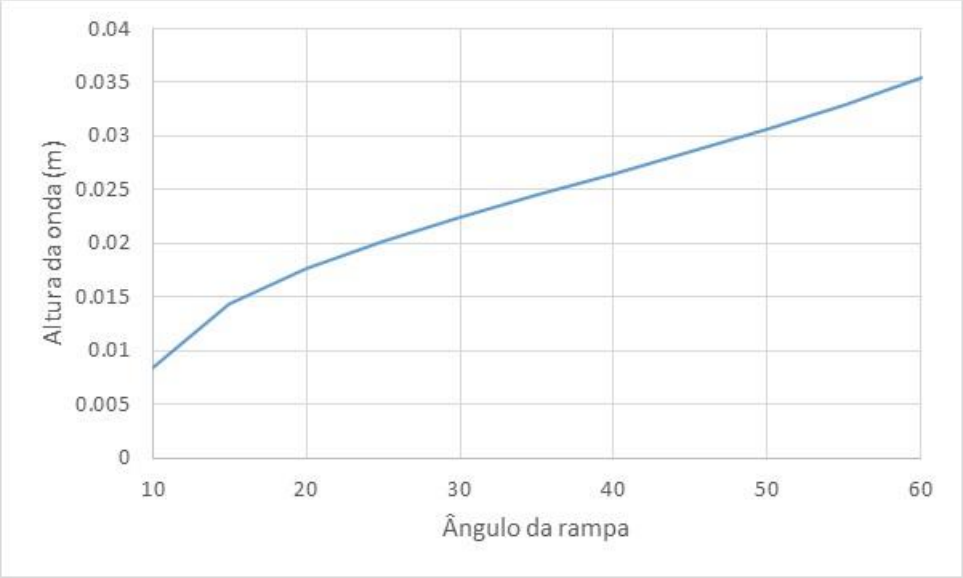


Figura 104 - Variação da altura de onda gerada em função da variação do ângulo da rampa de deslizamento.

Analisando a Figura 104 percebe-se que a inclinação mínima foi 10º e a máxima foi de 60º, sendo que a primeira situação gerou uma onda cuja sua altura foi de 0.0085 m e para a situação mais gravosa a altura obtida foi de 0.035 m.

Anteriormente analisou-se a variação da altura da onda gerada com a variação da inclinação da rampa, para um valor da altura de água corresponde a um valor intermédio, isto é, 0.2 m. Deste modo, surgiu a necessidade de perceber como varia a altura da onda com a altura de água em repouso no canal, onde se considerou a inclinação da rampa menos e mais gravosa, isto é, 10 e 60º, respetivamente.

Analisando os resultados apresentados nas Figura 105 e Figura 106 percebe-se que é possível obter ondas com alturas, para a situação em que o objeto atinge a água com menor velocidade, isto é, quando a massa desliza sob a rampa inclinada 10º, a variar os [0.005;0.0085] m. Quando a massa desliza sob a rampa com maior inclinação, isto é, 60º, as alturas de onda obtido são da ordem de variação no intervalo de [0.021;0.036] m.

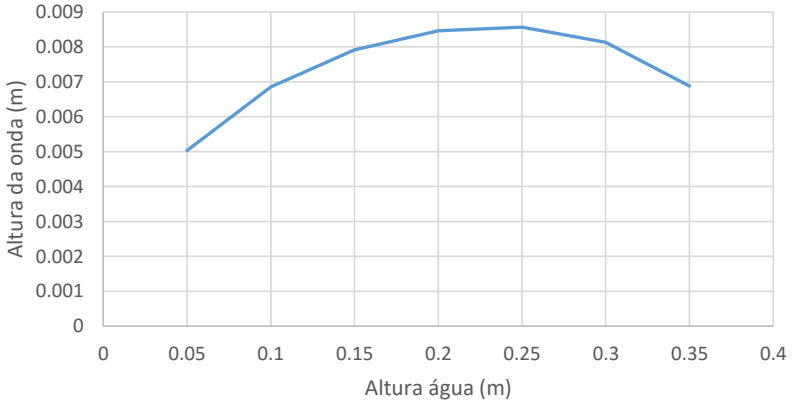


Figura 105 - Altura da onda gerada para diferentes alturas de água em repouso, com o objeto a deslizar por uma rampa inclinada 10º.

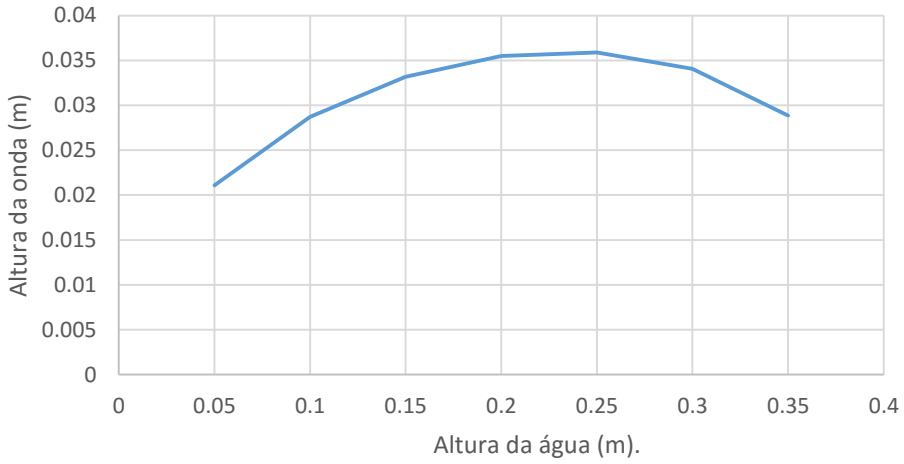


Figura 106 - Altura de onda para diferentes alturas de água em repouso com o objeto a deslizar por uma rampa inclinada 60º.

Realizou-se seguidamente o cálculo do período das ondas, aplicando novamente o trabalho de Kamphuis e Bowering (1972), para situações correspondentes ao deslizamento do objetosobre a rampa inclinada a 10 e 60º, para uma altura de água em repouso de 0.2m.

A Figura 107 apresenta a variação dos períodos das ondas geradas tendo em atenção a variação da altura de água. Verificou-se que é possível simular ondas com períodos a variar entre 0.8 e 2.1 s, correspondentes aos valores máximos e mínimos (Figura 107).

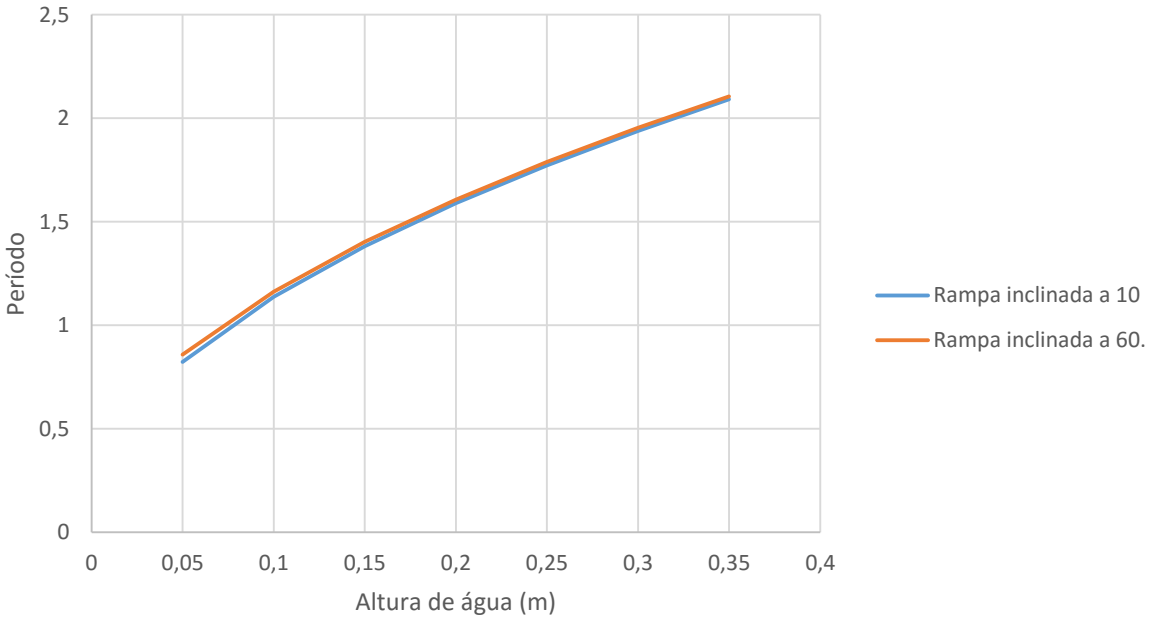


Figura 107 - Período das ondas geradas.

O espraiamento é função do ângulo com a horizontal da praia, da altura da onda e da altura de água no canal, sendo esta situação foi analisada em função de um valor que se achou razoável tendo em conta os declives das praias, assumindo-se deste modo o valor de 7º.

Segundo a formulação proposta por Synolakis, o espraiamento pode ser estimado em função de,

$$\frac{R}{h_0} = 2.831 \times \cot(\beta)^{0.5} \times \varepsilon^{5/4} \tag{70}$$

Analisando a equação (70), percebe-se que o espraiamento é função do ângulo da praia, da altura de água em repouso, e do coeficiente ε. Este coeficiente traduz a relação entre a altura máxima da onda e a altura de água em repouso (equação (71)), ou seja,

$$\varepsilon = \frac{H_{max}}{h_0} \tag{71}$$

O estudo dos *tsunamis* culminou com a previsão do espraiamento resultante das ondas geradas, isto é, estudou-se o espraiamento para o deslizamento do objeto segundo uma rampa inclinada 10 e 60º, fazendo-se variar as dimensões do objeto.

A representa graficamente a variação do valor do espraiamento (Figura 108) para as duas situações estudadas. A representa a variação do *run-up* em função da variação da altura de água no canal, para um objeto com 0.2 m de comprimento e 0.4 m de largura. Previu-se que com a utilização da rampa de 10º seria possível obter um *run-up* máximo de 0.0047 m. Aquando da colocação da rampa a 60º foi possível obter um *run-up* de 0.0245m.

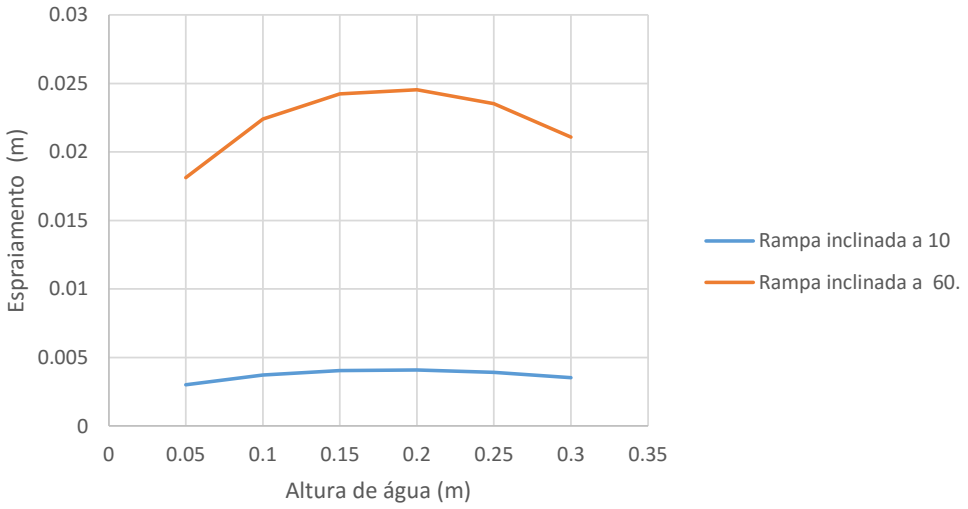


Figura 108 - Variação do valor do espraiamento para diferentes alturas de água no canal em repouso.

5
CARACTERÍSTICAS DO CANAL

5.1. ZONA DE ESTUDO DOS FENÓMENOS

O projeto do canal multi-funções em estudo iniciou-se com a análise de canais existentes no mercado e em instituições de investigação e ensino a nível mundial, tendo em atenção os estudos que poderiam ser realizados no canal, as dimensões da secção transversal e comprimentos, a gama de caudais, o intervalo de variação da inclinação do talvegue e o volume dos reservatórios auxiliares. Seguidamente fez-se uma pesquisa ao nível de cada um dos temas a considerar no dimensionamento do canal, tendo por base, essencialmente, artigos científicos, e com o objetivo de melhor compreender a relação entre as principais características dos canais utilizados nos estudos e os fenómenos simulados, mas também ter um ponto de partida para o projeto do canal multifunções em estudo.

No capítulo anterior, cada um dos fenómenos foi analisado de modo isolado, tendo-se identificado as principais condicionantes que lhes estão associadas e discutido a viabilidade da realização de estudos referentes a cada tema no canal.

Tendo por base a análise dos vários pontos anteriormente apresentados, definiu-se que o canal teria 10m de comprimento total, dos quais os 2 m iniciais serviriam para a estabilização do escoamento. A secção transversal do canal apresenta uma largura de 0.40 m e uma altura de 0.50 m.

De modo a facilitar a visualização dos fenómenos em estudo no canal e não condicionar a realização de medições com alguns equipamentos laboratoriais (*e.g.*, Laser Doppler Anemometry), preconiza-se que as paredes do canal sejam de vidro temperado de 1.5 cm. Por uma questão de resistência e de estabilidade dimensional, definiu-se que o fundo do canal seria fabricado em aço, evitando-se assim que em caso de impacto ocorra a abertura de fendas, havendo um revestimento em chapa de aço inox para evitar a degradação da estrutura por corrosão. No entanto, de modo a viabilizar a realização de medições junto ao fundo, segundo a direção vertical e com sentido ascendente, prevê-se também a existência de uma "janela" em vidro, sensivelmente na zona central do canal, e com uma área aproximada de 1.96×0.40 m^2.

5.2. ESTRUTURA METÁLICA

Para servir de suporte ao canal foi necessário conceber uma estrutura metálica que resistisse ao peso da água, dos equipamentos e do peso próprio do canal. Definiu-se uma estrutura constituída por dois pórticos principais, ligados entre si por tubos metálicos de aço.

No que respeita aos pórticos, definiu-se que a viga principal seria um perfil INP, sendo necessário calcular qual o perfil necessário para resistir às ações a que este irá estar sujeito. Como esquema de cálculo, este assemelha-se a duas vigas simplesmente apoiadas (Figura 109).

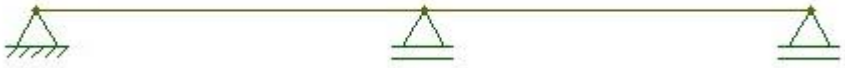


Figura 109 - Esquema de cálculo real.

Contudo, pensou-se em ter uma estrutura sobredimensionada de modo a evitar deformações e vibrações excessivas na estrutura, adotando-se como esquema de cálculo, uma viga simplesmente apoiada com vão referente à totalidade do canal, isto é, 10 m de comprimento (Figura 110).



Figura 110 - Esquema de cálculo adotado.

No que se refere à carga a atuar sobre a estrutura, considerou-se, numa primeira abordagem, o peso da água correspondente ao canal completamente cheio, a somar ao peso próprio da viga e demais componentes do canal.

O canal completamente cheio apresenta um volume de água de 2 m^3, ou seja, 2000 kg (2 Ton.). Dividindo pelos 2 pórticos, obtém-se um peso por pórtico de 1000 kg, ou seja 10 kN. Dado cada pórtico ter 10 m de comprimento (na situação idealizada), obtém-se uma carga uniformemente distribuída de 1 kN/m. Assumindo um perfil INP200, dado este ter uma área de secção transversal de 33.4 cm^2, multiplicando pela massa volúmica do aço que é 78 kN/m^3, obtém-se uma carga uniformemente distribuída relativa ao peso próprio da viga de 0.26 kN/m

Considerando um coeficiente de segurança de 1.5, de modo a, considerar o peso dos demais componentes do canal, perfaz uma a carga de cálculo de 1.89 kN/m. A estrutura sob a ação da carga considerada tem um momento positivo a meio vão de 23.6 kN.m (Figura 111).

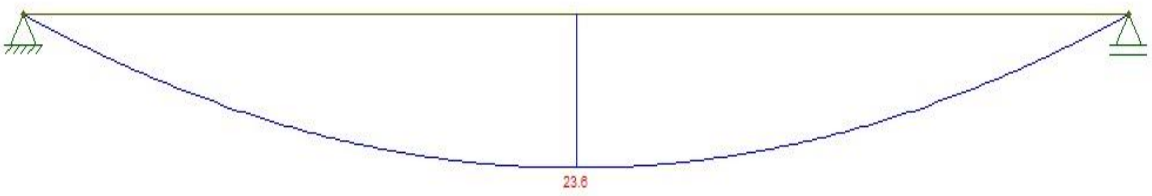
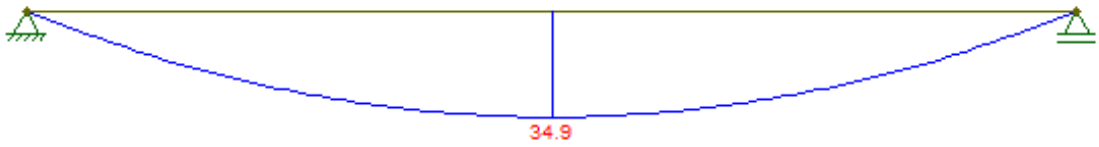


Figura 111 - Diagrama de momentos

Tendo em conta que no canal poderão ser colocados sedimentos, é necessário verificar a segurança da estrutura nessa situação. Sabendo que o peso volúmico da areia é 26 kN/m^3, tendo em conta o volume de vazios, tem-se que o poderá assumir o peso volúmico de 16 kN/m^3. Assim sendo, tem-se que nestas condições, a carga distribuída de cálculo é 1.6 vezes superior à do caso do canal totalmente cheio de água, perfazendo uma carga distribuída de 2.79 kN/m^3. O momento atuante nesta situação de cálculo é 34.9 kN/m^3.



Utilizando um perfil INP200 fabricado com aço S275, o momento resistente do mesmo é dado por:

$$275000 = \frac{M_{rd}}{2140 \times 10^{-8}} \times 0.1 \tag{72}$$

$$M_{RD} = 50.3\ kN.m \tag{73}$$

Comparando o momento máximo aplicado na estrutura com o momento resistente do perfil adotado percebe-se que a solução escolhida é segura.

$$34.9kN.m \leq 50.3\ kN.m \tag{74}$$

Ao nível das vigas de suporte do canal, importou verificar a encurvadura da viga no ponto mais desfavorável, isto é, no ponto a meio vão de cada viga. Assim, tendo em atenção as características dos materiais, foi possível verificar que no ponto mais desfavorável há um deslocamento de 5.7 mm, resultado que para um vão de 10 m de comprimento, se admite um resultado satisfatório.

Seguindo o mesmo raciocínio definiram-se as barras de aço a colocar transversalmente. Sabendo que a largura do canal é 0.4 m e que estas estão separadas de igual valor 0.995 m (ao eixo de cada barra), teve-se que o volume de cada elemento seria dado por:

$$Volume = 0.4 \times 0.5 \times 0.995 = 0.195\ m^3 \tag{75}$$

Que corresponde a 195 Kg, ou seja, 1.95 kN. Sabendo que a largura do canal é de 0.4 m, a carga distribuída é de:

$$p = \frac{1.95}{0.4} = 4.875 \text{ kN/m} \quad (76)$$

Majorando o valor da carga pelo coeficiente de segurança de 1.5, obteve-se uma carga de cálculo de 7.3 kN/m. O momento (Figura 112) a atuar sob a estrutura é de:

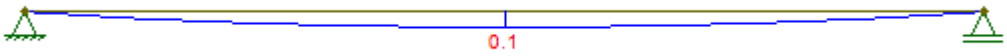


Figura 112 - Momento de cálculo

À semelhança do que já foi feito, escolheu-se um aço S275. O momento resistente da barra é dado por:

$$275000 = \frac{M_{rd}}{19.05 \times 10^{-8}} \times 0.025 \quad (77)$$

$$M_{RD} = 2.096\ kN.m \quad (78)$$

Dado o momento resistente da peça escolhida ser menor que o momento atuante, conclui-se que a estrutura é segura.

$$0.1\ kN.m \leq 2.096\ kN.m \quad (79)$$

O pré-dimensionamento dos pilares da estrutura foi realizado assumindo apenas o tubo de aço oco com 10 cm de diâmetro e 1 cm de espessura ($A_{aço}$= 28.3 cm^2), situação conservativa dado que a estrutura idealizada seria uma solução mista, ou seja, uma parte seria num tubo de aço de 10cm de diâmetro e 1 cm de espessura e outra parte realizada em perfil INP200.

Nesta lógica, foi necessário calcular a tensão no aço para verificar a segurança. Admitiu-se que o peso sobre o canal (assumiu-se que o canal cheio de água, juntamente com o seu peso próprio e equipamentos pesaria 3000 kg), distribui-se equitativamente sob cada um dos pilares, pelo que cada pilar deverá resistir a uma força de 600 kgf, isto é, 6 kN.

$$\sigma = \frac{6}{28.3 \times 10^{-4}} = 2.12\ MPa \leq 275\ MPa \quad (80)$$

Conclui-se, deste modo, que a tensão de cálculo instalada nos pilares é inferior à tensão resistente do aço, traduzindo-se numa situação de segurança para a estrutura.

Feita a verificação de segurança dos elementos principais da estrutura metálica, apresenta-se na Figura 113.

Faz-se ainda uma referência à estrutura de suporte para o macaco hidráulico, marcada como ponto 4 da Figura 113. Esse estrutura está ligada diretamente ao solo, e é composta do 4 tubos cilindrico em aço, com 5 cm de diâmetro, e um chapa metálica de 2 cm no topo desse tubos, de modo, a criar uma base para colocar o macaco hidráulico que dará auxílio aos movimentos gerados pela mudança de inclinação.

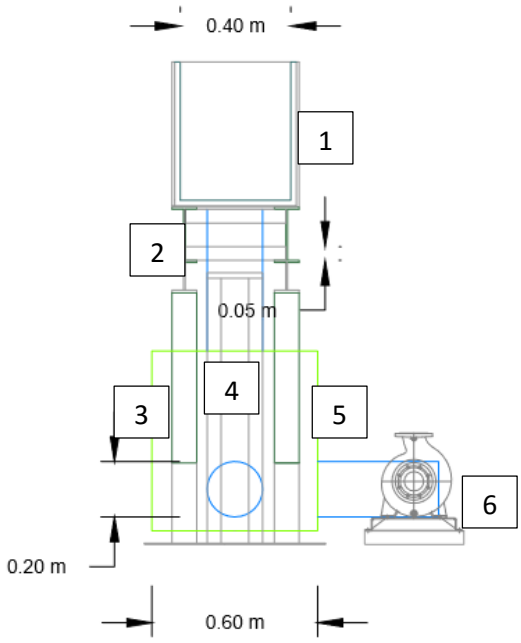


Figura 113 - Estrutura metálica.

1- Secção Transversal do canal.
2- Vigas de suporte
3- Reservatório de armazenamento
4- Estrutura de suporte para o macaco hidráulico
5- Pilares
6- Bomba hidráulica.

Realizado o dimensionamento da estrutura na sua globalidade, torna-se importante verificar a deformação das paredes do canal, de modo a perceber se esta assume valores demasiado grandes, e assim influenciar o desenvolvimento do escoamento.

Como foi referido anteriormente, os vidros serão suportados por um perfil "U" soldado a uma chapa metálica, promovendo a ligação da peça à viga de suporte INP. Nesta lógica foi realizada uma análise da deformação da peça em estudo, através de uma análise linear elástica, de modo a verificar se a deformação obtida assumiria valores, tais que, influenciaria o escoamento.

Sabendo a altura do canal de 0.50 m, sob o ponto de vista de esquema de cálculo poderá ser considerada uma viga encastrada num dos vértices. Sabendo que a distância entre duas peças metálicas é de 2m (ao eixo) e que cada uma estará sob o efeito de metade desse comprimento e da largura do canal, então o volume de água que provocará esforças na peça é de $0.50 \times 0.20 \times 2 = 0.2m^3$, que se traduzirá num carga distribuída sob o elemento metálico de $4\ kN/m$ (Figura 114).

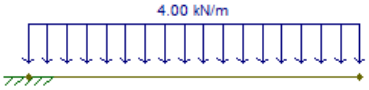


Figura 114 - Esquema de cálculo do suporte dos vidros.

Assumindo as premissas anteriormente apresentadas, torna-se possível determinar a máxima rotação do vértice direito (Figura 114), que irá corresponder à zona superior do vidro no canal. Assim, desprezando o contributo da chapa metálica que faz a ligação do perfil "U" à viga INP, a rotação máxima no canal é de $5.713 \times 10^{-4}\ rad$ (Figura 115).



Figura 115 - Rotação máxima.

O último aspeto a ser analisado na verificação de segurança traduz-se na validação da segurança do vidro das paredes do canal, isto é, a verificação da segurança dos vidros às impulsões hidrostáticas. Sabendo que o canal tem 0.5 m de altura, e considerando que o caso de carga mais gravoso consiste na situação do canal completamente cheio de água, a impulsão hidrostática apresentará o valor de 49 kN/m, que se traduz numa resultante de 12.3 kN/m. Tendo em conta que o vidro está apoiado nas duas extremidades, e que a resultante das forças de situa a 0.167 m da extremidade inferior, poderá assumir-se o esquema de cálculo apresentado na Figura 116.

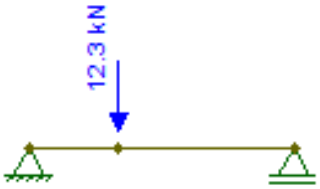


Figura 116 - Esquema cálculo da segurança do vidro.

No caso apresentado, tem-se que o momento atuante sobre o elemento é de 1.4 kN.m/m. Sabendo que a resistência do vidro temperado é de 120 MPa, tem-se que o momento resistente é de 4.5 kN.m/m. Sendo o momento atuante menor que o resistente, a segurança está verificada.

$$120000 = \frac{M_{rd}}{2.8125 \times 10^{-7}} \times 0.0075 \tag{81}$$

$$M_{RD} = 4.5\ kN.m \tag{82}$$

Importa agora acrescentar duas notas relacionadas com a estrutura. A primeira prende-se com o facto dos cálculos realizados anteriormente servirem como validação da exequibilidade da estrutura proposta. Com efeito, foram dimensionados os elementos principais da estrutura, mas não se analisaram as ligações aparafusas ou soldadas. A segunda nota refere-se à necessidade de fixar a estrutura através do seu aparafusamento ao solo, dado a mesma ser muito esbelta, poderá criar questões de instabilidade.

5.3. CONDUTAS DO SISTEMA DE RECIRCULAÇÃO

O dimensionamento da conduta do sistema de recirculação foi realizado tendo em conta a velocidade máxima que se pretende ter no seu interior e o caudal máximo de funcionamento do canal.

$$Q = U \times S \tag{83}$$

em que *Q* representa o caudal, *U* a velocidade do escoamento e *S* a secção.

Reescrevendo a variável área da secção em função do diâmetro, pode escrever-se:

$$Q = U \times \frac{\pi \times D^2}{4} \tag{84}$$

Considerando o caudal máximo no sistema, isto é, 30 L/s e uma velocidade máxima de 1 m/s o diâmetro mínimo da conduta é de:

$$0.03 = 1 \times \frac{\pi \times D^2}{4} \tag{85}$$

$$D = 0.1954\, m = 195.4\, mm \tag{86}$$

Pretende-se que o material das condutas seja ferro fundido, pelo que o diâmetro comercial compatível com o diâmetro mínimo corresponde ao DN200.

Em seguida faz-se uma verificação da velocidade nas condutas segundo o Decreto Regulamentar 23/95, aplicando a expressão dada por:

$$U = 0.127.D^{0.4} \tag{87}$$

em que *U* representa a velocidade e se expressa em m/s e *D* representa o diâmetro e se expressa em milímetros.

Para a conduta selecionada, e velocidade máxima do escoamento é de:

$$U = 0.127 \times 200^{0.4} \tag{88}$$

$$U = 1.057\ m/s \tag{89}$$

Este último passo teve como objetivo validar a escolha ao nível do diâmetro da conduta, uma vez que não se pretende que a velocidade seja demasiado elevada, pelo facto de não se pretender que o escoamento de entrada no canal com um velocidade excessiva, causando maiores dificuldades na estabilização do mesmo.

5.4. BOMBA HIDRÁULICA

Para a seleção da bomba, em primeiro lugar, foi necessário definir a curva característica da instalação. Para tal, consideraram-se diferentes caudais, calcularam-se as perdas de carga localizadas e as perdas de carga contínuas, e definiu-se o desnível geométrico a ultrapassar.

No que respeita às perdas de cargas localizadas, considerou-se que estas seriam introduzidas pela passagem do escoamento pela válvula de corte, pela válvula de retenção, pelo caudalímetro, pela mudança de direção do escoamento (isto é, uma curva), pela entrada no reservatório e pelas perdas de cargas propositadamente introduzidas no interior do reservatório de chegada.

Foi necessário definir os coeficientes de perda de cargas localizadas de cada uma das singularidades anteriormente apresentados. Para tal, recorreu-se à literatura da especialidade para definir cada um deles. Lencastre apresenta intervalos de valores para cada perda de carga específica.

Tabela 20 - Coeficientes de perda de carga localizadas (Lencastre, 1972).

	K
Válvula de corte	2-8
Válvula de retenção	5-20
Mudança de direção	0.36-0.9
Entrada reservatório	0.56

A situação da passagem do escoamento pelo caudalímetro não estava contemplada no documento consultado. Considerou-se então, que o coeficiente de perda de carga teria um valor próximo do valor do coeficiente referente à válvula de corte, pelo que se assumiu o valor 5., embora possa ser um valor elevado para a situação em causa.

O reservatório de entrada tem como função receber a água bombeada desde o reservatório e introduzir-lhe uma perda de carga significativamente elevada para se obter um escoamento estabilizado quando este chegar ao canal. Nesta lógica definiu-se 20 como sendo um valor adequada para a situação.

As perdas de carga localizadas para os diferentes caudais apresentam-se resumidas na Tabela 21.

Tabela 21 - Perdas de carga localizadas em função do caudal.

	Válvula de corte	Válvula de retenção	Caudalímetro	Curva	Entrada reservatório	Interior do reservatório
Q (L/s)	5	8	5	0.9	0.56	20
5	0.006	0.010	0.001	0.001	0.001	0.026
10	0.026	0.041	0.005	0.005	0.003	0.103
15	0.058	0.093	0.012	0.010	0.007	0.232
20	0.103	0.165	0.021	0.019	0.012	0.413
25	0.161	0.258	0.032	0.029	0.018	0.646
30	0.232	0.372	0.046	0.042	0.026	0.923
35	0.316	0.506	0.063	0.057	0.035	1.265

Para o cálculo das perdas de carga contínuas foi necessário determinar o coeficiente de resistência λ pela fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{LOG}\left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \quad (90)$$

em que λ representa o coeficiente de resistência, k a rugosidade equivalente, D o diâmetro da conduta e Re o número de Reynolds.

Conhecendo λ é possível determinar as perdas de carga contínuas através de:

$$\Delta H_C = \frac{\lambda}{D} \times \frac{U^2}{2g} \times L \quad (91)$$

A

Tabela 22 apresenta os valores das perdas de cargas contínuas obtidos para os diferentes caudais considerados neste estudo.

Tabela 22 - Perdas de carga contínuas.

Q (L/s)	ΔH_C
5	0.000
10	0.001
15	0.001
20	0.003
25	0.004
30	0.006

O desnível geométrico que é necessário vencer corresponde à diferença de cotas entra o eixo da secção de saída da bomba hidráulica e a base do canal somada da altura máxima de água a circular, para o caudal de 30 L/s e 0.1%, isto é, 0.129 m, correspondendo a um desnível de 1.3 m

As alturas manométricas do sistema (Tabela 23) correspondem à soma do desnível geométrico, com as perdas de carga contínua e localizadas.

Tabela 23 - Alturas manométricas.

Q (L/s)	Hb
5	1.33
10	1.48
15	1.71
20	2.04
25	2.45
30	2.95

Conhecendo as alturas manométricas para os diferentes caudais é possível desenhar graficamente a curva característica da instalação.

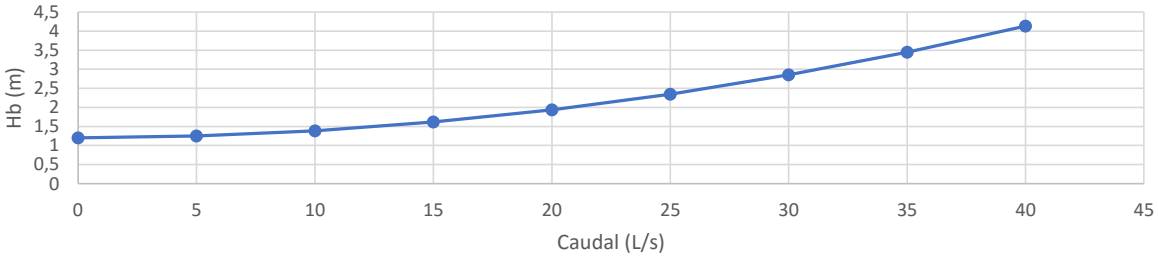


Figura 117 - Curva característica da instalação.

Após a definição da curva característica da instalação foi necessário realizar uma pesquisa de modo a encontrar uma bomba compatível com a instalação. Foram analisados vários modelos de diversas marcas, tendo-se encontrado o modelo KSB Etaline Pumpdrive 080-080-160.

A KSB ETL 100-100-160 GG BIE4 PD2EM é uma bomba de velocidade variável, que permite o ajuste da velocidade permitindo encontrar vários pontos de funcionamento. O objetivo da escolha de uma bomba de velocidade regulável, prendeu-se com o facto de ser possível obter diversos pontos de funcionamento, evitando assim, a introdução de exageradas perdas de cargas, que se traduzem num custo energético desnecessário.

Pretendeu-se definir gamas de caudais para os diferentes pontos de funcionamento, quer isto dizer, definiram-se intervalos de caudais para cada velocidade da bomba, regulando através da válvula o caudal para valores intermédios (Figura 118).

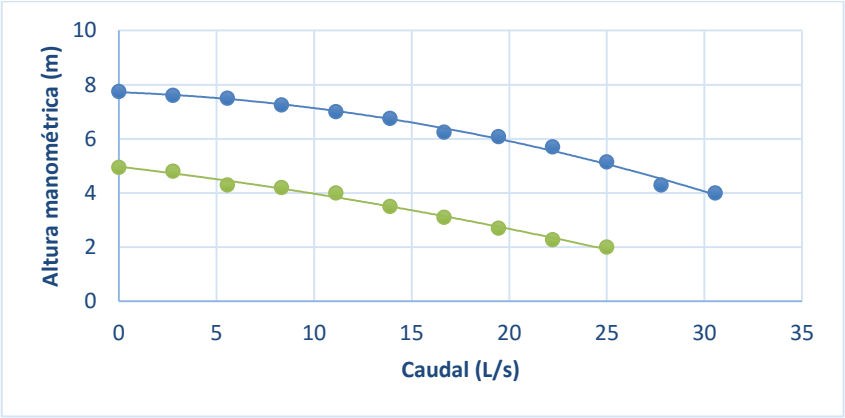


Figura 118 - Curvas características da bomba (Curva azul- 174rpm e curva verde-153rpm)..

Conhecendo as curvas características da instalação e da bomba foi possível determina os diferentes pontos de funcionamentos (Figura 119).

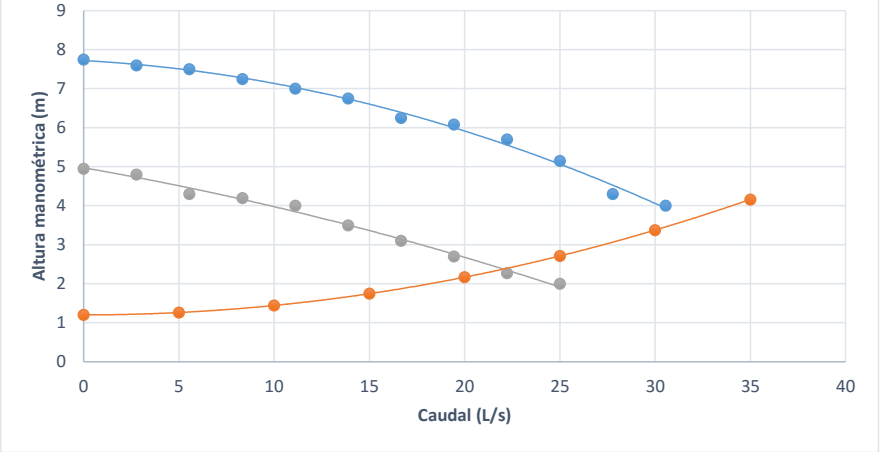


Figura 119 - Pontos de funcionamento.

A Figura 119 demonstra que é possível funcionar com a bomba escolhida mediante duas velocidades. Para caudais entre os 22 e 30L/s a bomba terá funcionar numa velocidade com maior número de rotação, isto é, 1224 rpm, e dos 7 aos 22 a bomba poderá funcionar a uma velocidade de rotação inferior.

5.5. VÁLVULAS

A definição das válvulas a colocar no sistema seguiu os mesmos trâmites que a escolha da bomba, isto é, foi realizada uma pesquisa da oferta destes equipamentos presentes no mercado, tendo-se em conta o diâmetro das condutas e a pressão máxima na tubagem.

A instalação necessita de uma válvula de corte para regular o escoamento e de uma válvula de retenção para impedir que a água circule no sentido oposto após a manobra de paragem da bomba hidráulica.

Analisando as diversas opções no mercado optou-se pela marca Fucoli-Somepal. Este fabricante oferece uma gama variada de produtos. Após a análise dos mesmos, optou-se por escolher para a válvula de corte uma válvula de cunha elástica modelo 3000 (Figura 120) e DN200,em que o diâmetro o mais próximo possível do diâmetro da conduta do circuito de recirculação (Figura 121)

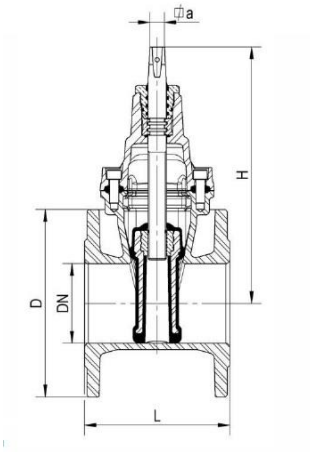


Figura 120 - Corte da válvula de corte.

DN(*)	código - code		D		L	H	Ø de furação / nº e Ø dos furos hole Ø / Ø and nº of holes		⍁ a	n.º de voltas para fecho closure turns required	peso - weight (kg)	
	PN 10	PN 16	PN 10	PN 16			PN 10	PN 16			PN 10	PN 16
40	10725014	10725014	150	150	140	203	110ø - 4 x 19ø	110ø - 4 x 19ø	14.1	12.5	7.5	7.5
50	10725024	10725024	165	165	150	235	125ø - 4 x 19ø	125ø - 4 x 19ø	14.1	12.5	9.5	9.5
60	10725034	10725034	175	175	170	250	135ø - 4 x 19ø	135ø - 4 x 19ø	17.1	13.0	11.3	11.3
65	10725044	10725044	185	185	170	250	145ø - 4 x 19ø	145ø - 4 x 19ø	17.1	13.0	11.9	11.9
80	10725054	10725054	200	200	180	290	160ø - 8 x 19ø	160ø - 8 x 19ø	17.1	16.0	16.2	16.2
100	10725064	10725064	220	220	190	325	180ø - 8 x 19ø	180ø - 8 x 19ø	19.1	20.0	20.0	20.0
125	10725074	10725074	250	250	200	362	210ø - 8 x 19ø	210ø - 8 x 19ø	19.1	25.0	24.8	24.8
150	10725084	10725084	285	285	210	425	240ø - 8 x 23ø	240ø - 8 x 23ø	19.1	30.0	33.0	33.0
200	10725094	10725104	340	340	230	505	295ø - 8 x 23ø	295ø - 12 x 23ø	24.1	33.5	50.0	50.0
250	10725114	10725124	400	400	250	595	350ø - 12 x 23ø	355ø - 12 x 28ø	27.1	41.5	72.0	72.0

Figura 121 - Tamanho da válvula de corte.

A seleção da válvula de retenção seguiu um processo semelhante à seleção da válvula de corte. Teve-se em conta o diâmetro da conduta para a escolha do tamanho. Escolheu-se uma válvula Fucoli modelo SUPRA (Figura 122). O tamanho da válvula compatível ao diâmetro da conduta, isto é 200mm (Figura 123).

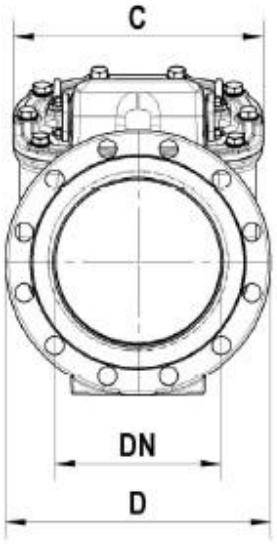


Figura 122 - Corte da válvula de retenção.

DN	código - code		D		C	L	H	Ø de furação / nº e Ø dos furos hole Ø / Ø and nº of holes		peso - weight (kg)	
	PN 10	PN 16	PN 10	PN 16				PN 10	PN 16	PN 10	PN 16
50	10752010	10752010	165	165	110	200	108	125ø - 4 x 19ø	125ø - 4 x 19ø	9.0	9.0
60	10752020	10752020	175	175	123	240	119	135ø - 4 x 19ø	135ø - 4 x 19ø	10.8	10.8
65	10752030	10752030	185	185	123	240	119	145ø - 4 x 19ø	145ø - 4 x 19ø	11.6	11.6
80	10752040	10752040	200	200	140	260	137	160ø - 8 x 19ø	160ø - 8 x 19ø	14.5	14.5
100	10752050	10752050	220	220	168	300	157	180ø - 8 x 19ø	180ø - 8 x 19ø	20.7	20.7
125	10752060	10752060	250	250	215	350	185	210ø - 8 x 19ø	210ø - 8 x 19ø	32.0	32.0
150	10752070	10752070	285	285	242	400	210	240ø - 8 x 23ø	240ø - 8 x 23ø	41.0	41.0
200	10752080	10752085	340	340	295	500	242	295ø - 8 x 23ø	295ø - 12 x 23ø	60.1	60.1

Figura 123 - Tamanho da válvula de retenção.

5.6. CAUDALÍMETRO

Para a medição do caudal a passar no canal, definiu-se um caudalímetro eletromagnético de inserção, de modo, a ir ao encontro do que se pretende realizar no canal, tendo em conta a necessidade de obter precisão, de se poder realizar o registo contínuo dos dados, bem como uma leitura rápida no visor do valor.

Um caudalímetro eletromagnético é constituído por um elemento primário (transdutor primário), através do qual se cria um campo eletromagnético pelo qual se escoa o caudal, e por um elemento secundário (condicionador de sinal), pelo qual se controla a excitação do primário e se extrai o sinal de tensão induzida no elétrodos (Figura 124).

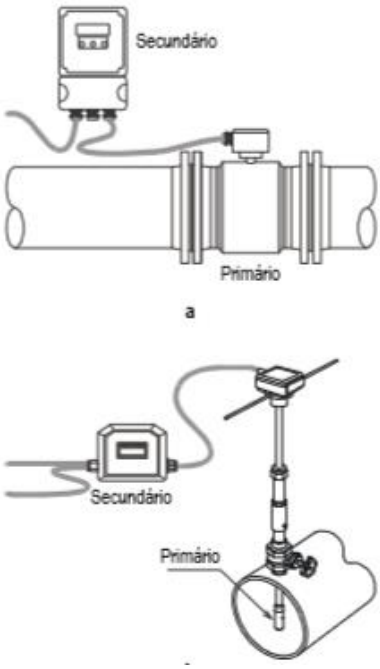


Figura 124 - Constituição do caudalímetro (Henriques, 2006).

A instalação deste equipamento terá de ser realizada tendo em atenção os seguintes tópicos:

- Deve o tubo de medição primário estar completamente cheio de modo a evitar a introdução de gás e ar no sistema;
- A orientação preferencial da conduta de instalação é a vertical;
- O perfil de velocidades do escoamento não deverá ser perturbado nem a montante nem a jusante do equipamento, pelo que se define um comprimento mínimo denominado de comprimento reto da conduta. Preconiza-se que este assuma um valor de 5DN e 3DN, a jusante e montante respetivamente, no caso da presença de válvulas (Figura 125).

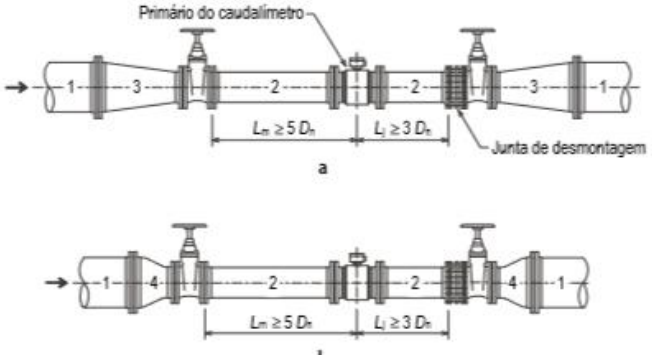


Figura 125 - Comprimento reto da conduta (Henriques, 2006).

Após uma pesquisa de mercado, definiu-se o caudalímetro eletromagnético da marca Zeben, modelo MAGX2 [4], com uma precisão de 0.2% no valor da leitura, visualização de dados em visor e possibilidade de ligação a um computador.



Figura 126 - Caudalímetro MAGX2 [4].

5.7. RESERVATÓRIOS DE ARMAZENAMENTO

A definição do volume disponível para o armazenamento da água foi obtido tendo em atenção o volume do canal, isto é, um prisma retangular com 0.4 m de largura, 0.5 m de altura e 10 m de comprimento, (situação que corresponde a ter o canal completamente cheio), juntamente com o volume dos reservatórios de entrada e de saída (Tabela 24).

Uma vez feita a análise dos reservatórios associados aos canais disponíveis no mercado percebeu-se que, para canais com dimensões semelhantes às adotadas para o canal em estudo, havia uma relação entre o volume do canal e o volume do reservatório que variava entre 0.7 e 0.8. Nesta lógica, considerou-se que se poderia adotar esse indicador, assegurando-se deste modo um volume de armazenamento

suficiente para o funcionamento do canal nas condições mais gravosas, isto é, funcionamento do canal no caudal máximo de 30 L/s.

Tabela 24 - Dimensões dos reservatórios.

	Altura (m)	Largura (m)	Profundidade (m)	Volume (m^3)
Volume do canal	0.5	10.0	0.4	2.0
Reservatório de entrada	0.8	0.5	0.5	0.2
Reservatório de saída	1.0	0.5	0.4	0.2

No total o volume de água armazenado, excluindo o volume de água nas condutas, é 2.4 m^3. Assumiu-se a relação entre o volume do canal e o volume dos reservatórios de 0.7, onde se verificou um volume de armazenamento aproximado de 3.5 m^3.

Primeiramente pensou-se num reservatório na forma de um prisma retangular. A altura do reservatório é condicionada pela altura do canal, onde se concluiu que se teria 1m de altura disponível. A esse 1m de altura foi necessário descontar 5cm salvaguardando-se uma parte do volume para evitar que partículas sólidas recirculem do sistema, traduzindo-se na prática no volume morto para o repouso das partículas sólidas. Juntamente com os 5 cm, subtraíram-se 20 cm correspondentes ao diâmetro da conduta garantindo-se desta forma que a bomba estaria sempre afogada. No fim, a altura útil correspondeu a 0.75 m, sendo que é necessário conjugar a largura e comprimentos do reservatório de modo a obter o volume necessário.

Como condicionantes o comprimento total dos reservatórios teria de ser inferior a 10 m, isto é, deveria ser inferior ao comprimento do canal, e no que concerne à largura esta deveria ser o mais próxima possível da largura do canal de modo a não causar incómodo à visualização dos estudos, conferindo-se uma posição mais cómoda ao utilizador do canal.

Na perspetiva anteriormente apresentada, para uma altura útil de 0.75m e uma largura de 0.4 m, chegou-se a um comprimento mínimo necessário de 11.7 m. Dado que o comprimento obtido ultrapassa o comprimento do canal em 1.7 m, esta opção não é viável. Em alternativa optou-se por aumentar a largura dos reservatórios em estudo de 0.4 m para 0.6 m, chegando-se a um comprimento de 7.8 m.

Contudo, nas duas primeiras abordagens realizadas não se teve em conta os 2 pilares colocados na parte central do canal. Dado o seu posicionamento é impossível a colocação de um reservatório único, traduzindo-se na necessidade de dividir o volume de água a armazenar em 2 reservatórios. Dado que se pretende uma inclinação máxima para o canal de 3%, teve de se assegurar que o reservatório mais próximo do fim do canal não impediria essa inclinação. Nesta lógica optou-se por construir dois reservatórios com 0.65m de altura.

Tendo em atenção todas as condicionantes apresentadas, chegou-se às seguintes dimensões para os 2 reservatórios, Tabela 25.

Tabela 25 - Dimensões dos reservatórios

Reservatório	Altura	Comprimento	Largura	Volume (m^3)
1	0.65	4.5	0.6	1.755
2	0.65	4.5	0.6	1.755
			Volume Total	3.51

Por fim, acrescenta-se que se pretende que cada um dos referidos reservatórios esteja 5 cm elevado em relação ao solo, pelo facto de ser necessária a sua limpeza. Para tal é necessária uma pendente para que o escoamento se dê desde o ponto da descarga existente no fundo dos reservatórios até à caixa de ligação à rede de drenagem do laboratório. Similarmente definiu-se que os reservatórios teriam na parte superior uma tampa amovível para permitir a limpeza dos mesmos.

5.8. RESERVATÓRIOS DE ENTRADA

Na definição do tamanho e forma do reservatório de entrada tiveram-se em conta duas opções, a primeira que se traduz na entrada de água pela parte inferior do reservatório e a segundo pela parte superior. A primeira opção traduz-se numa economia do espaço ocupado e no comprimento da conduta, sendo que, em contrapartida poderá criar alguns problemas ao nível da estabilização do escoamento. De modo a contornar essa problemática, pensou-se em criar obstáculos na zona de entrada do reservatório de chegada, de modo a introduzir perdas de carga elevadas, através da colocação de chapas metálicas no interior (Figura 127), criando um "caminho" para o escoamento, e assim, procurar estabilizar o escoamento o máximo possível.

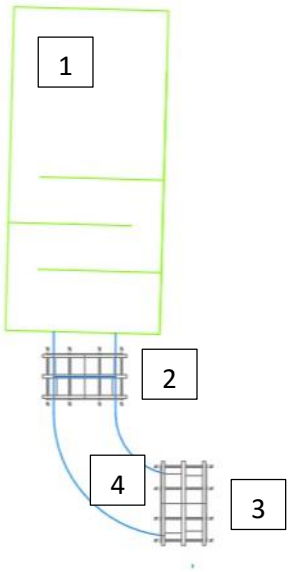


Figura 127 - Reservatório de entrada (1º opção).

1- Reservatório de entrada
2- Flange
3- Conduto em ferro fundido dúctil (D=200mm)
4- Conduta flexível

Para além de haver dúvidas quanto ao comportamento desta solução ao nível da estabilização do escoamento, um problema no seu funcionamento criado pelo movimento de rotação do canal originado pela mudança de inclinação do canal, uma vez que, aquando da variação da inclinação, no canal e em todos os acessórios que o complementam, onde o reservatório de entrada está incluído, pelo que, na escolha desta opção terá de ser colocada uma junta móvel ou um trecho de conduta flexível para permitir esse movimento, a qual está representada na Figura 127, entre as flanges.

A segunda opção equacionada é semelhante à existente no canal hidráulico já construído no laboratório de hidráulica da FEUP, e que se traduz na entrada de água pela parte superior do reservatório de chegada. A principal vantagem desta opção traduz-se no facto da conduta não ter contacto direto com o reservatório de chegada, pelo que, aquando da movimentação provocada pela variação da inclinação do canal, como não há contacto com o canal, não sendo, portanto, necessária nenhuma junta móvel. Em contrapartida, esta opção apresenta possivelmente um custo mais elevado com o comprimento da conduta de alimentação, para além de ocupar mais espaço (Figura 128).

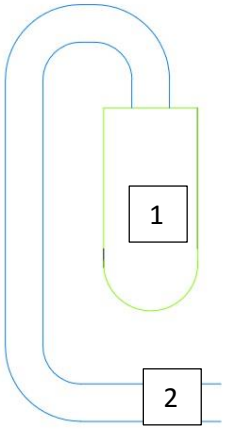


Figura 128 - Reservatório de entrada (opção2).

1- Reservatório de entrada
2- Conduta em ferro fundido dúctil (D=200mm)

5.9. RESERVATÓRIO DE SAÍDA

O reservatório de saída tem como principal objetivo a recolha do caudal escoado no canal, pelo que não existe nenhuma condicionante para a sua forma, a não ser, ter tamanho suficiente para a recolha do caudal. Nesta lógica, optou-se por um reservatório prismático com 0.65 m de comprimento e 0.60 m de largura. No que respeita à altura do elemento, preconizou-se para o lado interior do reservatório, dado que o canal poderá mover-se 30 cm, 0.75 cm de altura para responder a essa condicionante. No que respeita ao lado exterior, de modo a evitar que a água seja toda recolhida, definiu-se uma altura de 1.05 m (Figura 129).

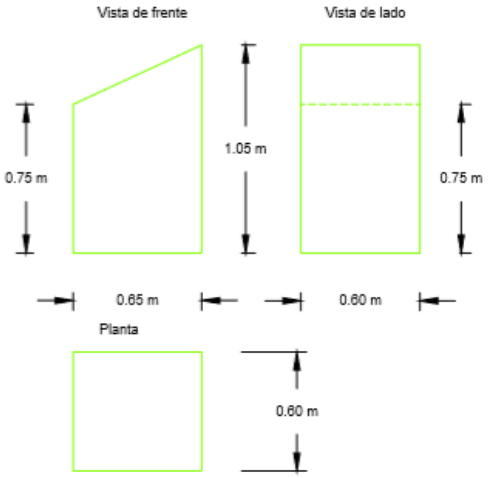


Figura 129 - Dimensões do reservatório de saída.

5.10. ACESSÓRIOS

Para o correto funcionamento do canal na simulação de cada um dos fenómenos, foram necessário definir alguns acessórios, entre os quais, uma caixa de recolha de sedimentos, um sistema para o levantamento instantâneo da comporta nas experiencias de rotura de barragens, e uma calha móvel para a colocação de uma comporta no canal hidráulico.

Preconizou-se que a caixa de recolha de sedimentos seria uma rede com aberturas inferiores à dimensão dos sedimentos e que encaixaria no reservatório de saída, podendo ainda ser colocado um geossintético, com o objetivo de recolher partículas mais finas, eventualmente em suspensão, que possam passar pela primeira rede. O facto do fundo do reservatório ter uma zona de repouso, poderá servir para o assentamento de partículas que passem pelas duas barreiras (Figura 130).

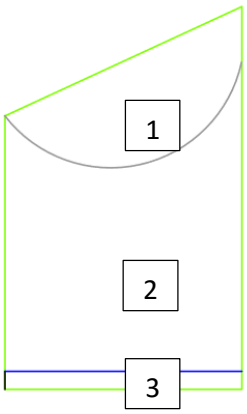


Figura 130 - Colocação da rede para a recolha de sedimentos.

1- Rede de recolha de sedimentos
2- Reservatório de chegada
3- Volume de água para assentamento de partículas

No que concerne ao levantamento instantâneo da comporta, este pode ser realizado pela descida em queda livre um peso, um bloco com um peso de 10kg, colocado num plano lateral do canal (Figura 131).

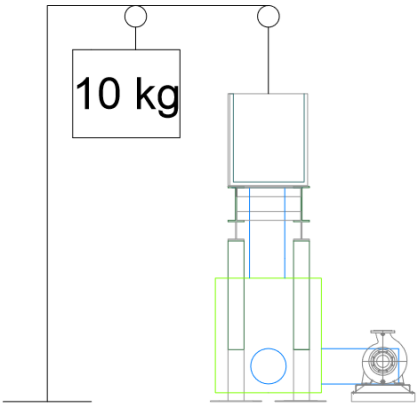


Figura 131 - Sistema de levantamento da comporta.

Por fim, surgiu a necessidade de pensar um mecanismo para a colocação de uma comporta para a simulação de ressalto hidráulicos e criação de curvas de regolfo. O objetivo primordial deste acessório prende-se com a necessidade de poder colocar o dispositivo em qualquer ponto do canal, evitando estar restringido a algumas secções. Assim, criou-se um calha com um perfil "U" que poderá ser colocada no vidro lateral do canal, ficando assente na sua parte superior, podendo ser ajustada com parafusos na parte exterior do vidro, evitando-se assim o movimento ou a vibração do dispositivo.

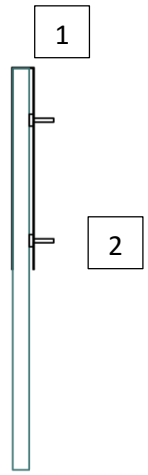


Figura 132 - Calha móvel para a colocação do descarregador de soleira delgada.

1- Perfil em U
2- Parafusos

Juntamente com a calha móvel, pensou-se ainda na incorporação de um dispositivo na parte estrutural do canal, que consiste, na colocação de um perfil em "U" nas zonas de suporte das paredes do canal, podendo assim ser colocado um descarregador nesses pontos. Ou seja, durante a utilização desse ponto, o descarregador seria colocado na ranhura e, aquando da sua não utilização, esse espaço seria completado, de modo a não perturbar o escoamento.



Figura 133 - Calha incorporada na estrutura de suporte.

6

DESCRIÇÃO DO CANAL. ORÇAMENTAÇÃO

Este capítulo está divido em duas partes: na primeira apresenta-se uma descrição detalhada do canal, acompanhada de esquemas, e numa segunda parte apresenta-se a estimativa orçamental para o custo total do canal.

6.1. DESCRIÇÃO DO CANAL

O canal em estudo tem 10 m de comprimento, dos quais os primeiros 2 m servem para a estabilização do escoamento, e os restantes 8 m para a realização de estudos hidráulicos. Espera-se que o canal tenha inclinação variável entre 0 e 3%, sendo a rotação realizada sobre o ponto de charneira localizado a montante do canal.

A estrutura de suporte do canal consiste em dois pórticos metálicos, constituídos por um perfil INP200 na função de viga de suporte e 3 pilares cilíndricos de diâmetro de 10cm e 1cm de espessura, dos quais o pilar intermédio e o tubo mais a jusante deverão ter altura regulável com vista a poder compensar o abaixamento provocado pelo aumento da inclinação do canal. No que respeita à entrada da água no canal, foram equacionadas duas formas distintas (Figura 134): na primeira em que o escoamento entra pela parte inferior do reservatório de entrada e na segunda cujo escoamento entrará pela parte superior.

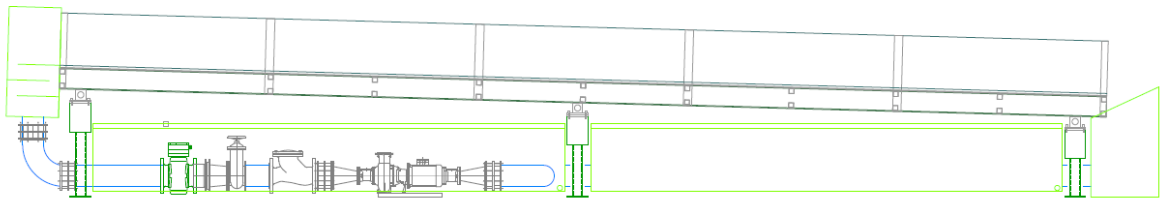


Figura 134 - Alçado do canal.

As paredes do canal são feitas em vidro temperado, de modo, a resistir às impulsões hidrostáticas da água nas paredes do canal. O vidro é ligado a uma peça constituída por um perfil em "U" e uma chapa metálica, soldada ao perfil INP, de modo a garantir a estabilidade das paredes do canal.

O fundo do canal é feito em aço, garantindo a não deformação do fundo, bem como uma resistência adicional a impactos durante a utilização do canal. Devido à interação do fundo do canal com a água, decidiu-se revestir o canal com uma lâmina de aço em inox. Por fim, acrescenta-se a existência de uma área de observação em vidro de modo a permitir a utilização de equipamentos de medição que funcionem na direção vertical ascendente, com uma área de 1.96 x 0.4 m^2.

O canal funciona em circuito fechado, traduzindo-se na necessidade de ter 2 reservatórios feitos em aço inox para armazenar o volume de água necessário. Os 2 reservatórios de forma prismática retangular com 4.5 m de comprimento, 0.65 m de altura e 0.60 m de largura, perfazem um volume útil de 3.51 m^3. Cada reservatório terá de ter uma saída de água junto ao fundo por questões de limpeza e manutenção. Os reservatórios de entrada e saída serão do mesmo material dos reservatórios de armazenamento, embora cada uma tenha uma forma própria (ver desenhos).

No que se refere ao circuito hidráulico, este situa-se num plano lateral ao canal, de modo, a ser possível incorporar todos os equipamentos. O circuito está equipado com uma bomba hidráulica de velocidade variável, uma válvula de corte, uma válvula de retenção e um caudalímetro. As condutas são em ferro fundido dúctil com um diâmetro nominal de 200 mm.

Feita a descrição do canal, importa agora apresentar as peças de0senhadas do projeto. A Figura 135 representa o alçado do canal para a primeira opção do reservatório de entrada, correspondente à entrada inferior do escoamento. Na Figura 136 apresenta-se o alçado do canal para a segunda opção, isto é, com o escoamento a dar entrada pela parte superior do reservatório de entrada.

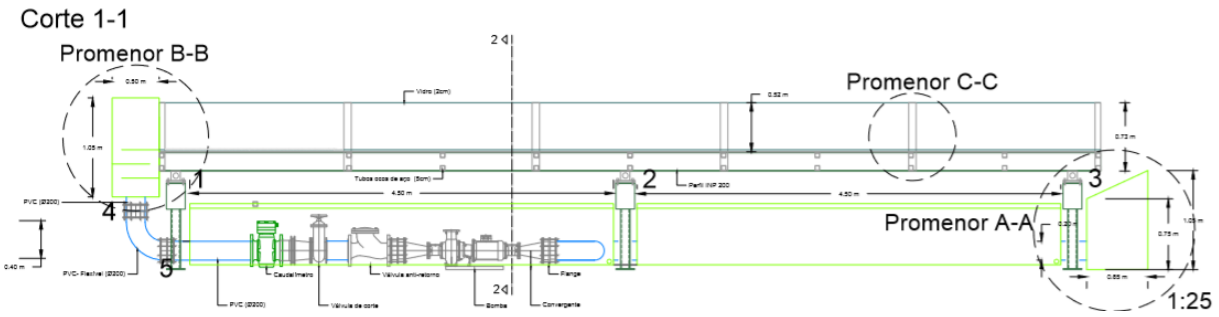


Figura 135 - Alçado co canal, (opção 1 do reservatório de entrada).

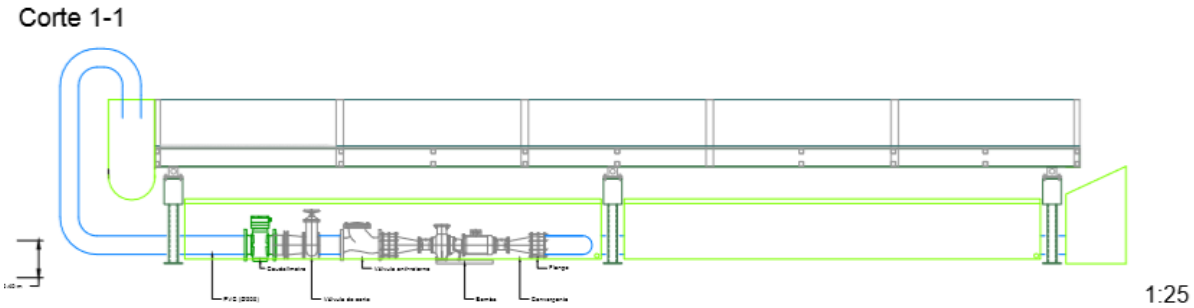


Figura 136 - Alçado do canal (opção 2 do reservatório de entrada).

A Figura 137 representa o corte do canal para a opção 1.

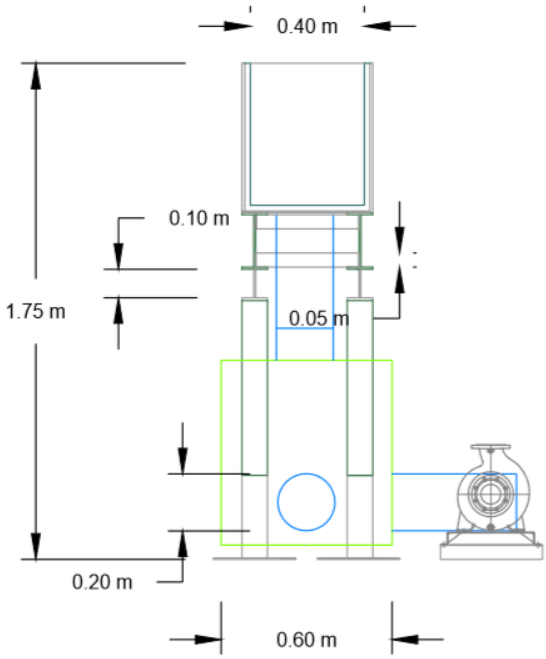


Figura 137 - Corte do canal (opção1).

Importa referir que as figuras apresentadas não se encontram à escala. No anexo C apresentam-se todos os desenhos do canal, juntamente com os acessórios à escala.

6.2. IMPLANTAÇÃO EM LABORATÓRIO

No que respeita à implantação do canal no laboratório, prevê-se a sua colocação na zona sudeste do local, junto à conduta de adução de água aos reservatórios já existentes, preconizando-se que os equipamentos mecânicos se coloquem numa área não útil (próxima da parede) de modo a aumentar a área útil disponível para a utilização do canal (Figura 138).

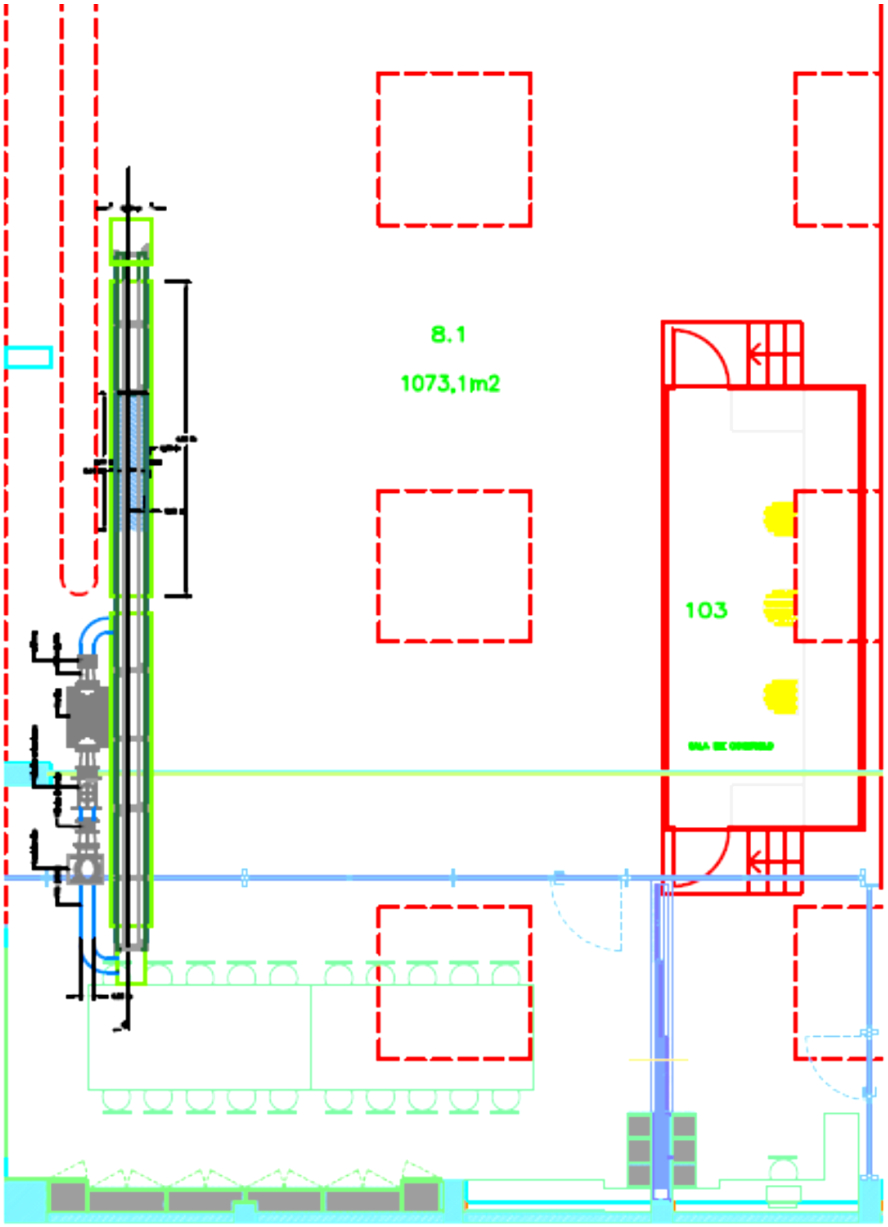


Figura 138 - Implantação do canal no laboratório da FEUP.

6.3. ORÇAMENTAÇÃO

Uma vez dimensionado o canal em estudo, juntamente com todos os componentes necessários ao seu funcionamento, foi necessário quantificar o seu custo. Nesta lógica, foram contactadas empresas com o objetivo de obter orçamentos para a estrutura que compõe o canal, bem como para todos os equipamentos mecânicos, isto é, as válvulas de corte e retenção, o caudalímetro e bomba.

Tabela 26 - Orçamento

	Unidades	Quantidade	Custo (€)
Estrutura	-	1	27000
Condutas	m	3	262.98
Bomba	-	1	2072.52
Válvula de corte	-	1	100.10
Válvula de retenção	-	1	130.76
Caudalímetro	-	1	1643.90
Flanges	-	8	289.52
Total			31499.78

A Tabela 26 apresenta a soma dos custos dos componentes necessários para a construção do canal, de onde se conclui que o custo total desta instalação experimental é cerca de 31499.78€, ao qual ainda acresce a taxa legal em vigor (IVA).

7
CONCLUSÕES

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

A presente dissertação centrou-se no estudo e no dimensionamento de um canal multifunções para o estudo de escoamento com superfície livre, designadamente o estudo dos diferentes regimes de escoamento, dos regimes gradual e rapidamente variados, o transporte de sedimento, rotura de barragens e *tsunamis*.

O trabalho realizado consistiu no levantamento do conteúdo teórico sobre os temas a analisar, de modo a ser possível simular cada fenómeno, testando-se também as limitações do canal no que concerne a este ponto.

No que respeita à simulação dos diferentes regimes de escoamento, assegurou-se a viabilidade de estudar caudais entre 1e 30L/s, para um intervalo de variação da inclinação do canal entre 0 e 3%, dado que a altura do canal é superior à altura do escoamento nessas condições. Porém, a simulação de escoamentos gradual e rapidamente variados apresenta algumas limitações, sobretudo no que concerne ao comprimento do canal, uma vez que alguns tipos de curvas de regolfo apresentam comprimentos elevados, sendo inviável, por questões económicas e de limitação de espaço, construir um canal com um comprimento suficientemente grande para as reproduzir na totalidade.

No âmbito da hidráulica fluvial, concluiu-se que o estudo do transporte de sedimentos no canal está condicionado a caudais pequenos, na ordem dos 7 L/s.

A simulação da rotura de barragens foi analisada tendo em conta a horizontalidade do canal, pelo que se testaram diferentes cenários, isto é, vários volumes de água armazenada, aplicando as equações de *Saint-Venant*.

Por fim, no que respeita à geração e propagação de *tsunamis*, foi analisada e comprovada a viabilidade de simular o fenómeno através do deslizamento de um objeto ao longo de uma rampa instalada no canal, tendo sido analisadas as amplitudes máximas e o período do sistema de ondas gerado, bem como o espraiamento dessas ondas aquando da interação com praias e taludes costeiros.

Este trabalho teve em atenção questões hidráulicas, que se centraram, essencialmente, na definição das dimensões principais do canal. No entanto, foi também necessário ter em atenção a exequibilidade prática das soluções projetadas e questões estruturais. Assim, para além do canal propriamente dito, foram ainda analisados outros elementos, como por exemplo, a estrutura de suporte, os reservatórios de armazenamento e o circuito hidráulico.

No pré-dimensionamento estrutural, em geral, optou-se por um sobredimensionamento (ligeiro?) da estrutura. Esta postura é justificada pela necessidade de evitar deformações excessivas e vibrações exageradas durantes os ensaios. Note-se que mesmo pequenas deformações podem ser problemáticas, não apenas para a simulação de alguns fenómenos hidráulicos, mas também porque podem conduzir à perda de estanquidade do canal.

As dimensões dos reservatórios de armazenamento visam proporcionar um volume de água suficiente para o funcionamento contínuo do canal, assegurando que a bomba estará sempre em funcionamento, e que, uma vez terminado o teste, todo o volume de água pode ser armazenado nos dois reservatórios situados sob o canal.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Numa dissertação com estas características, os desenvolvimentos futuros estão relacionados com a eventual realização de melhoramentos e adaptações na solução projetada, mas sobretudo com os estudos que poderão ser desenvolvidos no canal depois de o mesmo estar construído. Neste trabalho foram demonstradas várias aplicações possíveis do canal hidráulico projetado. Estudos posteriores, mais aprofundados, incidindo sobre cada um dos assuntos, permitirão, não apenas validar formulações existentes na literatura da especialidade, mas também alargar as fronteiras do conhecimento.

Assim, como desenvolvimentos futuros, sugere-se a realização de trabalhos visando:

- a simulação da rotura de barragens considerando outras condições de ensaios, das quais, se destaca a existência de um volume de água a jusante da comporta, ou o transporte de sedimentos.
- o estudo da viabilidade de outros métodos para a simulação de tsunamis, considerando por exemplo a colocação de um reservatório a um nível superior ao canal.
- o estudo da geração de tsunamis com deslizamento de uma massa submersa;
- a análise da influência das macrorugosidades no espraiamento das ondas associadas a tsunamis, considerando por exemplo, vegetação, obstáculos rígidos;
- a otimização da estrutura de suporte do canal, de modo a obter uma estrutura económica e eficiente;
- a validação do comprimento da zona de estabilização dos escoamentos.

REFERÊNCIAS

A. GUVEN *et al* (2013) - Experimental investigation on discharge coefficient for a combined broad crested weir-box culvert structure.Elsevier.

ALI, H. S. Mohamed (1991) - Effect of roughened-Bed stilling basin o length of rectangular hydrauli jump. Journal of Fluids Engineering.

ATAIE-ASHTIANI, *et al* (2008) - Laboratory investigations on impulsive waves caused by underwater landslide. Coastal Engineering. 55:12. 989-1004. ISSN 0378-3839.

AURELI, Francesca [et al.] (2008) - Dam-break flows: acquisition of experimental data through an imaging technique and 2D numerical modeling. Journal of Hydraulic Engineering .

BAGHERI, *et al* (2014) - Discharge coefficient of rectangular sharp-crested side weirs, Part I: Traditional weir equation. Flow Measurement and Instrumentation. 35: 109-115. ISSN 0955-5986.

BARBOSA, J. Novais (1982) - Mecânica dos fluidos e Hidráulica Geral. 2:
--- (1985) - Mecânica dos Fluídos e Hidráulica Geral. Porto Editora. LDA.

BRITO, Luís; Pêgo, João Pedro; Maia, Rodrigo (2011) - Estudo Experimental de Erosões Localizadas Junto de Pilares Complexos. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

CARDOSO, António Heleno; (1998) - Hidráulica fluvial. ISBN 9723108151.

CHADWICK, *et al* (2013) - Hydraulics in civil and environmental engineering. CRC Press. ISBN 1138000590.

CHANSON, Frédéric Murzyn; Hubert (2009) - Free-surface fluctuations in hydraulic jumps: Experimental observations. Elsevier

CHANSON, Hubert (2004) - Environmental hydraulics for open channel flows. Butterworth-Heinemann. ISBN 0080472699.

CHAUDHRY, Stoner W. Bell; Robert C. Elliot; M. Hanif (1992) - Experimental results of 2D dam-break flow. Journal of Hydraulic Engineering.

DARIENZO, M. (2003) - The National Tsunami Hazard Mitigation Program.

DO CARMO, José Simão Antunes - Geração e propagação de um tsunami: contribuição para a minimização do risco. Territorium

DRESSLER, Robert F (1954) - Comparison of theories and experiments for the hydraulic dam-break wave. Int. Assoc. Sci. Hydrology. 3:38. 319-328.

ENET, François; GRILLI, Stéphan T (2007) - Experimental study of tsunami generation by three-dimensional rigid underwater landslides. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering. 133:6. 442-454. ISSN 0733-950X.

FRANCO, A. Lencastre; F.M. (2010) - Lições de Hidrologia. 3ª Edição.

GONZALEZ, *et al* (2007) - Experimental measurements of velocity and pressure distributions on a large broad-crested weir. Flow Measurement and Instrumentation. 18:3. 107-113. ISSN 0955-5986.

GUVEN, *et al* (2013) - Experimental investigation on discharge coefficient for a combined broad crested weir-box culvert structure. Journal of Hydrology. 500: 97-103. ISSN 0022-1694.

HAMILL, Leslie (2011) - Understanding hydraulics. Palgrave Macmillan. ISBN 0230345867.

HELLER, Valentin; SPINNEKEN, Johannes (2013) - Improved landslide-tsunami prediction: effects of block model parameters and slide model. Journal of Geophysical Research: Oceans. 118:3. 1489-1507. ISSN 2169-9291.

HENRIQUES, *et al* (2006) - Medição de caudal em sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais.LNEC- Laboratório nacional de Engenharia Civil.

Chanson *et al*. (2003) - Na experimental study of tsunami runup on dry and wet horizontal coastlines.

INMAN, Douglas L; BOWEN, Anthony J (1962) - Flume experiments on sand transport by waves and currents. Coastal Engineering Proceedings. 1:8. 11. ISSN 2156-1028.

LAROCQUE, *et al* (2012) - Experimental and numerical investigations of two-dimensional dam-break flows. Journal of Hydraulic Engineering. 139:6. 569-579. ISSN 0733-9429.

LENCASTRE, Armando (1969) - Manual de Hidráulica Geral. 2º edição.
--- (1972) - Manual de hidráulica geral. In Manual de hidráulica geral. Universidade de São Paulo.

MOTA OLIVEIRA, I (2005) - Tudo o que quer saber sobre tsunamis - Parte I. Engenharia e Vida. Nº12: 36-41.

NALLURI, Chandra; FEATHERSTONE, RE (2001) - Civil engineering hydraulics: essential theory with worked examples. Wiley-Blackwell. ISBN 0632055146.

PETERKA, Alvin J (1958) - Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators.

PINHEIRO, Rui Manuel Correia (2012) - Estudo experimental da erosão em pilares de pontes. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

QUINTELA, António de Carvalho (2005) - Hidráulica, 9ª Edição, Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa, Portugal

RAMOS, C Matias (1990) - Dimensionamento de pontes: aspectos hidráulicos. ISBN 9724915026.

SELAHATTIN KOCAMAN, Hatice Ozmen-Cagatay (2011) - The effect of lateral channel contraction on dam break flows: Laboratory experiment. [Em linha]. Elsevier.

SPINEWINE, Benoît; ZECH, Yves (2007) - Small-scale laboratory dam-break waves on movable beds. Journal of Hydraulic Research [Em linha]. 45:sup1. 73-86. ISSN 0022-1686.

TEIXEIRA, ED (2003) - Previsão dos valores de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Programa de Pós-Graduação

em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VAN NIEUWKOOP, JCC (2007) - Experimental and numerical modelling of tsunami waves generated by landslides. TU Delft, Delft University of Technology.

WILLIAMS, Garnett P (1970) - Flume width and water depth effects in sediment-transport experiments. US Government Printing Office.

WU, S; RAJARATNAM, N (1996) - Transition from hydraulic jump to open channel flow. Journal of hydraulic engineering [Em linha]. 122:9. 526-528. ISSN 0733-9429.

YANG, Chih Ted (1996) - Sediment transport: theory and practice. McGraw-hill New York. ISBN 0071148825.

[1] http://armfieldonline.com/en

[2] http://www.edibon.com/index.php?lang=pt

[3] http://www.gunt.de/static/s1_1.php

[4] http://www.zeben.pt/

ANEXOS

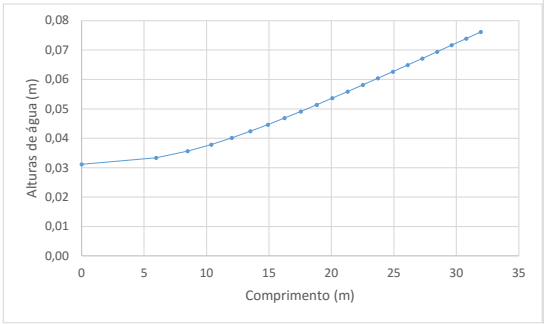
ANEXO A – CURVAS DE REGOLFO

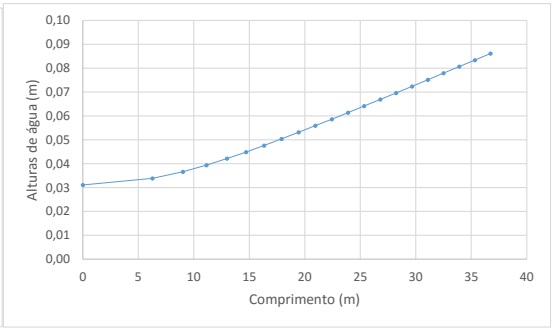
ANEXO B – GUIAS DE UTILIZAÇÃO

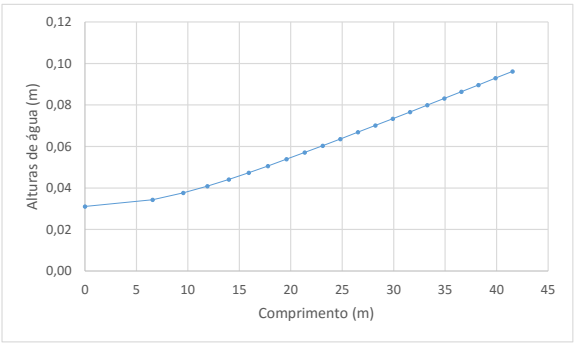
ANEXO C- DESENHOS DO CANAL

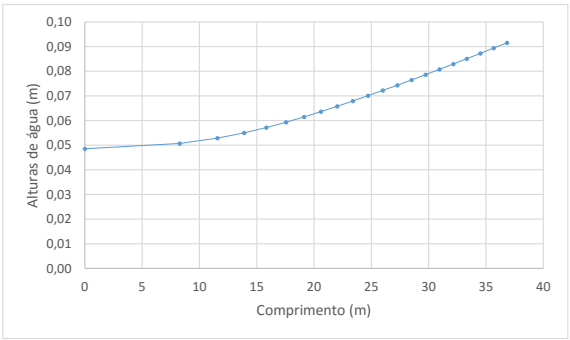
ANEXO A – CURVAS DE REGOLFO

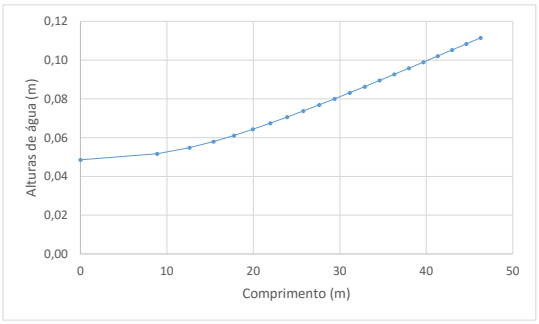
A.1. CURVAS DO TIPO I_1

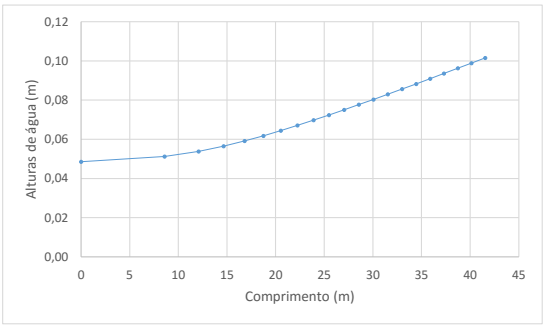


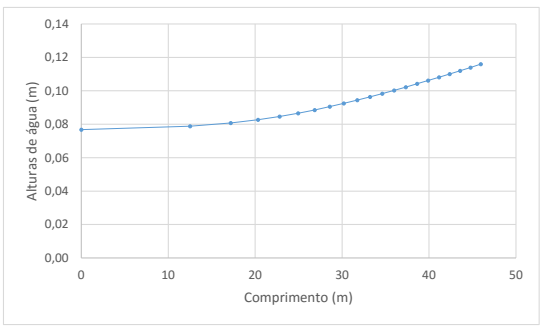


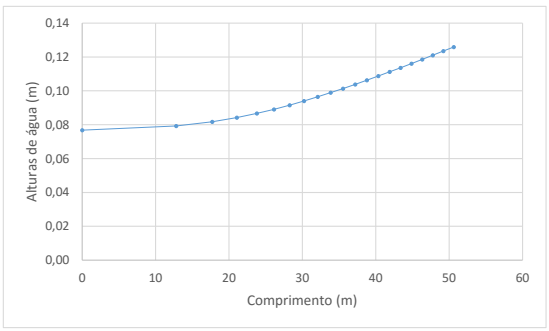


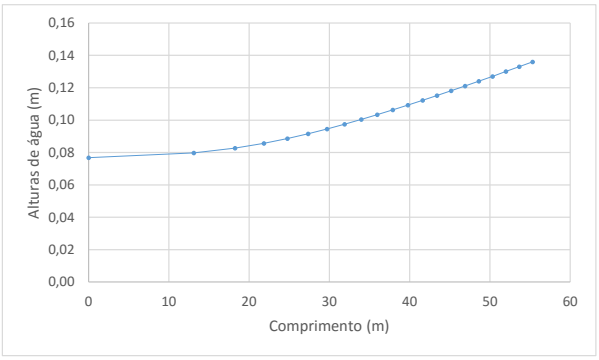


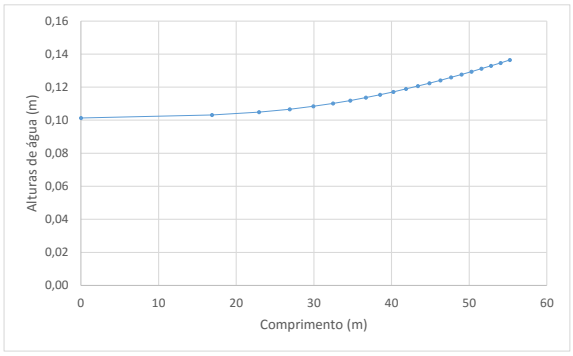


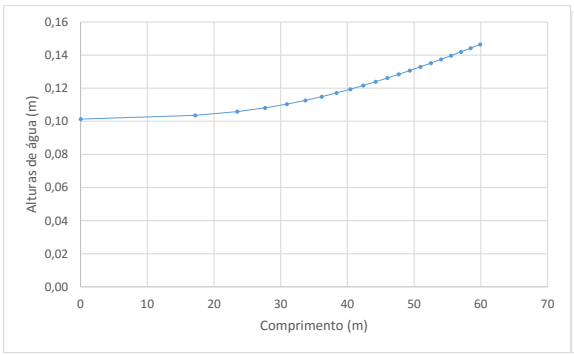


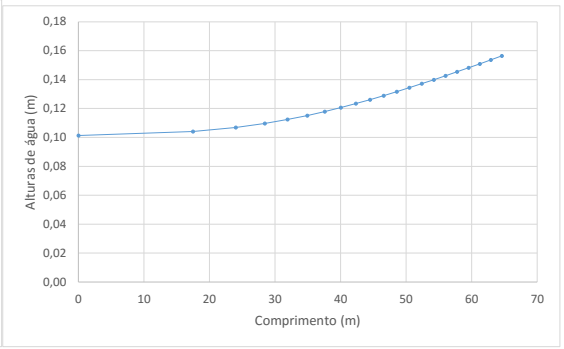


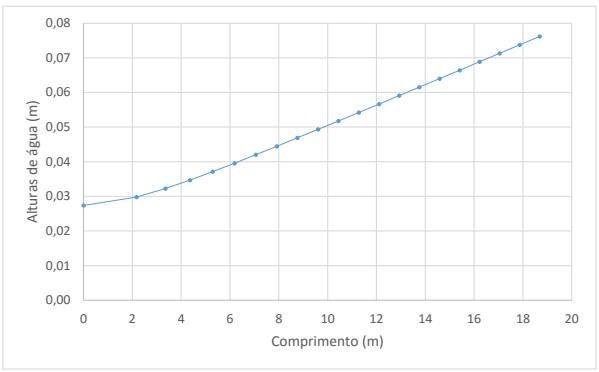


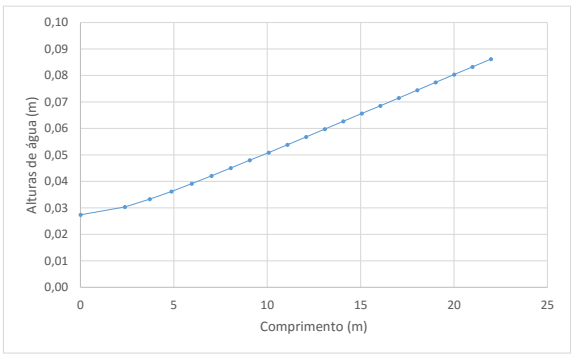

Alturas de água (m)
0,00
0,02
0,04
0,06
0,08
0,10
0,12
0,14
0,16
0
10
20
30
40
50
60
Comprimento (m)

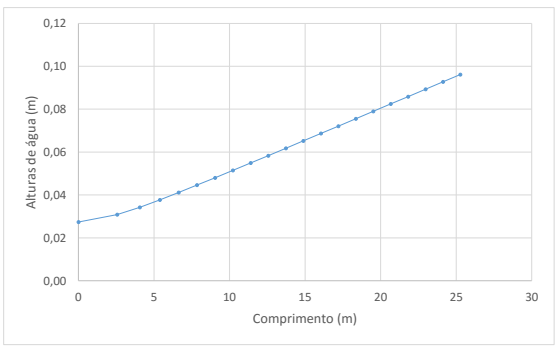

Alturas de água (m)
0,00
0,02
0,04
0,06
0,08
0,10
0,12
0,14
0,16
0
10
20
30
40
50
60
Comprimento (m)

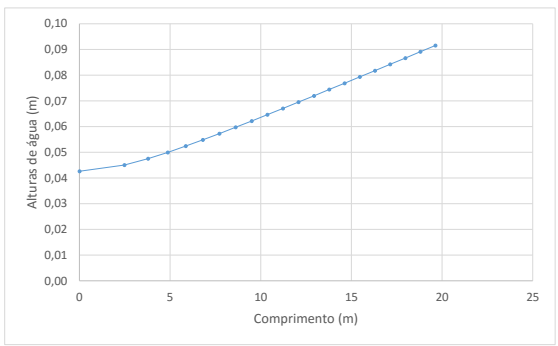

Alturas de água (m)
0,00
0,02
0,04
0,06
0,08
0,10
0,12
0,14
0,16
0
10
20
30
40
50
60
70
Comprimento (m)

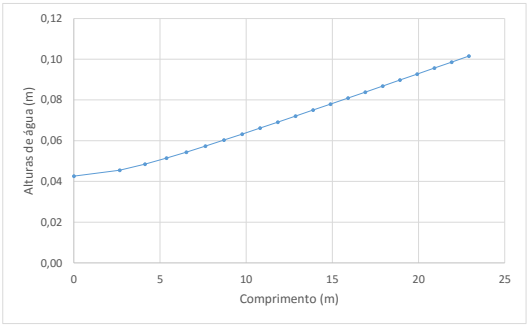

Alturas de água (m)
0,00
0,02
0,04
0,06
0,08
0,10
0,12
0,14
0,16
0,18
0
10
20
30
40
50
60
70
Comprimento (m)

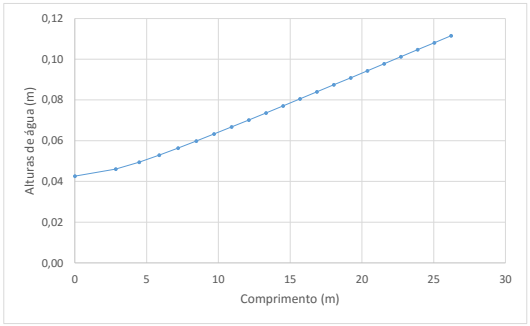

Alturas de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
20
Comprimento (m)

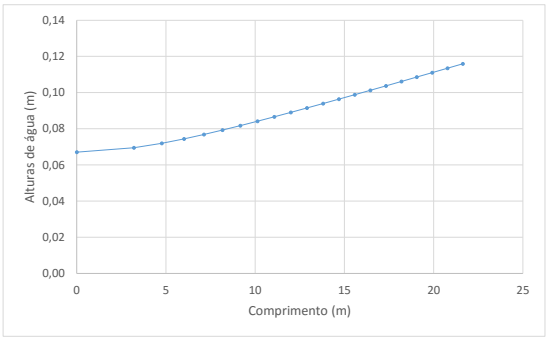

Alturas de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0,09
0,10
0
5
10
15
20
25
Comprimento (m)

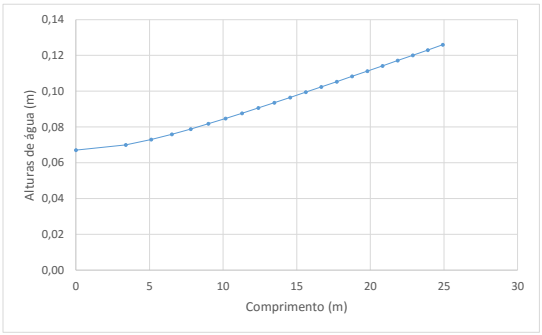

Alturas de água (m)
0,00
0,02
0,04
0,06
0,08
0,10
0,12
0
5
10
15
20
25
30
Comprimento (m)

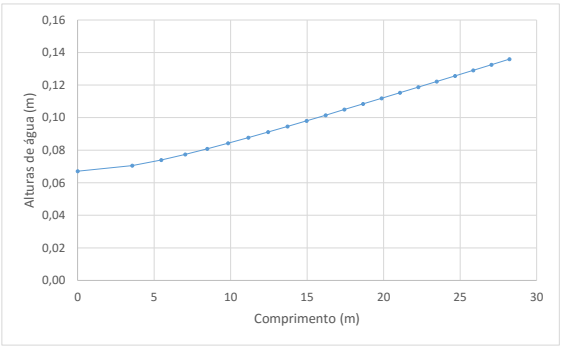

Alturas de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0,09
0,10
0
5
10
15
20
25
Comprimento (m)

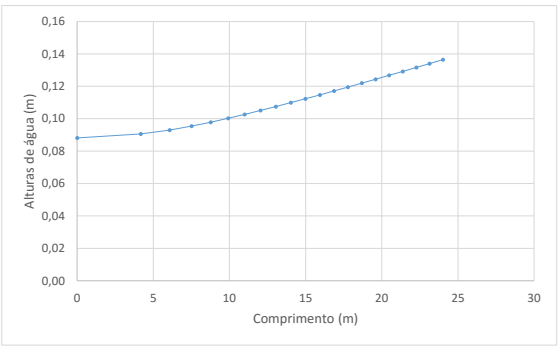




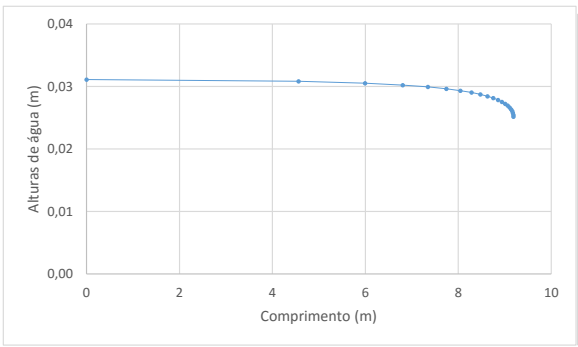


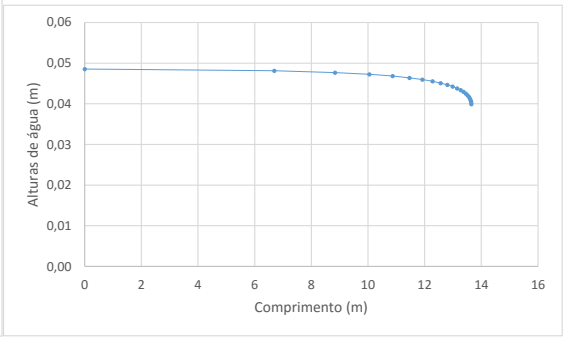


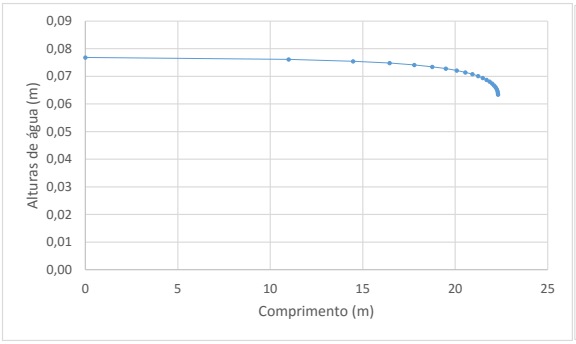


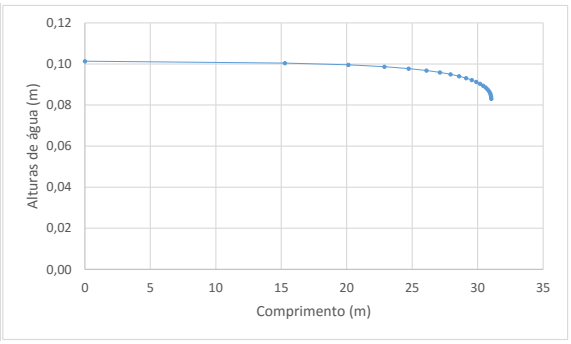


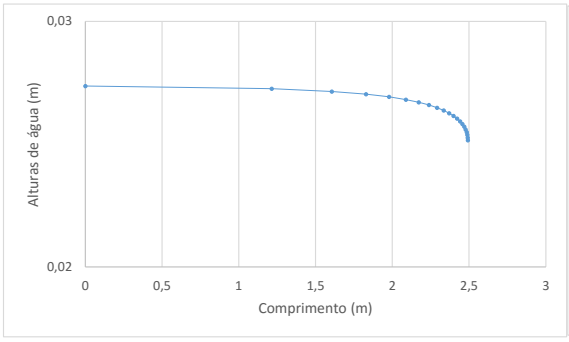
A.2. CURVA DO TIPO I_2

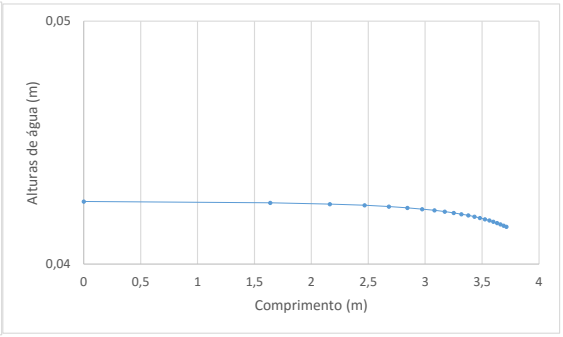


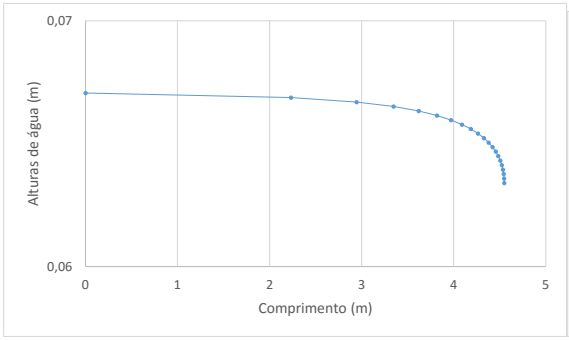


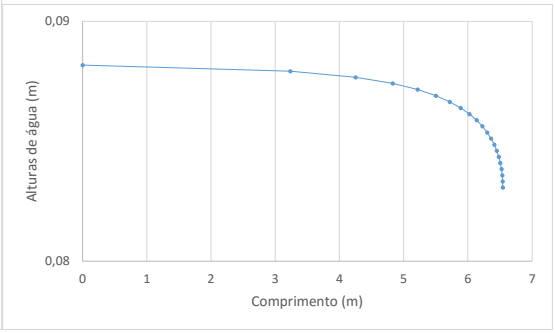




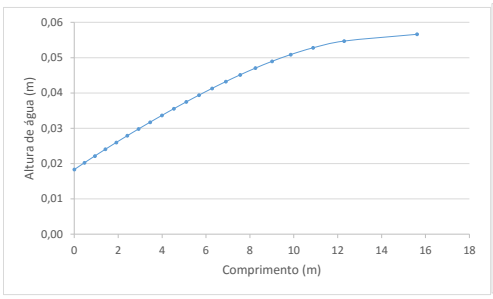


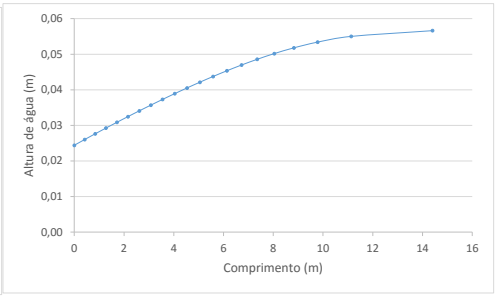


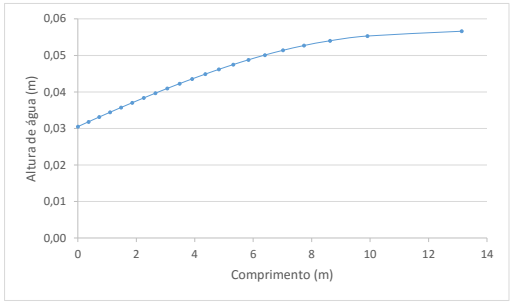


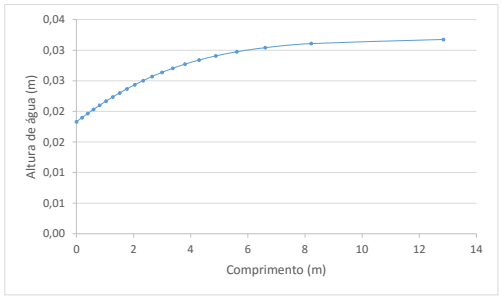


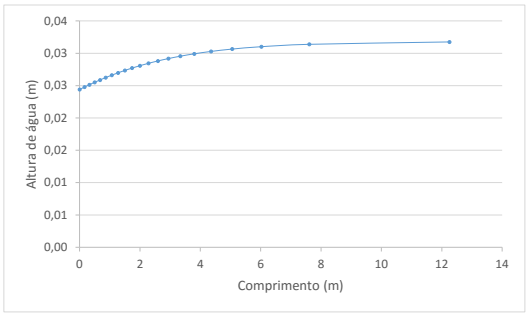
A.6. CURVAS DO TIPO S_3

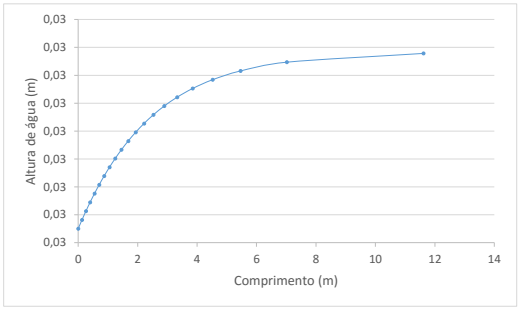


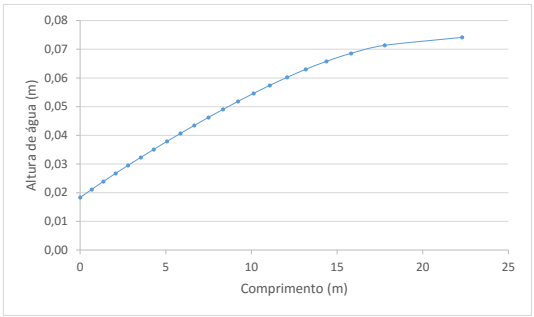


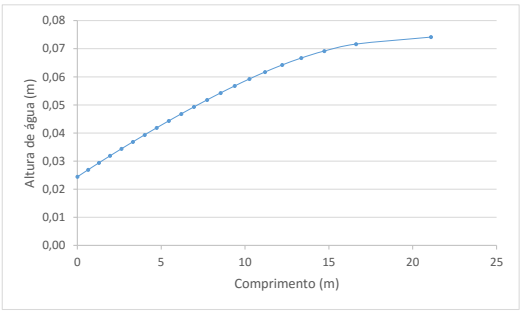

Altura de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0
2
4
6
8
10
12
14
Comprimento (m)

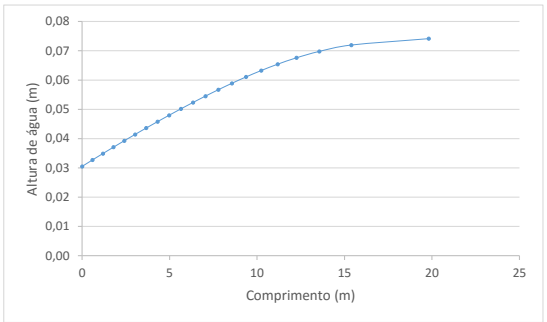

Altura de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0
2
4
6
8
10
12
14
Comprimento (m)

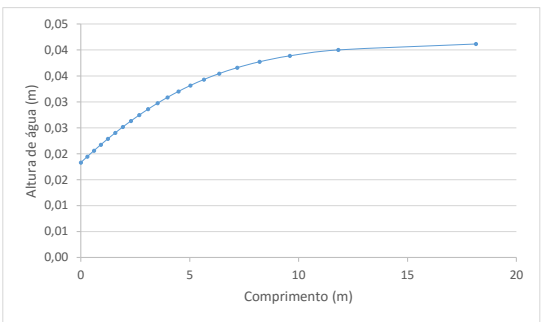

Altura de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0
2
4
6
8
10
12
14
Comprimento (m)

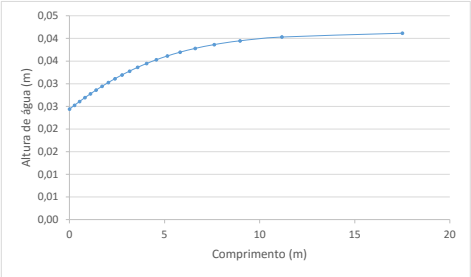

Altura de água (m)
0,03
0
2
4
6
8
10
12
14
Comprimento (m)

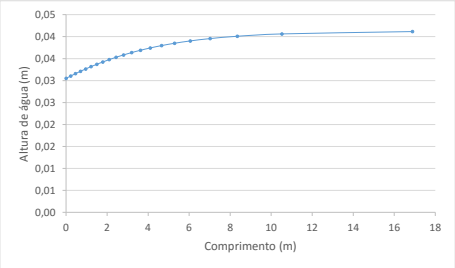

Altura de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0
5
10
15
20
25
Comprimento (m)


Altura de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0
5
10
15
20
25
Comprimento (m)


Altura de água (m)
0,00
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
0
5
10
15
20
25
Comprimento (m)


Altura de água (m)
0,00
0,01
0,01
0,02
0,02
0,03
0,03
0,04
0,04
0,05
0
5
10
15
20
Comprimento (m)


0,05
0,04
0,04
0,03
0,03
0,02
0,02
0,01
0,01
0,00
Altura de água (m)
0
5
10
15
20
Comprimento (m)


0,05
0,04
0,04
0,03
0,03
0,02
0,02
0,01
0,01
0,00
Altura de água (m)
0
2
4
6
8
10
12
14
16
18
Comprimento (m)

ANEXO B – GUIAS DE UTILIZAÇÃO

B.1. ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE

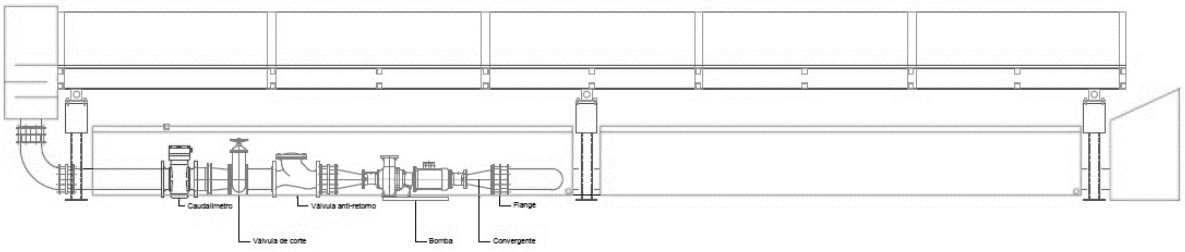
B.1.1. ALTURA NORMAL

B.1.1.1. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo o cálculo da altura normal de escoamentos com superfície livre, juntamente com a compreensão dos diferentes regimes de escoamento (regime rápido, lento e crítico), tendo em conta todas as variáveis envolvidas no fenómeno.

B.1.1.2. Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10 m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5 m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.1.1.3. Conceitos teóricos

Os escoamentos em superfície livre podem ser caracterizados pela equação de Manning-Strickler (B.1), que propõe o cálculo do caudal relacionando as características do material do canal, a sua geometria e a inclinação do canal.

$$Q = K_s \times S_n \times R_n^{\frac{2}{3}} \times i^{1/2} \quad \text{(B.1)}$$

Escrevendo a equação em função da largura do canal e da altura de água:

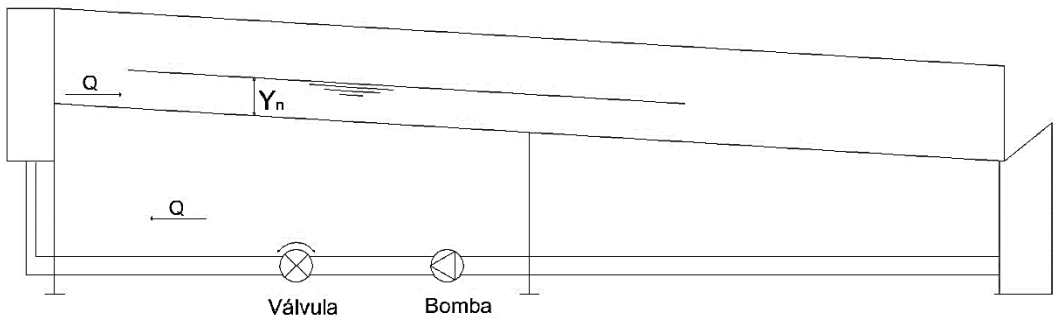
$$Q = K_s \times (b \times y_n) \times \left(\frac{b \times y_n}{b + 2 \times y_n}\right)^{\frac{2}{3}} \times i^{1/2} \quad \text{(B.2)}$$

Onde:

- Q - caudal que circula no canal
- S_n - área da secção molhada
- R_n - raio hidráulico
- i - inclinação do canal
- y_n - altura de água do escoamento
- b - largura do canal

B.1.1.4. Procedimento

- Colocar a bomba em funcionamento;
- Verificar no caudalímentro qual o caudal a circular no sistema;
- Ajustar o caudal ao pretendido no estudo rodando a válvula de corte;
- Definir a inclinação do canal (ajustada ao regime de escoamento que se pretende simular);
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Na zona de observação, medir a(s) altura(s) de água do escoamento;
- Uma vez obtido o valor da altura de água normal, comparar com o valor teórico obtido pela fórmula de Manning-Stricker.



B.1.1.5. Análise de resultados

No final da experiência importa fazer a comparação entre o valor teórico obtido pela aplicação da equação de Manning-Stricker e o valor medido nas experiências, tentando encontrar as causas para as diferenças entre os valores expectáveis e os valores obtidos.

Poderá ainda realizar-se uma análise do resultados para várias condições de ensaio, verificando os fatores que fazem variar as alturas.

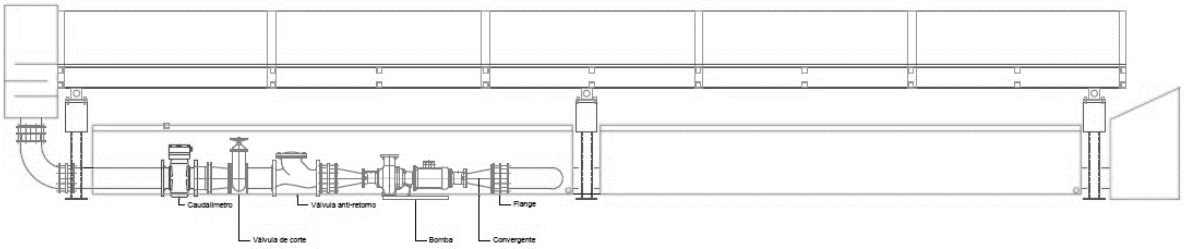
B.1.2. CAUDAL

B.1.2.1. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo a quantificação do caudal escoado no canal mediante a aplicação da fórmula de Manning-Stricker e de Chezy. Para tal serão medidas as alturas de água numa dada secção do canal, estimando-se assim o caudal mediante a aplicação das duas formulações em estudo, possibilitando assim a comparação de resultados entre ambas.

B.1.2.2. Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5 m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado por baixo do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.1.2.3. Conceitos teóricos

Os escoamentos em superfície livre podem ser caracterizados pela equação de Manning-Stricker (B.3) que propõe o cálculo do caudal relacionando as características do material do canal, a sua geometria e a inclinação do canal.

$$Q = K_s \times S_n \times R_n^{\frac{2}{3}} \times i^{1/2} \quad \text{(B.3)}$$

Onde se pode reescrever a equação (B.4) em função da altura de água e da largura do canal, surgindo então:

$$Q = K_s \times (b \times y_n) \times \left(\frac{b \times y_n}{b + 2 \times y_n}\right)^{\frac{2}{3}} \times i^{1/2} \quad \text{(B.4)}$$

Onde:

- Q_v - caudal que circula no canal
- S_n - área da secção molhada
- R_n - raio hidráulico
- i - inclinação do canal
- y_n - altura de água do escoamento
- b - largura do canal

No estudo deste tema, Chezy propõe que o caudal pode ser dado pela aplicação da equação (B.5).

$$Q = C \times S \times \sqrt{R_h \times J} \quad \text{(B.5)}$$

Onde:

- Q - caudal que circula no sistema;
- C - coeficiente de Bazin (B.6);
- R_h - Raio hidráulico;
- J - perda de carga unitária.

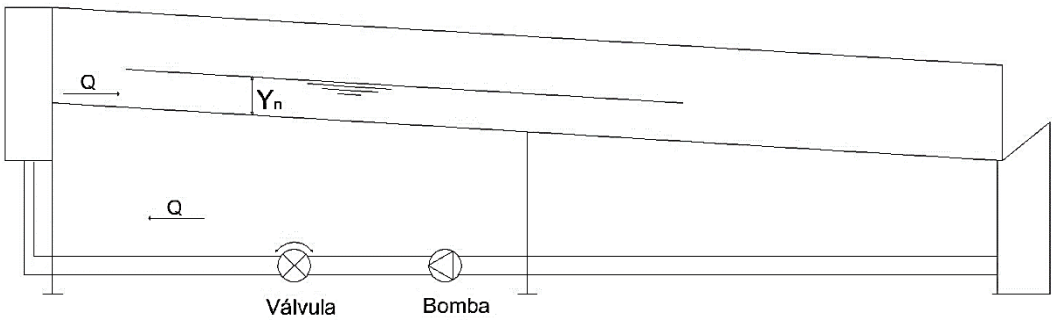
O coeficiente de Bazin é dado por:

$$C = \frac{100 \times \sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \quad \text{(B.6)}$$

Em que γ traduz a rugosidade das paredes.

B.1.2.4. Procedimento

- Ajustar a inclinação do canal;
- Ajustar o caudal ao valor pretendido com a válvula de corte;
- Medir as alturas de água na zona de observação;
- Calcular o valor teórico do caudal utilizando a equação de Manning-Strickler e de Chézy.
- Comparar os valores do caudal obtidos pelas duas formulações.
- Comparar os valores obtidos em laboratório com o valor medido pelo caudalímetro.



B.1.2.5. Análise de resultados

No final da experiência importa fazer uma comparação entre os valor teóricos obtidos pela aplicação da equação de Manning-Strickler e de Chézy e o valor medido pelo caudalímetro, tentando encontrar as causas para as diferenças entre os valores expectáveis e o obtido.

Poderá ainda realizar-se uma análise do resultados para várias condições de ensaio, verificando os fatores que fazem variar o caudal.

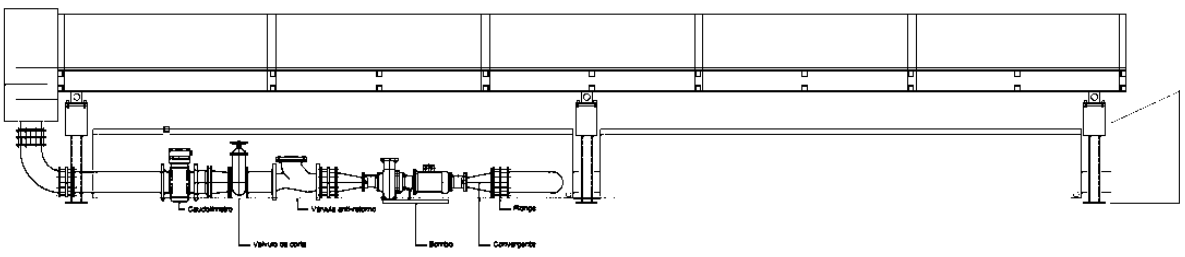
B.1.3. COEFICIENTE DE MANNING-STRICKLER

B.1.3.1.Objetivos.

Este trabalho tem como objetivo a quantificação do coeficiente de resistência (Também conhecido como coeficiente de Manning-Strickler), mediante a aplicação da fórmula de Manning-Strickler, testado diferentes condições de escoamento.

B.1.3.2.Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.

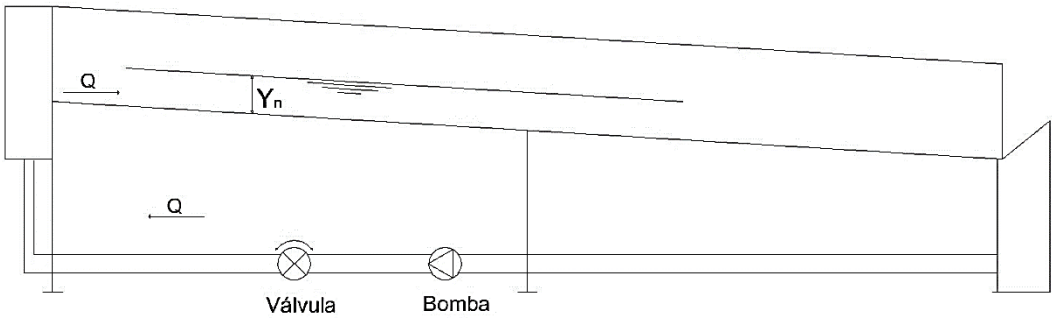


B.1.3.3. Conceitos teóricos

Os escoamentos em superfície livre podem ser caracterizados pela equação de Manning-Stricker, que propõe o cálculo do caudal relacionando as características do material do canal, a sua geometria e a inclinação do canal.

B.1.3.4. Procedimento

- Colocar a bomba em funcionamento;
- Verificar no caudalímentro qual o caudal a circular no sistema;
- Ajustar o caudal ao pretendido no estudo rodando a válvula de corte;
- Definir a inclinação do canal;
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Medir as alturas de água na zona de observação;
- Aplicar a fórmula de Manning-Strickler, determinar K_s.
- Comparar com o valor teórico.



B.1.3.5. Análise de resultados

No final da experiência é importa fazer uma comparação entre o valor teórico obtido pela aplicação da equação de Manning-Stricker e esperado tendo em conta os materiais que compõem o canal, tentando encontrar as causas para a diferença entre o expectável e o obtido.

Poderá ainda realizar-se uma análise do resultado para várias condições de ensaio, verificando se o resultado obtido é o mesmo.

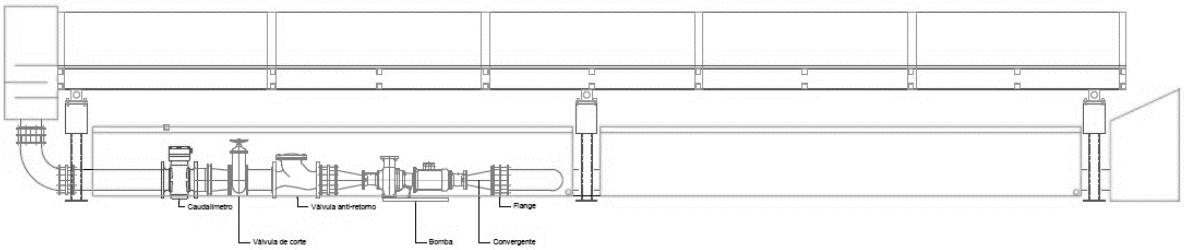
B.1.4. INCLINAÇÃO

B.1.4.1. Objetivos

Pretende-se neste trabalho que o aluno através da aplicação da equação de Manning-Strickler determine a inclinação do canal e compare o valor obtido com o valor real.

B.1.4.2. Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10 m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5 m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.1.4.3 Conceitos teóricos

Os escoamentos em superfície livre podem ser caracterizados pela equação de Manning-Stricker (B.3) que propõe o cálculo do caudal relacionando as características do material do canal, a sua geometria e a inclinação do canal.

$$Q = K_s \times S_n \times {R_n}^{\frac{2}{3}} \times i^{1/2} \tag{B.7}$$

Onde se pode reescrever a equação (B.4) em função da altura de água e da largura do canal, surgindo então:

$$Q = K_s \times (b \times y_n) \times \left(\frac{b \times y_n}{b + 2 \times y_n}\right)^{\frac{2}{3}} \times i^{1/2} \tag{B.8}$$

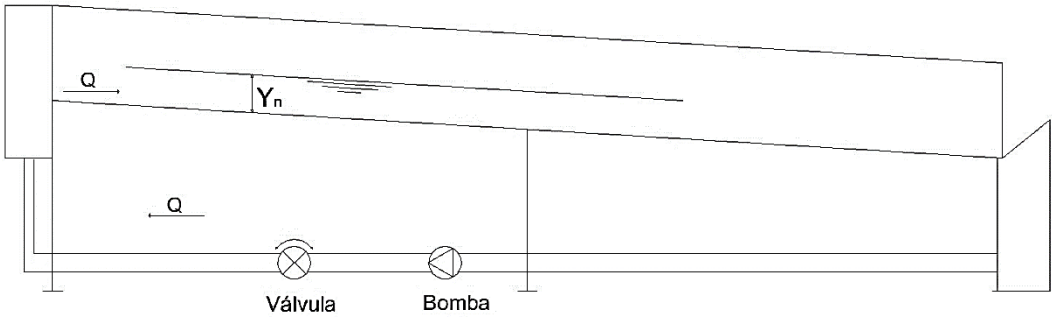
Onde:

- Q - caudal que circula no canal
- S_n - área da secção molhada
- R_n - raio hidráulico
- i - inclinação do canal
- y_n - altura de água do escoamento

- b - largura do canal

B.1.4.4. Procedimento

- Colocar a bomba em funcionamento;
- Verificar no caudalímentro qual o caudal a circular no sistema;
- Ajustar o caudal ao pretendido no estudo rodando a válvula de corte;
- Determinar o valor real da inclinação;
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Medir as alturas de água na zona de observação;
- Aplicar a fórmula de Manning-Strickler, determinar *i*.



B.1.4.5.Análise de resultados

Neste trabalho pretende-se que o estudante determine o valor da inclinação do canal e faça uma análise comparativa com o valor real.

Procure analisar quais as variáveis que podem influenciar a possíveis diferenças entre o valor real e o valor teórico.

B.1.5. CURVAS DE REGOLFO

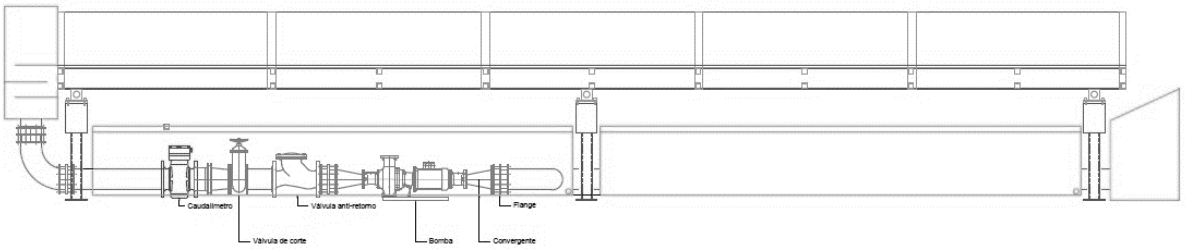
B.1.5.1.Objetivos

Este trabalho tem como objetivo a visualização e a caracterização de escoamentos gradualmente variados- regolfos. Pretende-se, assim que, que o estudante analise as características associadas a esse tipo de escoamento, designadamente, ao nível do seu perfil da superfície livre.

B.1.5.2.Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10 m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5 m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água

no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.1.5.3 Conceitos teóricos

O regime de escoamento diz-se gradualmente variado quando as suas características variam gradualmente ao longo do canal, por exemplo, a altura de água e a velocidade em cada ponto. As curvas de regolfo podem assumir diferentes classificações de acordo com o declive do canal, podendo ser curvas do tipo *S* para declives fortes, curvas do tipo *I* para declives fracos, havendo ainda curva do tipo *H* para canais horizontais e *N* para canais com declive negativo.

O estudo deste fenómeno prende-se sobretudo no cálculo do comprimento da curva de regolfo, aplicando a seguinte equação diferencial:

.

$$\frac{dy}{ds} = \frac{\text{SIN}\,\theta - J}{(1 - Fr) \times \text{COS}\,\theta} \tag{B.9}$$

Contudo, a equação apresentada é de difícil resolução, aplicando-se geralmente um processo simplificado que consiste no cálculo na distância entre dois pontos de altura da água conhecida, sendo o comprimento total da curva o somatório de todos os incrementos que vão desde o início da curva até ao último ponto.

$$\Delta s = \frac{E_1 - E_2}{\frac{J_1 + J_2}{2} - i} \tag{B.10}$$

O cálculo da energia nos pontos 1 e 2, podem ser obtidos por:

$$E = y + \frac{U^2}{2 \times g} \tag{B.11}$$

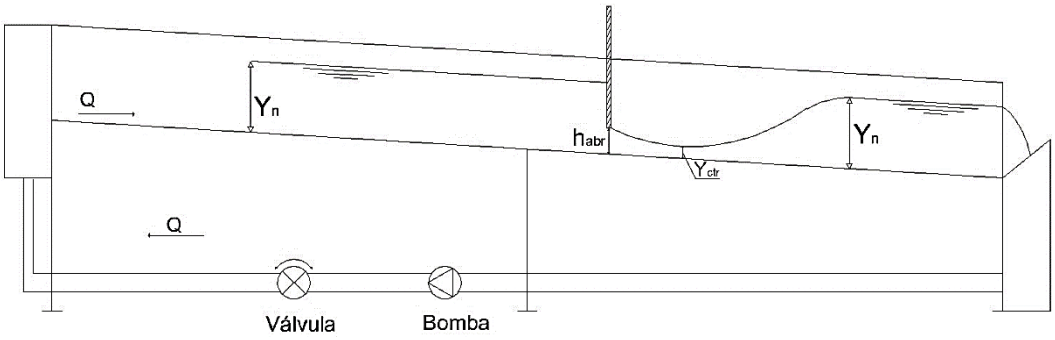
A perda de carga, admitindo que a perda de carga contínua é igual à perda de energia na secção é a mesma que se verificaria num regime uniforme tangente, considerando um movimento fictício uniforme em que o escoamento do mesmo caudal num canal prismático é igual á secção em causa, é possível aplicar a equação de Manning-Strickler:

$$J = \frac{Q^2}{{K_s}^2 \times {S_n}^2 \times {R_n}^{4/3}} \quad \text{(B.12)}$$

B.1.5.4. Procedimento

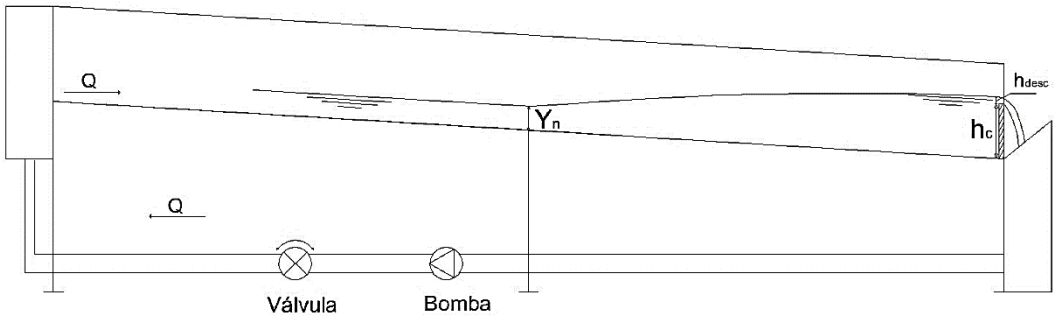
Em regime rápido:

- Definir o caudal no canal;
- Definir a inclinação do canal (ajustada ao regime de escoamento que se pretende);
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Colocar a comporta do fundo do canal à altura pretendida;
- Na zona de observação, medir as alturas de água no canal;
- Medir o comprimento da curva de regolfo simulada;
- Aplicar o processo apresentado no protocolo para o cálculo do comprimento;
- Comparar o valor real ao valor teórico.



Em regime lento:

- Definir o caudal no canal;
- Definir a inclinação do canal (ajustada ao regime de escoamento que se pretende);
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Definir a abertura da comporta á altura pretendida;
- Na zona de observação, medir as alturas de água no canal;
- Medir o comprimento da curva de regolfo simulada;
- Aplicar o processo apresentado no protocolo para o cálculo do comprimento;
- Comparar o valor real ao valor teórico.



B.1.5.5.Análise de resultados

No final da experiência é importa fazer uma comparação entre o valor teórico obtido pela aplicação do método aproximado apresentado e o valor medido na experiência, tentando encontrar as causas para a diferença entre o expectável e o obtido.

Poderá ainda realizar-se uma análise do resultados para várias condições de ensaio, verificando os fatores que fazem variar as alturas.

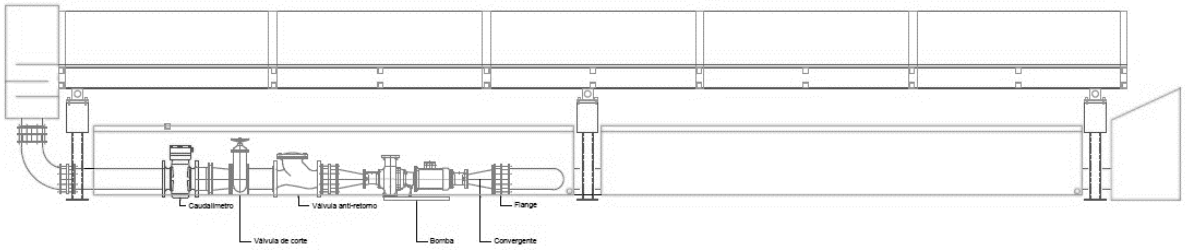
B.1.6. RESSALTO HIDRÁULICO

B.1.6.1.Objetivos

Este trabalho tem como objetivo a visualização e a caracterização de um escoamento rapidamente variado, vulgarmente conhecido por ressalto hidráulico. Pretende-se, portanto, que o estudante determine e analise as características associadas ao fenómeno, como sendo o comprimento do ressalto, as alturas conjugadas e o comprimento da curva de regolfo associada ao fenómeno (quando possível).

B.1.6.2.Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.1.6.3 Conceitos teóricos

O ressalto hidráulico é um tipo de escoamento rapidamente variados, provocado pela passagem brusca de um regime rápido a regime lento, sendo geralmente um processo que envolve uma grande dissipação de energia.

A reprodução do fenómeno em laboratório passa pela colocação de um obstáculo com o objetivo de alterar as características do escoamento, nomeadamente:

- Em regime lento a altura normal do escoamento é superior à crítica. Deste modo é colocada uma comporta com o objetivo de provocar a mudança de regime através da contração do escoamento e assim garantir a passagem para o regime rápido nas suas imediações. A montante da comporta o regime volta a ser lento, e deste modo, dá-se o ressalto hidráulico pela passagem brusca do regime rápido imposto pela comporta e o regime lento instalado no canal.
- Em regime rápido as alturas de água é inferior à crítica. Deste modo é colocada uma comporta no final do canal, de modo a elevar a altura de água acima da altura crítica e deste modo promover a mudança para o regime lento. Garantida essa condição, dá-se o ressalto hidráulico

O ressalto hidráulico é caracterizado por as duas alturas de água a ele associadas, o seu comprimento e o número de Froude.

No caso de o regime ser lento, este diz-se controlado por montante, onde deste modo, a altura conjugada 2 corresponde à altura norma do escoamento. Assim, conhecida a segunda altura conjugada é possível obter a primeira altura aplicando a equação 1. No caso de se tratar de um regime rápido, este diz-se controlado por jusantes, e assim a altura conjugada 1 corresponderá à altura normal do escoamento, onde por fim, aplicando a equação 2 é possível determinar a outra altura conjugada.

As alturas conjugadas podem ser calculadas aplicando as seguintes expressões:

$$y_1 = -\frac{y_2}{2} + \sqrt{\frac{{y_2}^2}{4} + \frac{2 \times {U_2}^2 \times y_2}{g}} \quad \text{(B.13)}$$

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{{y_1}^2}{4} + \frac{2 \times {U_1}^2 \times y_1}{g}} \quad \text{(B.14)}$$

Em que y_1 e y_2 representam as alturas conjugas na secção 1 e 2 e U_1 e U_2 as velocidades nas secções 1 e 2, e g a aceleração da gravidade.

Existem várias propostas para o calcula do comprimento do ressalto. Pede-se que o estudante aplique diferentes formulações para a determinação desta grandeza.

Sanetana (1934): $$L = 6 \times (D_2 - D_{1)}$$ (B.15)

Peterka (1957) $$L = 6.1 \times D_{2,} \text{ Se } 4.5 \leq Fr \leq 9$$ (B.16)

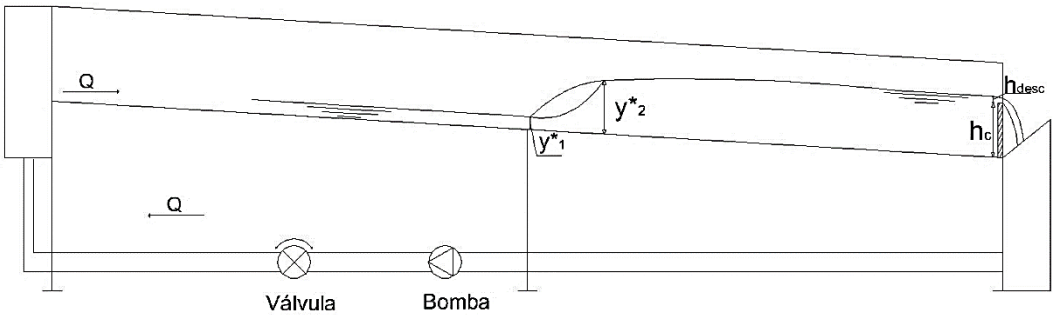
Marques et al. $$L = 8.5 \times (D_2 - D_1)$$ (B.17)

Importa neste trabalho proceder-se à classificação do ressalto. Segundo Novais Barbosa (1985), o ressalto diz-se ondulado se o número de Froude varia entre 1 e 4, diz-se ordinário ou livre se este apresentar um valor superior a 4.

B.1.6.4. Procedimento

Experiência1: Escoamento em regime rápido.

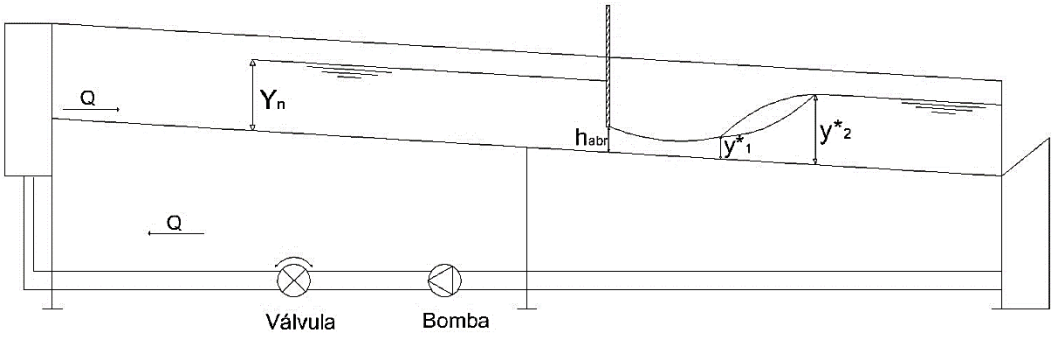
- Ajustar a inclinação do canal à pretendida;
- Com água no canal ajustar ao caudal pretendido com o auxílio da válvula acoplada no circuito;
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Definir a altura do descarregador de soleira delgada na extremidade jusante do canal;
- Medir a altura normal do escoamento, correspondente à altura conjugada 1;
- Medir altura conjugada 2;
- Medir comprimento do ressalto;
- Comparar com valor teórico determinado por cada uma das seguintes formulações apresentadas (Sanetana, Peterka, Silvester e Marques).



Experiência 2: Escoamento em regime lento.

- Ajustar a inclinação do canal à pretendida;
- Definir abertura do descarregador de soleira delgada colocado numa localização intermédia do canal;
- Com água no canal ajustar ao caudal pretendido com o auxílio da válvula acoplada no circuito;

- Deixar o escoamento estabilizar;
- Medir a altura conjugada 1;
- Medir a altura de água normal do escoamento, que irá corresponder à altura de conjugada 1.
- Medir o comprimento do ressalto;
- Comparar com valor teórico determinado por cada uma das seguintes formulações apresentadas (Sanetana, Peterka, Silvester e Marques).



B.1.6.5.Análise de resultados

No final da experiência é importa fazer uma comparação entre o valor teórico obtido pela aplicação dos método aproximados apresentados e o valor medido na experiência, tentando encontrar as causas para a diferença entre os valores expectáveis e os obtidos, para o comprimento do ressalto.

Poderá ainda realizar-se uma análise do resultados para várias condições de ensaio, verificando os fatores que fazem variar as alturas.

Por fim, o estudante pode proceder à classificação do ressalto em número de Froude.

Neste trabalho, está aberta a discussão dos resultados obtido, devendo o aluno testar diferentes condições de ensaio de modo a perceber quais as variáveis que influenciam o fenómeno.

B.2. DESCARREGADORES

B.2.1. DESCARREGADOR DE SOLEIRA NORMAL.

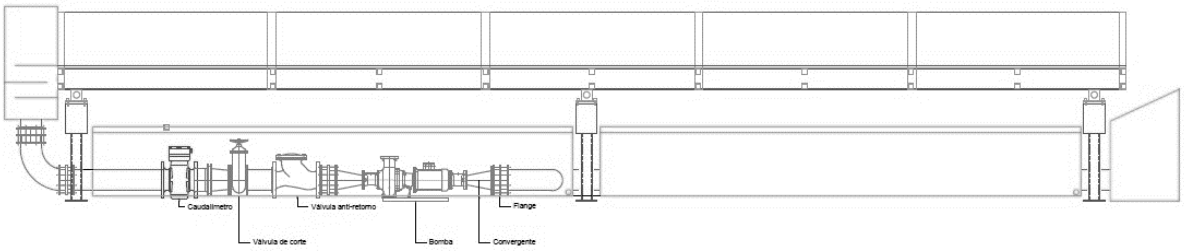
B.2.1.1. Objetivos

O descarregador de soleira normal quando apresenta na sua constituição a forma da parte inferior da lâmina líquida, cuja sua configuração possibilita que no seu paramento não hajam sobrepressões nem depressões, e para isso a sua forma deve adaptar-se à forma inferior da lâmina líquida de esta se escoa-se livremente.

Esta experiência tem como o objetivo que o estudante determine o caudal descarregado por um descarregador de soleira W.E.S. e compare o valor obtido com o valor teórico, percebendo os conceitos de coeficiente de vazão e lâmina líquida.

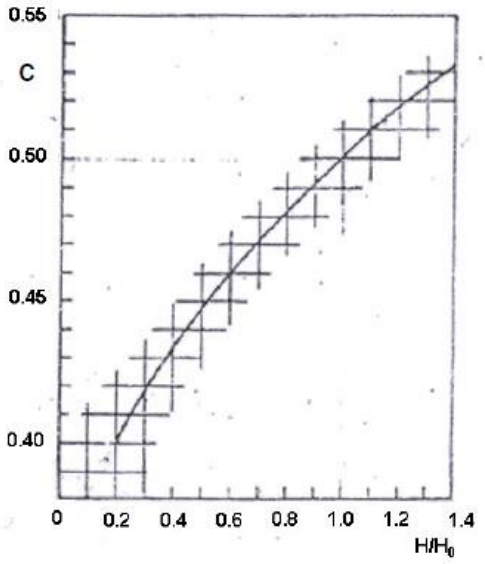
B.2.1.2. Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.2.1.3. Conceitos teóricos

O caudal descarregado por através de um descarregador é dado pela lei de vazão, geralmente em função da largura do canal, da carga na crista, e de um coeficiente de vazão. O coeficiente de vazão é geralmente determinado experimentalmente. Particularmente no caso dos descarregadores W.E.S. os coeficientes são função da carga de projeto e da carga de água sob a crista, podendo ser obtidos pela leitura do seguinte ábaco.

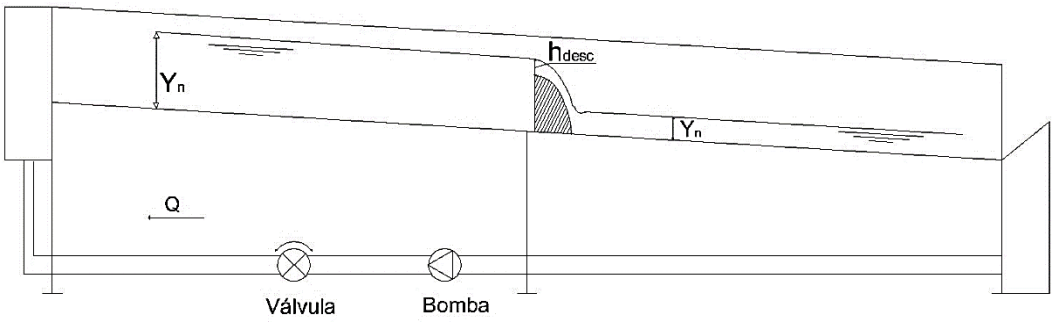


A lei de vazão do descarregador é dado por:

$$Q = C \times b \times \sqrt{2g} \times H^{3/2} \quad \text{(B.18)}$$

B.2.1.4. Procedimento

- Colocar a bomba em funcionamento;
- Verificar no caudalímentro qual o caudal a circular no sistema;
- Ajustar o caudal ao pretendido no estudo rodando a válvula de corte;
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Na zona de observação, medir a altura de água sob o descarregador;
- Determinar o valor teórico do canal;
- Comparar o valor teórico com o valor teórico.



B.2.1.5. Análise dos resultados

Pede-se ao estudante que analise a relação entre os caudais descarregados e a altura da lâmina de água sob o descarregador.

Pretende-se que o estudante analise o valor do coeficiente de vazão, tentando encontrar um valor o mais adequado possível.

B.2.2. DESCARREGADOR DE SOLEIRA DELGADA

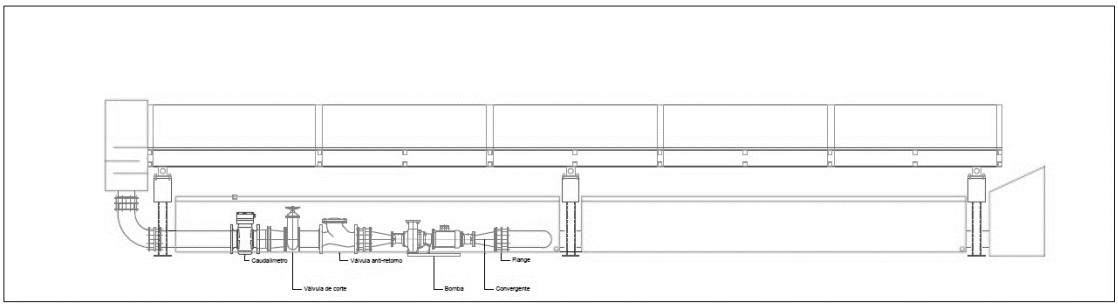
B.2.2.1. Objetivos

O descarregador de soleira normal quando apresenta na sua constituição a forma da parte inferior da lâmina líquida, cuja sua configuração possibilita que no seu paramento não hajam sobrepressões nem depressões, e para isso a sua forma deve adaptar-se à forma inferior da lâmina líquida de esta se escoa-se livremente.

Esta experiência tem como o objetivo que o estudante determine o caudal descarregado por um descarregador de soleira W.E.S. e compare o valor obtido com o valor teórico, percebendo os conceitos de coeficiente de vazão e lâmina líquida.

B.2.2.2. Descrição do canal

O canal utilizado na experiência tem 10m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.2.2.3. Conceitos teóricos

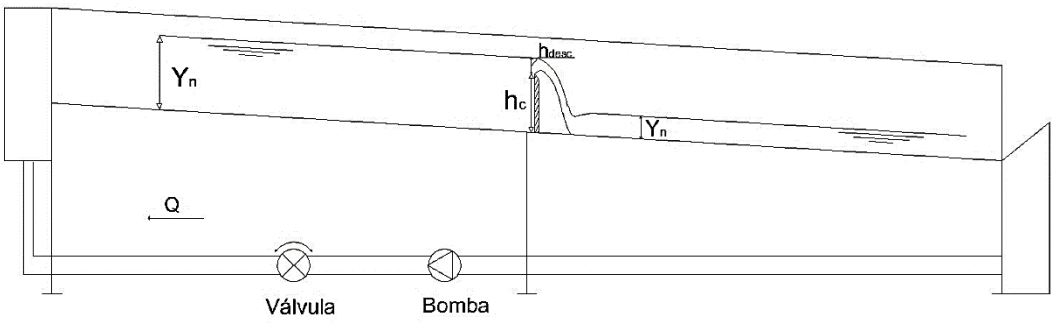
O caudal descarregado por através de um descarregador é dado pela lei de vazão, geralmente em função da largura do canal, da carga na crista, e de um coeficiente de vazão. O coeficiente de vazão é geralmente determinado experimentalmente.

A lei de vazão do descarregador é dado por:

$$Q = \frac{2}{3} \times b \times \sqrt{2g} \times {y_1}^{3/2} \quad \text{(B.19)}$$

B.2.2.4. Procedimento

- Colocar a bomba em funcionamento;
- Verificar no caudalímentro qual o caudal a circular no sistema;
- Ajustar o caudal ao pretendido no estudo rodando a válvula de corte;
- Deixar o escoamento estabilizar;
- Na zona de observação, medir a altura de água sob o descarregador;
- Determinar o valor teórico do canal;
- Comparar o valor teórico com o valor teórico.



B.2.2.5. Análise dos resultados

Pede-se ao estudante que analise a relação entre os caudais descarregados e a altura da lâmina de água sob o descarregador.

Pretende-se que o estudante analise o valor do coeficiente de vazão, tentando encontrar um valor o mais adequado possível.

B.3. ROTURA DE BARRAGENS

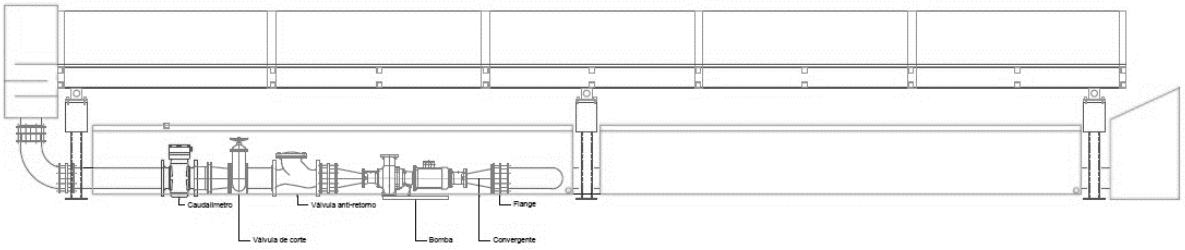
B.3.1. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo a visualização e estudo do fenómeno rotura de uma barragem. A rotura de uma barragem experimentalmente pode ser simulada experimentalmente mediante a retirada instantânea de uma comporta que armazena a montante um determinado volume de água.

Nesta lógica, é colocada uma comporta no canal, que é retirada instantaneamente, de modo a ser analisada a onda de cheia. A onda de cheia propaga-se com uma velocidade u, onde em cada ponto tem uma altura de água h, que importa ser quantificada, dado o seu interesse prático na realização de mapas de cheia que acompanham o projeto de uma barragem.

B.3.2. DESCRIÇÃO DO CANAL

O canal utilizado na experiência tem 10m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5 m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.3.3 CONCEITOS TEÓRICOS

A rotura de barragens pode ser analisada tendo em conta as equações de Saint-Vennat deduzidas a partir das equações da quantidade de movimento e da continuidade.

$$\int_{x1}^{x2}[(\rho.S_{t2})-(\rho.S_{t1})]dx+\int_{t1}^{t2}[(\rho.U_1.S_1)-(\rho.U_2.S_2)]\,dt=0 \tag{B.20}$$

$$\int_{x1}^{x2}[(\rho.S_{t1}.U_{t1})-(\rho.S_{t2}.U_{t2})]dx+\int_{t1}^{t2}\left[\left(\rho.{U_1}^2.S_1\right)-\left(\rho.{U_2}^2.S_2\right)\right]dt = \sum i\int_{t1}^{t2}Fx^{\,i}dx \tag{B.21}$$

Ritter desenvolveu uma solução para as equações (B.20) e (B.21), possibilitando o cálculo das alturas de água em função do ponto em estudo no canal e do instante de tempo a considerado, sendo possível desenhar a onda de cheia para diferentes tempos.

A celeridade inicial é dada em função da altura de água armazenada e da aceleração da gravidade.

$$c_0=\sqrt{g\times h} \tag{B.22}$$

Onde *g* representa a aceleração da gravidade e *h* a altura de água.

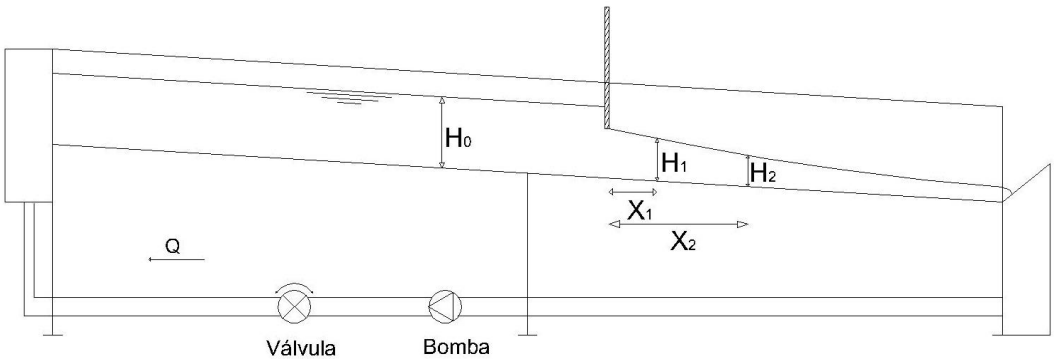
Sabendo o valor da celeridade inicial é possível calcular a altura de água em função da posição no canal e do instante considerado.

$$\frac{h}{h_0} = \left(\frac{1}{3}\left(2 - \frac{x}{c_0 t}\right)\right)^2 \quad \text{(B.23)}$$

Em que h_0 traduz-se na altura de água no estado de repouso, *x* a distância à comporta e *t* o instante em que se analisa o fenómeno.

B.3.4. PROCEDIMENTO

- Colocar a comporta no lugar conveniente do canal;
- Garantir a estanqueidade da comporta;
- Armazenar o volume da albufeira a montante da comporta;
- Colocar o equipamento de medição nos locais de estudo do fenómeno;
- Abrir a comporta de modo instantâneo;
- Comparar os resultados obtidos com os resultados teóricos esperados.



B.3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

No final da experiência é importante fazer uma comparação entre o valor teórico obtido pela aplicação do método aproximado apresentado e o valor medido na experiência, tentando encontrar as causas para a diferença entre o expectável e o obtido.

Poderá ainda realizar-se uma análise do resultados para várias condições de ensaio, verificando os fatores que fazem variar as alturas.

Desenhar graficamente as ondas de cheia para os instantes considerados.

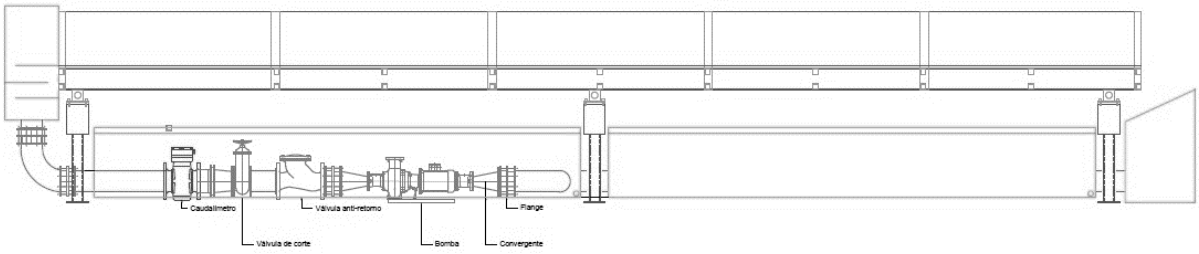
B.4. TSUNAMIS

B.4.1. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo que o estudante caracterize a onda, nomeadamente a sua altura de onda e o período, e quantificar o espraiamento, através da simulação experimental do fenómeno no canal, de modo a ser possível prever as consequências do fenómeno junta à costa.

B.4.2. DESCRIÇÃO DO CANAL

O canal utilizado na experiência tem 10 m de comprimento, e uma secção transversal retangular com 0.4m de largura e 0.5 m de altura. A inclinação é regulável, podendo variar entre 0 e 3%, com o auxílio de macacos hidráulicos. A circulação da água dá-se em circuito fechado, existindo 2 reservatório colocado na parte inferior do canal cuja sua função é armazenar o volume de água necessário ao funcionamento do canal. Existe um reservatório de chegada com elementos no seu interior para provocar a dissipação de energia no escoamento de modo a promover a estabilização do escoamento. No fundo do canal existe um reservatório de chegada com o objetivo de encaminhar a água ao reservatório de armazenamento. No fundo do canal existe uma comporta para auxiliar no controlo dos níveis de água no canal. O caudal é controlado por uma válvula a jusante da bomba, onde circulará um maior ou menor caudal no canal consoante a válvula esteja mais aberta ou fechada.



B.4.3. CONCEITOS TEÓRICOS

As ondas de um *tsunami* caracterizam-se por ter grandes períodos, comprimentos e amplitudes, e podem ter efeitos nefastos junto da costa, sendo fenómenos geralmente associados a grandes catástrofes, envolvendo normalmente grande número de morte.

Estudar o fenómeno assume deste modo especial importância. A sua simulação em laboratório pode ser realizada através do deslizamento de um corpo rígido sob uma rampa, cujo embate do objeto com o volume de água gera ondas equiparáveis ao fenómeno, naturalmente numa escala reduzida.

A amplitude H_{max} de uma onda gerada nas condições apresentadas pode ser expressa por:

$$\frac{H_{max}}{h} = \left(\frac{u_i}{\sqrt{g.h}}\right)^{0.7} \times \left(0.31 + 0.2log\left(\frac{b}{h} \times \frac{T}{h}\right)\right) \quad \text{(B.24)}$$

Onde H_{max} corresponde á amplitude máxima da onda gerada, *h* corresponde à altura de água no interior do canal, *b* corresponde ao comprimento do corpo rígido e por fim *T* corresponde à largura do objeto.

Por sua vez o período da onda é função da distância *x* que o objeto percorre na rampa, da altura de água no canal *h* e da aceleração gravítica, e pode ser expressa pela expressão:

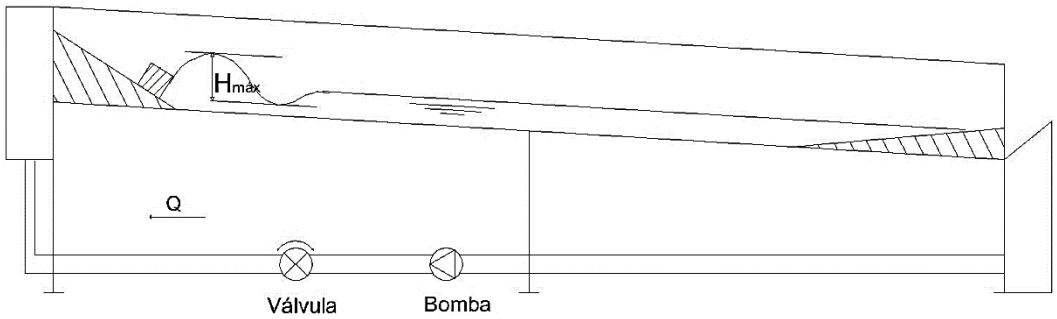
$$T_1\sqrt{\frac{g}{h}} = 11.0 + 0.255 \times \left(\frac{x}{h}\right) \quad \text{(B.25)}$$

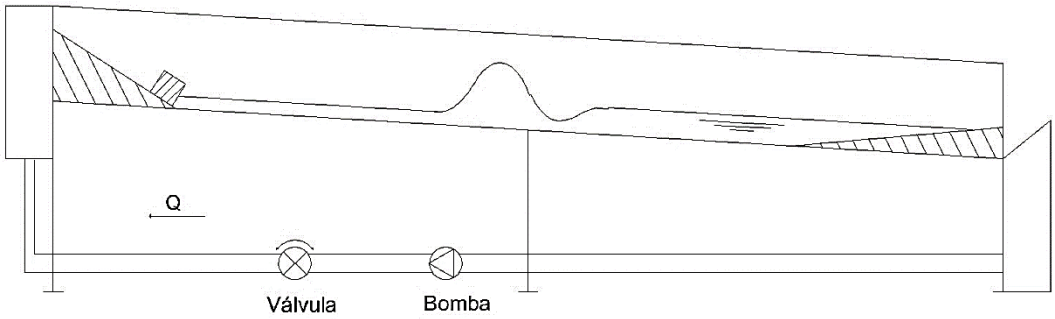
O *run-up* consiste na cota máxima atingida pela onda ao atingir a costa. Segundo a proposta de Synolakis, esta é função do ângulo do talude onde se dá o espraiamento, a amplitude da onda e da altura de água no canal.

$$\frac{R}{h_0} = 2.831 \times \cot(\beta)^{0.5} \times \frac{H_{max}}{h_o}^{5/4} \quad \text{(B.26)}$$

B.4.4. PROCEDIMENTO

- Colocar uma comporta no início e no fim do canal de modo a armazenar um volume de água que corresponde à altura de água que se pretende no estudo;
- Colocar a rampa a montante e a jusante às inclinações pretendidas;
- Colocar o objeto em posição na rampa de montante;
- Colocar os equipamentos de medição nas zonas de observação;
- Largar o objeto;
- Medir a amplitude da onda;
- Determinar a cota máxima que a onda atinge a jusante;
- Comparar os valores obtidos com os valores teóricos.





B.4.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Pretende-se que o estudante analise as grandezas obtidas durante o ensaio e compare os resultados práticos obtidos, com os resultados teóricos.

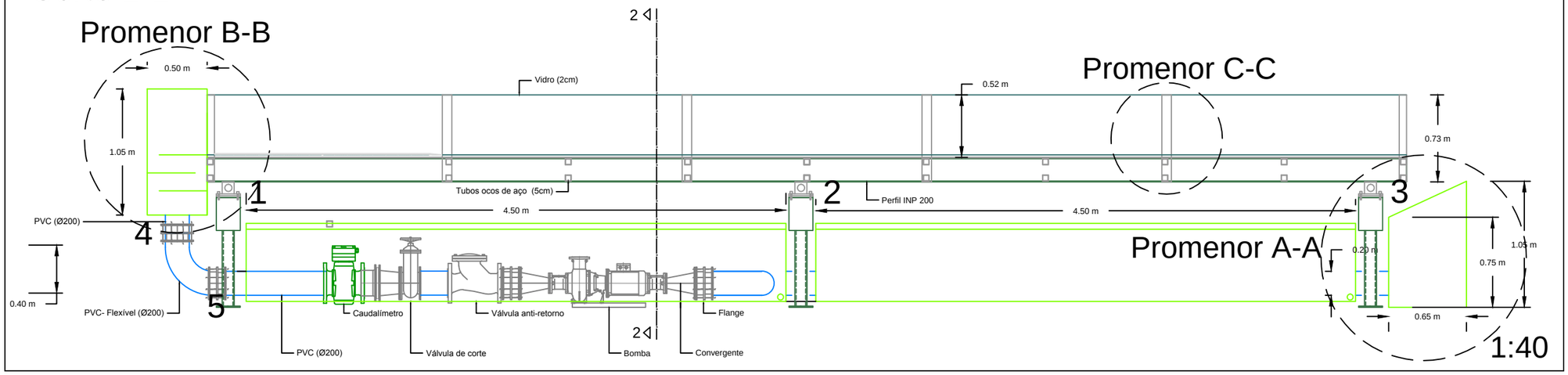
Analisar o desenvolvimento da onda ao longo do canal.

Experimentar diferentes materiais na rampa a jusante de modo a perceber o efeito da rugosidade na cota máxima do espraiamento da onda.

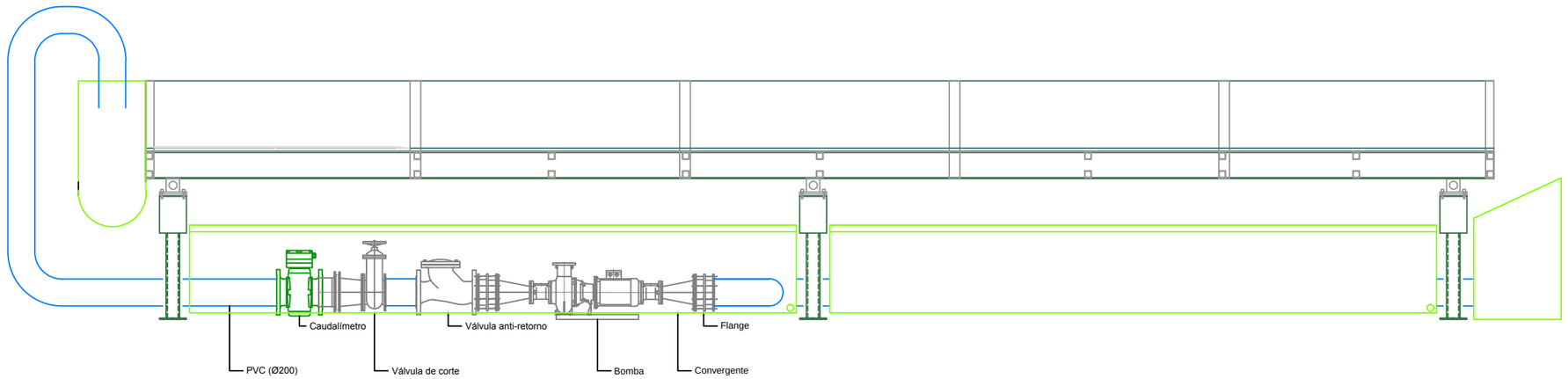
Simular o ensaio a diferentes condições, por exemplo, diferentes inclinações da rampa na qual desliza o objeto. Testar objetos com diferentes dimensões.

ANEXO C- DESENHOS

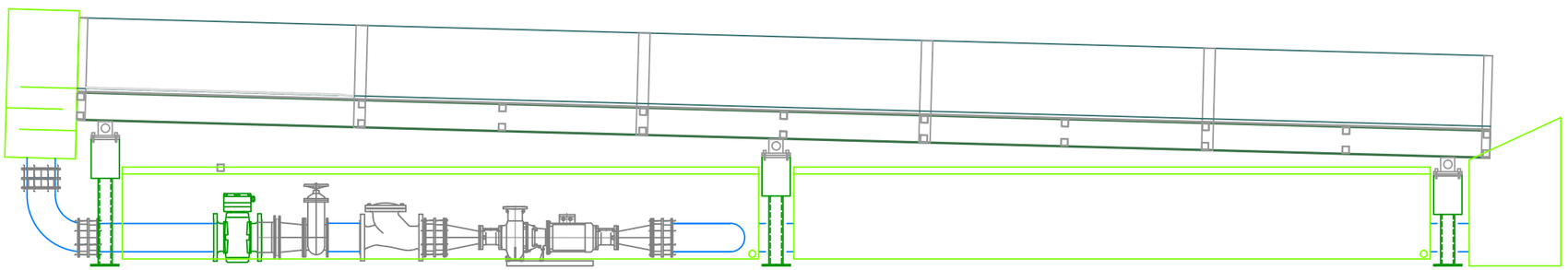
Corte 1-1


Promenor B-B
0.50 m
1.05 m
Vidro (2cm)
0.52 m
Promenor C-C
0.73 m
2
1
2
3
4
5
4.50 m
4.50 m
PVC (Ø200)
Tubos ocos de aço (5cm)
Perfil INP 200
Promenor A-A
0.20 m
1.05 m
0.75 m
0.65 m
0.40 m
PVC- Flexível (Ø200)
Caudalímetro
Válvula anti-retorno
Flange
PVC (Ø200)
Válvula de corte
Bomba
Convergente
1:40

Corte 1-1

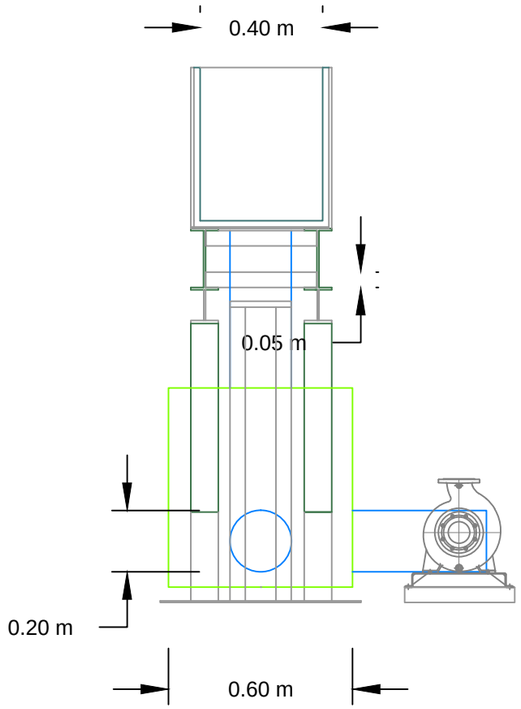

Caudalímetro
Válvula anti-retorno
Flange
PVC (Ø200)
Válvula de corte
Bomba
Convergente

1:40



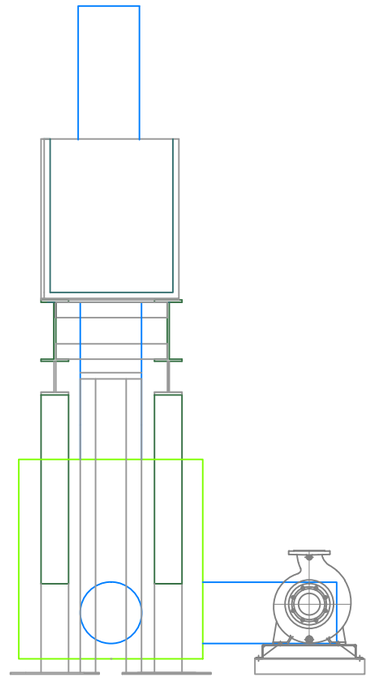
1:40

Corte 2-2



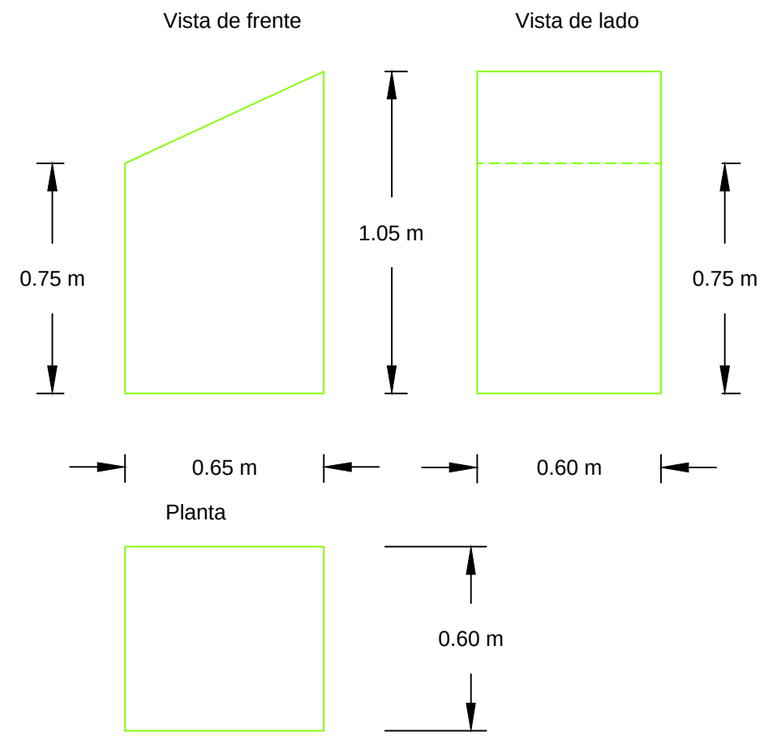
1:20

Corte 2-2



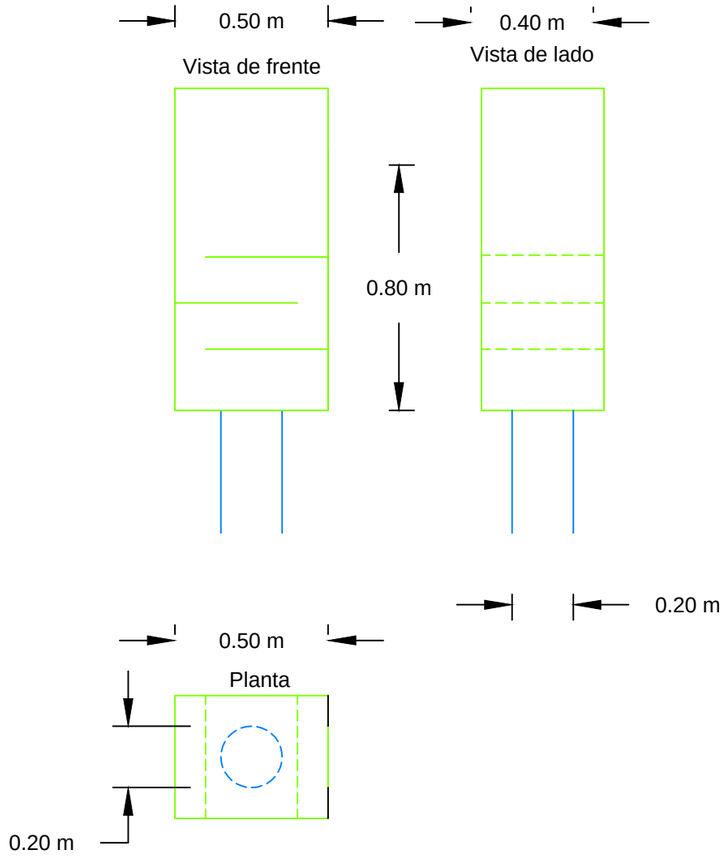
1:20

Promenor A-A



1:20

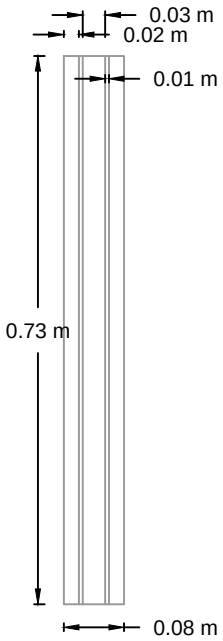
Promenor B-B



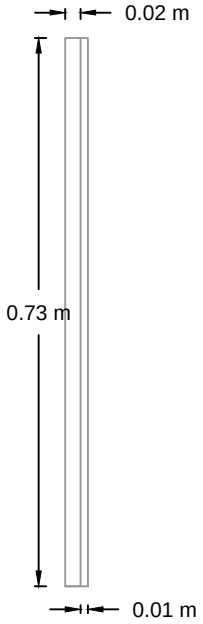
1:20

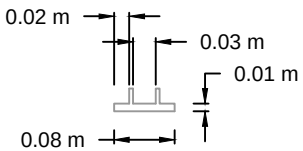
Promenor C-C

Vista de frente



Vista de lado



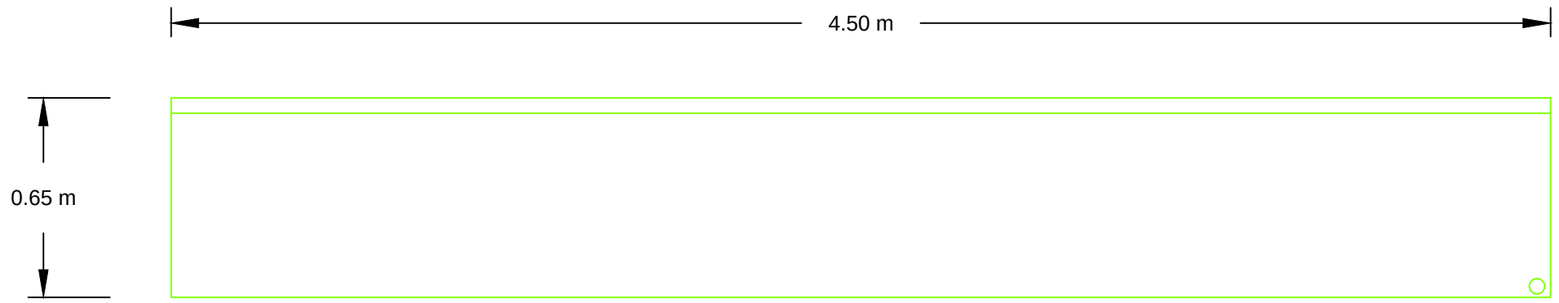


Planta

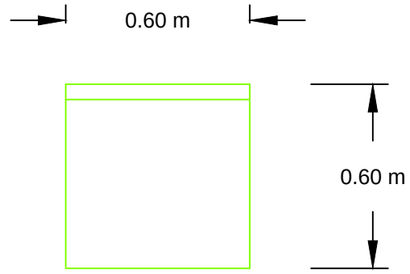
1:10

Reservatórios

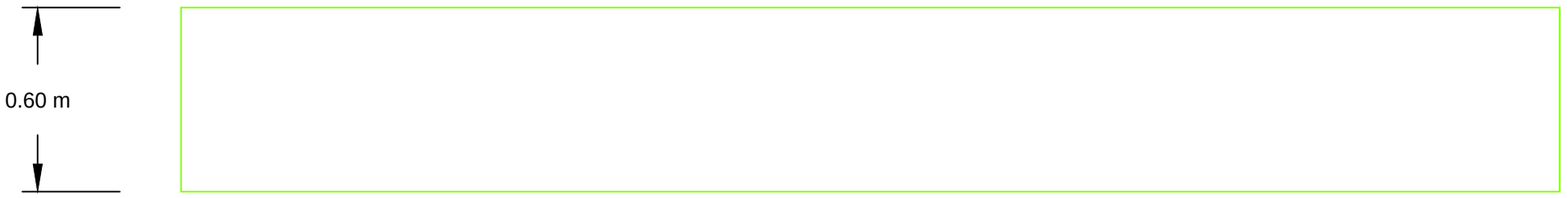
Vista de frente



Vista de lado



Planta



1:20

Calha Móvel

Vista de lado

