



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Infraestruturas de Sistemas de Drenagem Enterrados – Avaliação de perdas de carga em caixas de visita**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Autor

**Ana Filipa Rodrigues Gaudêncio**

Orientadores

**Maria Rita Lacerda Morgado Fernandes de Carvalho**

**Mesquita David**

**Pedro Manuel Pinheiro Veloso Lopes Tavares**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada.

**Coimbra, Julho, 2014**

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus orientadores, Prof. Rita Carvalho e Prof. Pedro Tavares pela disponibilidade, confiança e amizade. Ao Prof. José Abreu, Prof. Jorge Leandro, Prof. Nuno Melo e à Eng. Patrícia Páscoa pela ajuda e colaboração prestada.

Aos meus pais, Jorge Gaudêncio e Ilda Gaudêncio por todo o apoio, dedicação e confiança prestados nestes últimos anos. Humildade, atenção e carinho são palavras que vos caracterizam.

Ao meu namorado, Pedro Lopes pelo apoio, dedicação, humildade e amor concedidos nos últimos três anos. Obrigada pelo incentivo na escolha da área de especialização e ajuda prestada.

Aos “Pintados de Fresco” pela amizade, companheirismo e ajuda prestada.

Aos colegas do Perfil de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente dos quais destaco a Vanessa Ferraz, pela amizade e ajuda nos ensaios laboratoriais.

Aos colegas de gabinete pela ajuda, companheirismo e amizade.

Ao senhor Joaquim Cordeiro pela ajuda prestada nos ensaios laboratoriais, pois sem a sua ajuda nenhuma tese experimental seria possível.

## RESUMO

Os sistemas de drenagem urbanos estão, durante a sua vida útil, frequentemente sujeitos a solicitações de drenagem não previstas em situações de projecto. As cheias urbanas são a resultante mais comum destas solicitações e comumente consideradas como um dos problemas desafiantes para controlo e previsão.

Durante o processo de análise de uma rede de drenagem devem ser verificados os diversos tipos de escoamentos possíveis. As alturas de água nas caixas de visita e colectores, perdas de carga nas singularidades e ao longo dos colectores são aspectos a ter em conta numa análise. Os modelos numéricos são uma ferramenta importante no estudo destas características de escoamento, no entanto carecem frequentemente de uma validação em instalações experimentais e em protótipo.

Com este trabalho pretende dar-se um contributo na caracterização de escoamentos e na utilização dos modelos numéricos para a previsão de escoamentos em colectores. Foi utilizada uma instalação experimental à escala real, a instalação DD-MLE, onde foi efectuado um estudo exaustivo dos dados experimentais e utilizado um modelo em SWMM com diferentes opções de modelação. Na instalação experimental DD-MLE foram feitas medições de caudal, alturas piezométricas e perdas de carga que foram comparadas com os resultados do modelo em SWMM aplicado à instalação de modo a poder calibrá-lo e efectuar análises de sensibilidade. Posteriormente, os valores de perdas de carga nas singularidades foram testados num modelo do sistema de drenagem pertencente à cidade de Coimbra. Os resultados mostram que a introdução de perdas de carga nos modelos numéricos tem forte influência na análise de sistemas de drenagem.

Palavras-chave: Cheias urbanas, Experimental, SWMM, Caixas de visita, Escoamentos

## **ABSTRACT**

The urban drainage systems, during their lifetime, are frequently under stress potential drainage situations not predicted on an earlier project and design stages. Urban floods are one of the most common linked outputs from those stress solicitations and, frequently considered as one of the most challenging features concerning the forecast and control.

During the project and design stages of an urban drainage system, it is essential the assessment of a wide range of potential flow rates. As a result several features must be assessed in order to establish a “robust” urban drainage system, varying from the flow depths at the manholes and sewer pipes, the head losses at the singularities and also along the pipes. On the other hand the project and designs stages can also be supported by the use of modeling approaches hence they are an important asset from the correct design of an urban drainage system. Numerical models are important support tools to simulate and predict the characteristics of flows, nevertheless models are an abstraction of reality and they may partial fail due to the lack of validation tools either in experimental or prototype installations.

This work intent to be a positive contribution to the precise characterization both flow within the sewer pipes and to the accurate usage of numerical models. To this end, experimental data (e.g. flow rates, piezometric head and head losses) was obtained in a real scale experimental installation – the DD-MLE – and was also used to validate the SWMM model. Additionally, the head losses coefficients at the singularities were introduced on the urban drainage model from the city of Coimbra. The results show a strong influence of the head losses coefficients in the global behavior of the model.

**Keywords:** Urban floods, Experimental, SWMM, Manholes, Flows

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objectivos .....	2
1.3. Estrutura da Dissertação .....	3
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1. Drenagem Urbana: Sistemas à Superfície e Enterrados .....	4
2.2. Modelação Hidrológica.....	7
2.3. Modelação Hidráulica.....	10
2.3.1. Introdução.....	10
2.3.2. Escoamentos com superfície livre .....	10
2.3.3. Escoamentos em pressão .....	12
2.3.4. Método da Fenda de Preissmann .....	13
2.4. Modelo Numérico SWMM .....	14
2.4.1. Apresentação geral do SWMM.....	14
2.4.2. Componentes do SWMM.....	15
2.4.3. Métodos computacionais no SWMM.....	18
2.4.4. Exemplos computacionais no SWMM.....	19
2.4.5. Melhoramento dos métodos computacionais no SWMM .....	22
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>25</b>
3.1. Metodologia Experimental.....	25
3.1.1. Descrição da instalação experimental .....	25
3.1.2. Calibração dos transdutores de pressão.....	27
3.1.3. Medições realizadas .....	28
3.2. Modelação Numérica da Instalação Experimental .....	32
3.2.1. Modelo SWMM da instalação experimental .....	32
3.2.1. Modelo SWMM completo da instalação experimental .....	33
3.3. Aplicação a um Sistema Real da Cidade de Coimbra .....	34

---

<b>4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS .....</b>	<b>36</b>
4.1. Ensaios Experimentais em Regime Permanente .....	36
4.1.1. Ensaio: conduta a montante-conduta a jusante .....	36
4.1.2. Ensaio: caixa de acrílico-conduta .....	41
4.1.3. Ensaio: conduta-caixa de polipropileno .....	46
4.1.4. Ensaio: caixa de acrílico-caixa de polipropileno .....	49
4.1.5. Discussão dos resultados experimentais.....	51
4.2. Ensaios Experimentais em Regime Variável .....	51
4.3. Modelo Numérico da Instalação Experimental.....	54
4.3.1. Modelo numérico da instalação .....	54
4.3.2. Modelo numérico completo.....	61
<b>5. APLICAÇÃO A UM SISTEMA URBANO EXISTENTE NA CIDADE DE COIMBRA .....</b>	<b>63</b>
<b>6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>66</b>
6.1. Conclusões .....	66
6.2. Trabalhos Futuros.....	67
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>68</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Efeitos da urbanização no caudal escoado à superfície (adaptado de Butler e Davies (2011)).	5
Figura 2.2 – Sistema de drenagem unitário (adaptado de Butler e Davies (2011)).	6
Figura 2.3 - Representação esquemática do modelo do reservatório linear.	8
Figura 2.4 – Modelo de um sistema de drenagem.	16
Figura 2.5 – Modelo hidrológico do software SWMM.	18
Figura 2.6 – Geometrias de caixas de visita estudadas (Marsalek (1984)).	22
Figura 2.7 – Modelo para avaliação das perdas de carga nas caixas de visita (Pfister et al. (2014)).	23
Figura 2.8 – Hidrogramas testados para o estudo do escoamento em regime permanente (Carvalho et al. (2013)).	24
Figura 3.1 - Instalação experimental DD-MLE.	25
Figura 3.2-Esquema da instalação DD-MLE.	26
Figura 3.3 – Caixa de visita em polipropileno.	27
Figura 3.4 – Caixa de visita em acrílico.	27
Figura 3.5 – Caudalímetro de jusante da instalação experimental.	27
Figura 3.6 – Transdutor de pressão situado na conduta.	27
Figura 3.7 – Esquema das grandezas geométricas utilizadas para o cálculo de $A$ , $R_h$ e $B$ numa secção circular.	31
Figura 3.8 – Modelo da instalação experimental no software SWMM.	32
Figura 3.9 – Perfil longitudinal do modelo da instalação experimental no SWMM.	32
Figura 3.10 - Modelo completo da instalação experimental no software SWMM.	33
Figura 3.11 – Zona de estudo na cidade de Coimbra (Freitas, 2009).	34
Figura 4.1 – Medições realizadas na conduta da instalação experimental: a) Alturas piezométricas a montante ( $P_m$ ) e a jusante da conduta ( $P_j$ ); b) Perdas de carga para escoamento com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P.	37

Figura 4.2 – Perda de carga experimental para escoamento em pressão calculada pela aplicação da fórmula de Colebrook-White. ....	38
Figura 4.3 – Valores dos factores de resistência calculados e experimentais. ....	39
Figura 4.4 - Medições realizadas na saída da caixa de acrílico: a) Alturas piezométricas a montante ( $P_m$ ) e a jusante da singularidade ( $P_j$ ); b) Perdas de carga para escoamentos com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P.	42
Figura 4.5 – Relação entre o caudal e abertura da válvula (B1: Bomba 1; B2: Bomba 2). ....	43
Figura 4.6 – Coeficiente de perda de carga e alturas piezométricas na caixa de acrílico ( $P_{caixa}$ ) em escoamentos em pressão. ....	44
Figura 4.7 – Coeficiente de perda de carga em escoamentos com superfície livre. ....	45
Figura 4.8 - Medições realizadas na entrada da caixa de polipropileno: a) Alturas piezométricas a montante ( $P_m$ ) e a jusante da singularidade ( $P_j$ ); b) Perdas de carga para escoamentos com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P. ....	46
Figura 4.9 – Coeficiente de perda de carga e alturas piezométricas na caixa de visita ( $P_{caixa}$ ) para escoamentos em pressão. ....	47
Figura 4.10 – Coeficiente de perda de carga e alturas piezométricas na caixa de visita ( $P_{caixa}$ ) para escoamentos com superfície livre. ....	48
Figura 4.11 - Medições realizadas nas caixas de visita de acrílico e de propileno: a) Alturas piezométricas na caixa a montante ( $P_m$ ) e a na caixa a jusante ( $P_j$ ); b) Perdas de carga para escoamentos com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) e d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P. ....	49
Figura 4.12 – Perdas de carga nas singularidades das caixas de visita de acrílico e polipropileno. ....	50
Figura 4.13 – Hidrograma utilizado para regime variável. ....	52
Figura 4.14 - Valores adquiridos em regime variável: a) discretização de 2 segundos; b) discretização de 5 segundos ( $P_m$ , $P_j$ : altura piezométrica a montante e jusante)..	52

Figura 4.15 - Perdas de carga totais para: a) discretização de 2 segundos; b) discretização de 5 segundos.....	53
Figura 4.16 – Perdas de carga na instalação fazendo a separação da parte ascendente e descendente do hidrograma trapezoidal para: a) discretização de 2 segundos; b) discretização de 5 segundos. ....	54
Figura 4.17 – Esquema da instalação experimental DD-MLE.....	55
Figura 4.18 – Alturas piezométricas para um escoamento em pressão (Caudal de 52.8 l/s). ..	56
Figura 4.19 – Alturas piezométricas para um escoamento com superfície livre (Caudal de 32.6 l/s). ....	56
Figura 4.20 – Alturas piezométricas com alteração do coeficiente de perda de carga na saída da caixa de acrílico para um caudal de 52.8 l/s. ....	57
Figura 4.21 – Alturas piezométricas com alteração do coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de polipropileno para um caudal de 52.8 l/s. ....	57
Figura 4.22 – Alturas piezométricas com alteração do coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de polipropileno para um caudal de 52.8 l/s. ....	58
Figura 4.23 – Alturas piezométricas com a alteração da inclinação da conduta para um caudal de 52.8 l/s. ....	59
Figura 4.24 – Alturas piezométricas com a alteração da inclinação da conduta para um caudal de 32.6l/s. ....	59
Figura 4.25 – Alturas piezométricas nas caixas de visita obtidas em regime permanente: a) Modelo SWMM; b) Experimentais. ....	59
Figura 4.26 – Alturas piezométricas nas caixas de visita em regime variável: a) Modelo SWMM; b) Modelo SWMM e experimentais.....	60
Figura 4.27 – Alturas piezométricas para escoamentos em regime variável. ....	61
Figura 4.28 – Alturas piezométricas nas caixas de visita: a) Regime permanente; b) Regime variável. ....	62
Figura 5.1 – Hietograma de projecto. ....	63
Figura 5.2 – Simulação considerando as singularidades sem perdas de carga.....	64
Figura 5.3 - Simulação considerando nas junções $k_{entrada}=0.7$ e $k_{saída}=1.5$ .....	64
Figura 5.4 – Perfis longitudinais do troço de saída da rede: a) $k_{entrada}=k_{saída}=0$ ; b) $k_{entrada}=0.7$ , $k_{saída}=1.5$ . ....	65

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1– Modelos de cálculo baseados nas equações de Saint Venant (adaptado de Melo, (2011)).....	11
Tabela 4.1 - Factores de resistência calculados nos escoamentos em pressão ( $f(x)$ – factor de resistência resultante da aplicação da equação $x$ ).....	39
Tabela 4.2 - Coeficientes de rugosidade de Manning para escoamentos com superfície livre.	40
Tabela 4.3– Cálculo do número de Froude .....	41
Tabela 4.4 - Cálculo do coeficiente de perda de carga na saída da caixa de visita para escoamentos em pressão. ....	43
Tabela 4.5 - Coeficientes de perda de carga na saída da caixa de visita para escoamentos com superfície livre. ....	45
Tabela 4.6 – Coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de visita para escoamentos em pressão.....	47
Tabela 4.7 – Coeficientes de perda de carga na entrada da caixa de visita para escoamentos com superfície livre. ....	48
Tabela 4.8– Características da instalação experimental introduzidas no modelo SWMM. ....	55
Tabela 4.9 – Coeficientes de perda de carga usados em regime variável .....	61

## SIMBOLOGIA

a	Celeridade de propagação da onda;
A	Área transversal do fluido;
$B_{fenda}$	Largura da fenda de Preissmann;
$B_s$	Largura superficial da secção transversal do fluido;
c	Celeridade das ondas;
C	Coefficiente de escoamento de uma bacia hidrográfica;
D	Diâmetro da conduta;
e	Rugosidade absoluta da conduta;
E	Módulo de Young;
F	Coefficiente de resistência, Darcy-Weisbach;
$F_r$	Número de Froude;
g	Aceleração da gravidade
h	Profundidade do escoamento;
H	Altura piezométrica do escoamento;
I	Intensidade de precipitação;
$I_0$	Caudal afluente ao sistema;
J	Coefficiente de atrito;
k	Coefficiente de perda de carga;

---

$k_e$	Módulo de elasticidade;
$K$	Coefficiente de armazenamento;
$n$	Coefficiente de Manning-Strickler
$O$	Caudal efluente ao sistema
$P$	Pressão;
$P_m$	Altura piezométrica a montante;
$P_j$	Altura piezométrica a jusante;
$q_l$	Caudal de percurso;
$Q$	Caudal;
$Q_{ref}$	Caudal de referência;
$R_e$	Número de Reynolds;
$R_h$	Raio hidráulico do escoamento;
$s$	Declive do canal onde se processa o escoamento;
$S$	Volume de armazenamento;
$SL$	Superfície Livre;
$t$	Tempo;
$U$	Velocidade de escoamento;
$V_p$	Velocidade de propagação da onda;
$x$	Distância longitudinal;
$X$	Factor de ponderação entre o caudal afluente e efluente;
$\Delta h$	Perdas de carga;
$\Delta x$	Intervalo no espaço;

$\rho$       Massa volúmica do fluido;

$\nu$       Viscosidade cinemática;

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Enquadramento

A crescente migração para os grandes aglomerados urbanos e o conseqüente crescimento das zonas urbanizadas são temas preocupantes no estudo da drenagem urbana. Existe também uma crescente preocupação com os danos subseqüentes das alterações climáticas. Em conjunto, estes factores revelam ser uma combinação bastante prejudicial para o Homem, nomeadamente em períodos de fortes chuvadas com subseqüentes cheias que são capazes de causar danos bastantes graves.

Com o aumento das zonas urbanas em espaços que anteriormente poderiam pertencer a zonas arborizadas, o ciclo da água sofre naturalmente alterações causadas principalmente pela diminuição da sua permeabilidade e capacidade de infiltração, que por sua vez causam o aumento do escoamento superficial. Para minimizar os impactes provocados por esta situação geralmente o escoamento superficial é desviado para sistemas de drenagem enterrados de águas pluviais, dimensionados na grande maioria dos casos para caudais de projecto associados a períodos de retorno bastante inferiores relativamente aos associados aos eventos extremos observados. Neste sentido, os actuais sistemas de drenagem não estão capacitados de dar uma resposta eficiente, sendo periodicamente excedida a sua capacidade máxima e originando inundações à superfície e situações de drenagem complexas de escoamentos simultâneos no sistema à superfície e no sistema enterrado.

Na elaboração de um projecto deve-se tentar criar sistemas de drenagem sustentáveis e eficientes, adaptáveis às situações observadas de modo a escoar as águas pluviais (e por vezes em conjunto com as residuais) de forma eficiente, contribuindo assim, não só para a diminuição das inundações como também ajudando na manutenção da segurança e da saúde pública.

A cidade de Coimbra, que no passado sofria frequentemente de inundações devido à subida do nível de água do rio Mondego, hoje sofre inundações causadas pela urbanização. A construção de infraestruturas hidráulicas no Rio Mondego, de entre as quais se destacam a Barragem da Aguieira e de Fronhas e o Açude Ponte de Coimbra, contribuiram para a regularização do rio Mondego e para a redução das inundações de origem fluvial. Contudo,

tem-se verificado frequentemente inundações nas regiões mais baixas da cidade causadas por águas de drenagem no meio urbano.

A modelação hidráulica de sistemas de drenagem é essencial para a análise, gestão de sistemas e previsão de locais afectados por inundações. Os sistemas de drenagem são projectados para que os colectores funcionem com superfície livre para uma precipitação de projecto associada a um determinado período de retorno.

Nesse sentido, para o estudo e análise de uma rede de drenagem, deve ser criado um modelo do sistema devidamente validado com o comportamento dos elementos do sistema de drenagem face aos diversos eventos de precipitação e consequentes caudais que formam escoamentos quer com superfície livre quer em pressão. O estudo teve uma base experimental numa instalação à escala real, onde se observaram e registaram para todos os caudais possíveis e tipos de escoamento, as alturas de água nos colectores e caixas de visita. Calcularam-se as perdas de carga ao longo dos colectores e nas singularidades da rede de drenagem. Estes elementos servem para a validação do modelo e posterior estudo para uma implementação do mesmo.

## **1.2. Objectivos**

Os objectivos específicos desta dissertação são:

- Análise do comportamento de um sistema de drenagem em regime permanente e variado quando sujeito a diversos eventos de precipitação.
- Estudo das perdas de carga em colectores e singularidades, ligação caixa de visita-colector da instalação para diversos caudais.
- Análise do comportamento de um modelo construído em SWMM de um sistema de drenagem da instalação e análise de diferentes opções, análise de sensibilidade dos diversos parâmetros característicos.
- Aplicação a um estudo de caso situado na zona central da cidade de Coimbra. Estudo da influência das perdas de carga num sistema de real.

### **1.3. Estrutura da Dissertação**

A dissertação está organizada em cinco capítulos:

Capítulo 1: Enquadramento ao tema da dissertação com uma introdução às principais causas de inundações urbanas e metodologias de estudo, modelação e análise de redes de drenagem. Apresentam-se também os objectivos a serem alcançados.

Capítulo 2: Revisão bibliográfica onde são descritos os sistemas de drenagem enterrados e à superfície, métodos para a modelação hidrológica e hidráulica com abordagem aos diversos tipos de escoamentos. É também apresentado o software SWMM com uma breve descrição das suas componentes, métodos utilizados e exemplos de estudos efectuados laboratorialmente e com o software.

Capítulo 3: Metodologias utilizadas nos ensaios na instalação experimental, na modelação numérica da instalação experimental e aplicação a um caso de estudo realizado num sistema de Coimbra.

Capítulo 4: Apresentação e discussão de resultados referentes aos ensaios experimentais e modelo numérico da instalação experimental.

Capítulo 5: Análise de um estudo de caso, sendo feita a apresentação e discussão de resultados.

Capítulo 6: Apresentação das principais conclusões do trabalho realizado e propostas de trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Drenagem Urbana: Sistemas à Superfície e Enterrados

Ao longo das últimas décadas, o desenvolvimento acelerado das zonas urbanas impôs significativas mudanças no modo como se drenam as águas superficiais. Genericamente, a drenagem urbana pode ser dividida em dois tipos de sistemas globais: os sistemas à superfície, onde ocorre o encaminhamento do escoamento superficial, e os sistemas enterrados. Tipicamente, a drenagem processa-se da superfície para os sistemas de colectores enterrados, por ser essa a forma mais rápida de fazer a água chegar ao seu destino.

As infraestruturas que fazem parte dos sistemas de drenagem enterrados são os sumidouros, os colectores, as caixas de visita e eventualmente dispositivos complementares. Contudo, as caixas de visita e os sumidouros podem também ser conhecidos como elementos de ligação porque fazem a conexão entre os sistemas enterrados e superficiais. Em Portugal, Espanha e França os elementos de ligação entre os sistemas enterrados e superficiais são os sumidouros. No caso de Inglaterra as caixas de visita funcionam por vezes como elementos de ligação.

A supressão das antigas zonas florestais e arborizadas, que deram lugar a grandes zonas urbanas, e na sua maioria desordenadas, é um dos grandes problemas para a eficiente drenagem urbana. A utilização de pavimentos impermeáveis, como o betume usado na construção de vias de comunicação rodoviárias, é uma das causas para a diminuição da infiltração da água no solo e o subsequente aumento do caudal superficial e alteração do ciclo natural da água.

O escoamento nas áreas urbanizadas dá-se, em geral, mais rapidamente do que nas superfícies permeáveis, ocorrendo menos infiltração, pelo que se atingem caudais de pico maiores. Outra consequência da diminuição de infiltração é originar uma recarga de águas subterrâneas inferior. Uma medida para evitar estes efeitos negativos tem sido a implementação de elementos que conduzam a sistemas mais sustentáveis, como é o caso de bacias de retenção. A Figura 2.1 demonstra o efeito da urbanização no caudal escoado através dos sistemas superficiais.

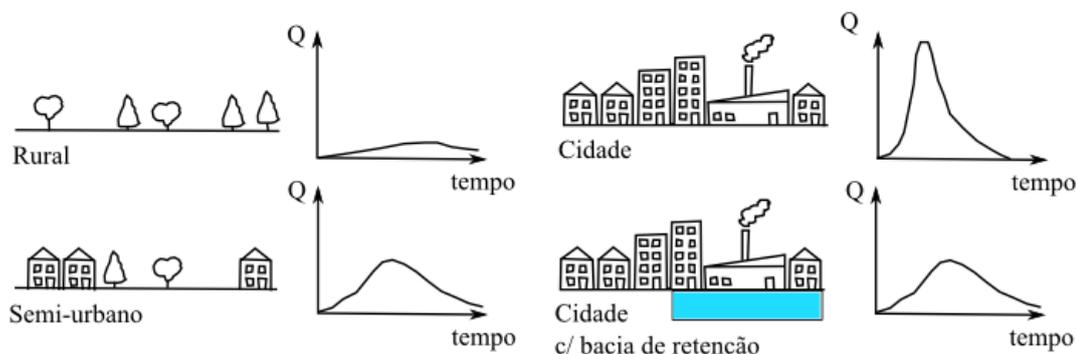


Figura 2.1 – Efeitos da urbanização no caudal escoado à superfície (adaptado de Butler e Davies (2011)).

A zona rural é a apresentada com o menor caudal de ponta dos quatro casos apresentados pelo facto de ser geralmente mais permeável e a existência de vegetação promover a infiltração e proporcionar maiores perdas por interceptação. A zona pouco urbanizada já é apresentada com um maior caudal de ponta devido à redução de permeabilidade e à diminuição de tempo de escoamento. A zona fortemente urbanizada é apresentada com um pico de caudal de ponta mais elevado pelo facto do escoamento superficial ser predominante em relação à infiltração. No último caso apresenta-se uma zona fortemente urbanizada, mas onde foram implementadas bacias de retenção que promovem um aumento de tempo de escoamento diminuindo assim o pico de caudal de ponta para um valor semelhante a uma área pouco urbanizada.

A ocorrência de inundações urbanas surge essencialmente como resultado do terceiro caso descrito. A insuficiente capacidade dos sistemas de drenagem face ao crescimento exponencial do caudal devido ao aumento da população nas zonas urbanas, origina que os sistemas de drenagem entrem em sobrecarga. Esta situação conduz a inundações, principalmente nos pontos baixos das bacias hidrográficas onde se situam muitas vezes as zonas urbanas.

Os sistemas de drenagem enterrados têm como objectivo transportar e rejeitar nos locais apropriados as águas residuais domésticas, industriais e pluviais. A solução mais geral em zonas urbanas antigas, como é o caso da maior parte das cidades europeias, é a de sistemas mistos onde existem dispositivos nos sistemas de drenagem que desviem os caudais quando a sua altura for acima de um determinado nível, sendo posteriormente depositados num curso de água natural (Butler e Davies, 2011) (Figura 2.2).

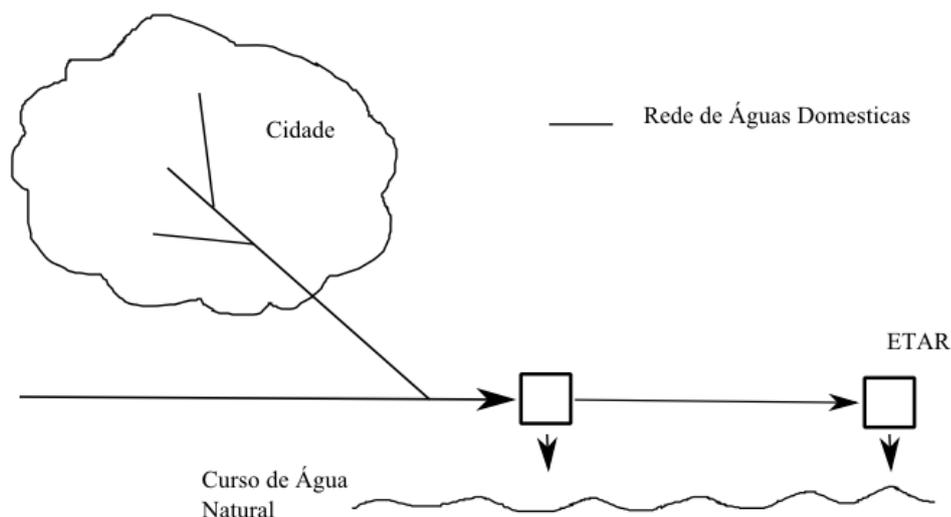


Figura 2.2 – Sistema de drenagem unitário (adaptado de Butler e Davies (2011)).

Os colectores de águas pluviais têm aflúncias de dois tipos: escoamento directo e infiltração. O escoamento directo é originário dos dispositivos de entrada (sarjetas de passeio ou sumidouros) que recebem as águas pluviais e as conduzem à rede colectora. As sarjetas localizam-se no lancil do passeio e os sumidouros são introduzidos no pavimento. As aflúncias por infiltração ocorrem devido a imperfeições nos colectores provocadas por fissuras ou raízes de árvores.

Na cidade de Coimbra, caso de estudo desta dissertação, o sistema de drenagem é maioritariamente unitário. Segundo Freitas (2009) e Paula (2013) que estudaram a bacia da parte central da cidade de Coimbra, apenas 1.2 km de uma rede com o comprimento de 34.8 km são exclusivamente para escoamento de águas pluviais. O caudal pluvial e doméstico aflui, posteriormente, à ETAR existente na cidade de Coimbra, situada junto da Mata do Choupal, a uma curta distância da cidade. Em tempo seco o sistema de drenagem existente em Coimbra não regista quaisquer problemas, visto que apenas tem como caudal o resultante das águas residuais domésticas. Contudo durante eventos de precipitação intensos, o caudal superficial nas condutas aumenta significativamente havendo, na maior parte das vezes, excesso de águas pluviais nos colectores. Este é o grande problema da parte mais baixa da cidade de Coimbra que sofre constantemente de fenómenos de inundações.

## 2.2. Modelação Hidrológica

A modelação hidrológica consiste na simulação do comportamento de uma bacia hidrográfica, que gera escoamento superficial a partir de precipitação (Tucci, 1998). Os modelos hidrológicos para a representação do escoamento superficial em função da chuva são de extrema importância para a concepção e análise de sistemas de drenagem.

O escoamento superficial originado pela precipitação é uma das principais solicitações para um sistema de drenagem. Por sua vez, o escoamento superficial depende da duração da chuva, da sua intensidade, das perdas e da infiltração. Os dois primeiros conceitos estão estreitamente relacionados pois a intensidade de precipitação ocorrida num determinado intervalo de tempo, tende a ser tanto maior quanto menor for a duração desse intervalo de tempo. Quantitativamente, a intensidade de precipitação é considerada fraca na ordem dos 0.5 mm/h, moderada se não exceder os 4 mm/h e forte caso seja superior a esse valor (David, 2005).

Os dispositivos mais comuns para medição de chuvas são os pluviómetros ou udómetros. Através de estudos dos dados provenientes das redes pluviométricas é possível hoje a previsão de cheias urbanas com 30 minutos de antecedência. Num estudo de Simões *et al.* (2011) realizado na zona central da cidade de Coimbra, foram colocados três pluviómetros em locais estratégicos (Mercado Municipal, Praça da República e Avenida Sá da Bandeira). Na análise aos valores medidos verificou-se que a máxima intensidade de precipitação foi cerca de 45 mm/h. As alturas de água máximas verificadas nas caixas de visita foram de aproximadamente 0.42 m, 0.55 m e 0.45 m, respectivamente nas zonas da Praça da República, Mercado e Avenida Sá da Bandeira.

Nem todo o volume precipitado se transforma em escoamento superficial. Existe uma parcela que é eliminada por diferentes tipos de perdas, como são as perdas por interceptação e as perdas por infiltração. As perdas por interceptação ocorrem quando as gotas de chuva ficam retidas em obstáculos que posteriormente regressam à atmosfera por fenómenos de evaporação. Para evidenciar a importância destas perdas, é de referir que a evaporação representa cerca de 20 a 30% da precipitação anual ocorrida em áreas arborizadas. As perdas por infiltração são perdas que ocorrem numa bacia hidrográfica dependendo da ocupação do solo. A cobertura vegetal, o grau de impermeabilização do solo e a presença de materiais finos, são factores importantes para a contabilização da quantidade de água infiltrada.

Os modelos hidrológicos mais comuns são: o método racional, o método do hidrograma unitário, o modelo da curva tempo-área e o modelo do reservatório linear.

O modelo hidrológico mais simples é o método racional, sendo o mais utilizado para estimar o caudal de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas. Este modelo é aplicado a bacias com área inferior a 25 km<sup>2</sup>. A equação (1) exprime o método racional:

$$Q=C.I.A_{\text{bacia}} \quad (1)$$

onde I é a intensidade de precipitação, C (coeficiente de escoamento) representa as condições de escoamento da bacia e A<sub>bacia</sub> é a área da bacia. O coeficiente de escoamento é estabelecido em regra em função da densidade de impermeabilização do solo, das características de ocupação e declive da bacia.

O modelo do hidrograma unitário, apresentado por Sherman em 1932 é definido como o hidrograma do escoamento superficial directo que resulta de uma chuvada uniformemente distribuída no tempo sobre a bacia, com precipitação útil unitária. A duração da chuvada é denominada de chuva unitária e o seu valor é de 1/4 a 1/6 do tempo de concentração da bacia (Tucci *et al.*, 1995).

A curva tempo-área de uma bacia de drenagem descreve a evolução no tempo da área da bacia que contribui para o escoamento a jusante. Esta curva é definida desde o instante inicial até ao instante em que toda a bacia contribui para o escoamento (tempo de concentração da bacia). O método da curva tempo-área não considera o armazenamento da bacia, dependendo apenas da forma e declive da bacia, originando hidrogramas com picos mais elevados que os verificados na bacia.

O modelo do reservatório linear procura representar o comportamento de uma bacia como um reservatório, sendo o volume de armazenamento S(t) em cada instante proporcional ao caudal na secção de jusante, O(t), (Equação (2)).

$$S(t)=K.O(t) \quad (2)$$

em que, K é o coeficiente de armazenamento que na prática se considera igual ao tempo de atraso.

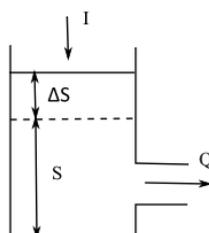


Figura 2.3 - Representação esquemática do modelo do reservatório linear.

A equação diferencial que representa o esquema do modelo do reservatório linear (Figura 2.3) é:

$$I(t) - O(t) = K \cdot \frac{\partial O(t)}{\partial t} \quad (3)$$

sendo I a intensidade de precipitação útil O o caudal do escoamento superficial directo na secção de jusante da bacia. O modelo do reservatório linear representa adequadamente o armazenamento de pequenas bacias urbanas. O coeficiente de armazenamento K toma valores na ordem dos 0.6 a 0.7 do tempo de concentração da bacia.

Os modelos hidrológicos são geralmente conhecidos como agregados ou contínuos. Segundo Tucci (1998), um modelo contínuo aborda a bacia de drenagem como uma unidade, determinando-se os hidrogramas de cheia a partir da equação da continuidade desprezando a equação da conservação da quantidade do movimento. Nos modelos de armazenamento são exemplos o modelo de Muskingum (do qual o modelo do reservatório linear é um caso particular) e o de Muskingum-Cunge.

O modelo de Muskingum é regido pela seguinte equação de armazenamento:

$$S(t) = K \cdot \{X \cdot I_0(t) + [1-X]O(t)\} \quad (4)$$

onde S(t) é o armazenamento no trecho,  $I_0(t)$  o caudal afluente ao trecho, O(t) o caudal efluente do trecho, K o coeficiente de armazenamento e X o factor de ponderação.

As relações para obtenção do armazenamento podem ser estabelecidas com base numa forma empírica através de coeficientes de ajuste ou numa base mais fundamentada usando modelos conceptuais (Muskingum e Muskingum-Cunge). O factor de ponderação X representa a importância relativa entre o caudal afluente e o caudal efluente no cálculo do armazenamento. Pode variar entre 0 e 0.5, sendo que para cursos de água naturais assume valores entre 0 e 0.3. Para o caso do reservatório linear, descrito anteriormente, o factor X toma o valor de 0 porque o armazenamento depende unicamente do caudal efluente.

Os valores dos coeficientes de Muskingum podem ser estimados a partir de uma malha de diferenças finitas no espaço representante da geometria do canal. Este método é designado por método de Muskingum-Cunge. De acordo com Tucci (1998) a expressão da continuidade e a equação de armazenamento de Muskingum (Equação(4)) após aplicação de uma expansão da série de Taylor na primeira expressão e diferenciação da expressão de armazenamento, as duas equações são expressas em função de K e X:

$$K = \frac{\Delta x}{V_p} \quad (5)$$

$$X = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{Q_{ref}}{s \cdot V_p \cdot B_s \cdot \Delta x} \right) \quad (6)$$

em que  $Q_{ref}$  é o caudal de referência,  $\Delta x$  é o comprimento do passo de cálculo segundo a direcção do escoamento,  $B_s$  é a largura superficial da secção transversal do escoamento,  $s$  é o declive do trecho e  $V_p$  é a velocidade de propagação da onda.

## 2.3. Modelação Hidráulica

### 2.3.1. Introdução

Num estudo de modelação de drenagem urbana é fundamental o conhecimento das equações hidráulicas que transmitem a forma de propagação do escoamento na rede de drenagem. Os dois tipos de escoamento em estudo são: escoamento com superfície livre, quando a água estiver em contacto com o exterior à pressão atmosférica; e escoamento em pressão ou pressurizados, quando a água é confinada dentro de uma secção fechada em pressão. Os modelos hidráulicos, também conhecidos por modelos fisicamente baseados, são geralmente distribuídos, isto é, permitem a divisão de uma bacia hidrográfica em sub-bacias menores (Tucci *et al.*, 1995).

### 2.3.2. Escoamentos com superfície livre

O conjunto de equações frequentemente utilizado para representar escoamentos com superfície livre são as equações de Saint Venant (1871), concebidas pelo matemático francês Saint Venant. Estas equações formam um sistema não linear de equações, designadas por equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento, que na maioria dos casos não podem ser resolvidas analiticamente. Estas equações têm origem da integração das equações de Navier Stokes assumindo algumas simplificações (Mendes, 2001):

- O fluido é considerado incompressível e homogéneo;
- Ao longo de cada secção transversal, a distribuição de velocidades é uniforme e a superfície livre é horizontal, sendo o escoamento unidimensional;
- A distribuição de pressões é considerada hidrostática;
- Os efeitos do atrito de fundo e da turbulência são incorporados através de leis de resistência;

- A inclinação média do canal é pouco significativa.

As equações são formadas por duas variáveis dependentes (área da secção transversal e caudal) e duas variáveis independentes (distância longitudinal e tempo). As equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento, (7) e (8), respectivamente, estão apresentadas na sua forma conservativa.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (7)$$

$$\underbrace{\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t}}_{\text{aceleração local}} + \underbrace{\frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right)}_{\text{aceleração convectiva}} + \underbrace{g \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{pressão}} = g \left( \underbrace{s}_{\text{declive leito}} - \underbrace{J}_{\text{atrito}} \right) \quad (8)$$

em que, A e Q são, respectivamente, a área da secção transversal e o caudal, x e t a direcção longitudinal e o tempo, h a profundidade do escoamento, s, declive do leito na direcção x, J representa o atrito na direcção x e g a aceleração da gravidade.

De acordo com o tipo de escoamento que se pretende estudar, precisão do cálculo e tempo computacional, podem ser desprezados alguns dos termos na Equação (8), mantendo-se sempre a equação da continuidade. Na Tabela 2.1 são apresentados os modelos de cálculo do escoamento, avaliados para uso no presente trabalho, com as diversas simplificações possíveis para a Equação (8).

Tabela 2.1– Modelos de cálculo baseados nas equações de Saint Venant (adaptado de Melo (2011)).

Modelo de Cálculo do escoamento	Termos da equação da conservação da quantidade de movimento				
	Aceleração local	Aceleração convectiva	Forças de pressão	Forças de gravidade	Forças de atrito
Modelo de onda dinâmica	✓	✓	✓	✓	✓
Modelo cinemático	✗	✗	✗	✓	✓
Modelo reservatório	✗	✗	✗	✗	✗

O modelo de escoamento da onda dinâmica integra todos os termos da equação da quantidade de movimento, incluindo assim todos os efeitos básicos da hidrodinâmica: efeito de

propagação de ondas dinâmicas para jusante e para montante, efeitos de amortecimento, atraso e deformação nas variações de caudal e altura do escoamento ao longo dos colectores e perdas nas entradas e saídas das condutas. Teoricamente, este modelo gera resultados mais precisos, uma vez que simula com maior exactidão o escoamento.

O modelo de onda cinemático é caracterizado por um modelo mais simples, também representado pela expressão de Manning-Strickler. Neste modelo apenas são considerados os termos da gravidade e atrito e as ondas propagam-se com velocidade constante não sofrendo atenuação (amortecimento). Este modelo é inadequado para regimes lentos (casos em que os efeitos de jusante têm de ser contabilizados) (Butler e Davies, 2011).

O modelo mais simples de representar o escoamento com superfície livre é o modelo reservatório, no qual só é considerada a equação da continuidade, desprezando qualquer efeito da equação da conservação da quantidade de movimento. Desta forma, o modelo só tem em conta os efeitos de armazenamento e respectiva atenuação. Por uma questão de simplicidade e rapidez de cálculo, os modelos de reservatório também são utilizados em estudos hidrológicos, fornecendo resultados bastante aceitáveis nos casos em que os efeitos de jusante são desprezáveis. A equação da continuidade pode ser descrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = I_0 - O + q_l \cdot dx \quad (9)$$

em que  $S$  é o volume de armazenamento (apresentado na Equação (4)),  $I_0$  o caudal afluente,  $O$  o caudal efluente e  $q_l$  o caudal de percurso.

### 2.3.3. Escoamentos em pressão

Os escoamentos em pressão são caracterizados pelas equações clássicas do golpe de aríete que podem obter-se a partir das equações de Navier-Stokes considerando as seguintes hipóteses simplificativas (Lopes, 2011 ou Larock *et al.*, 2000):

- A distribuição de pressões é hidrostática (as linhas de corrente não têm curvatura acentuada);
- O caudal lateral é nulo;
- A conduta tem um comportamento elástico e linear;
- A velocidade de escoamento é uniforme ao longo da secção transversal da conduta;
- O escoamento é gradualmente variado;
- A perda de carga é aproximada pelas leis de resistência do regime permanente;
- O líquido é incompressível e homogéneo.

Aplicando as hipóteses simplificativas, o sistema de equações que caracteriza o modelo em pressão é o seguinte:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (10)$$

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial H}{\partial x} = g(s - J) \quad (11)$$

em que, as variáveis dependentes são a altura piezométrica e o caudal (H,Q), as variáveis independentes são a distância longitudinal e o tempo (x,t) e c é a celeridade de ondas de pressão (equação(12)) definida por Chaudhry (2008).

$$c^2 = \frac{k_e}{\rho \left( 1 + \frac{k}{E} \psi \right)} \quad (12)$$

onde  $\rho$  é a massa volúmica do fluido,  $k_e$  é o módulo de elasticidade, E o módulo de Young de elasticidade das paredes da conduta e  $\psi$  um parâmetro adimensional que entra com os constrangimentos da conduta.

Na Equação (12) verifica-se que o termo da celeridade é dependente das propriedades elásticas da conduta. No caso de condutas rígidas,  $\psi$  é igual a 0, no caso de condutas elásticas de paredes finas,  $\psi = D/e$  sendo D o diâmetro da conduta(Chaudhry, 2008).

A Equação (11) difere da Equação (8) no termo do atrito. Este termo é substituído pela equação de Colebrook-White, válida para zonas de transição do escoamento laminar a puramente turbulento no diagrama de Moody. Este pode ser aproximado com menos precisão através das equações de Chezy-Manning (Leandro, 2008).

#### 2.3.4. Método da Fenda de Preissmann

Num sistema de drenagem é cada vez mais comum que os colectores operem em pressão e não como canais com superfície livre. Por uma questão de funcionalidade e rentabilidade, o dimensionamento dos sistemas de drenagem é feito para pequenos períodos de recorrência (20 ou 40 anos). No entanto, quando ocorrem eventos extremos de precipitação e de escoamento, teoricamente muito superiores aos máximos dimensionados, os colectores entram em pressão, levando a que o escoamento se processe no sentido inverso, isto é, da rede de colectores para a superfície.

A passagem do escoamento com superfície livre para o escoamento em pressão dentro das condutas, por uma questão de simplicidade, deve ser regido pelo mesmo conjunto de equações. Para tal, Preissmann introduziu o conceito de *Fenda de Preissmann* que consiste na introdução de uma abertura imaginária na parte superior de um colector quando a sua capacidade máxima é atingida. Esta abertura imaginária é usada de forma a não aumentar a secção do escoamento nem o respectivo raio hidráulico, assegurando cálculos estáveis sem afectar significativamente a precisão. A largura da fenda ( $B_{fenda}$ ) é calculada pela Equação (13).

$$B_{fenda} = g \frac{A}{a^2} \quad (13)$$

onde  $A$  é a área transversal da conduta em secção cheia,  $g$  o valor da aceleração da gravidade e  $a$  é a celeridade da onda do golpe de aríete.

Segundo Lopes (2011), na simulação do escoamento em condutas em pressão, a largura da fenda de Preissmann apresenta bons resultados quando assume valores inferiores a  $10^{-4}$  m e valores de celeridade entre 20 e 40 m/s.

## 2.4. Modelo Numérico SWMM

### 2.4.1. Apresentação geral do SWMM

O SWMM, Storm Water Management Model (Modelo de Gestão de Drenagem Urbana), é um modelo dinâmico de simulação de sistemas de drenagem urbana desenvolvido pela EPA (Environmental Protection Agency), em 1971 (Rossman, 2010). Este software tem como principal objectivo a simulação hidrológica e hidráulica de sistemas de drenagem urbana (sistemas separativos ou unitários). É o programa comercial mais detalhado para estudos de águas pluviais, pois permite uma boa gestão ao nível das infra-estruturas dos sistemas de drenagem de forma a melhorar a sua operação e manutenção. O SWMM acompanha a evolução da quantidade e qualidade de água dentro de cada sub-bacia, assim como a altura de escoamento e qualidade de água em cada colector durante o período de simulação.

Segundo o manual do SWMM (Rossman, 2010) as aplicações típicas são:

- Concepção e dimensionamento de componentes da rede de drenagem para controle de inundações;
- Dimensionamento de estruturas de retenção para controle de inundações;
- Delimitação de zonas inundáveis em leitos naturais;

- Concepção e estratégias para controle de transbordamento de sistemas unitários e mistos;
- Avaliação do impacto de infiltrações.

#### 2.4.2. Componentes do SWMM

De acordo com o próprio manual do SWMM (Rossman, 2010), a forma de simulação do comportamento de um sistema de drenagem pode ser dividido em quatro blocos principais:

**Bloco atmosférico**, a partir do qual analisa a precipitação e os poluentes depositados sobre o solo. O SWMM utiliza um pluviómetro para representar a precipitação no sistema.

**Bloco do escoamento superficial**, caracterizado pelas sub-bacias, recebe a precipitação proveniente do bloco atmosférico, sob a forma de chuva. Geram-se caudais de saída, em forma de infiltração para o bloco de água subterrânea e em forma de escoamento superficial para o bloco de transporte.

**Bloco de água subterrânea**, recebe o bloco do escoamento superficial e transfere uma parte do escoamento para o bloco de transporte. O bloco de água subterrânea é modelado através da introdução de aquíferos no sistema.

**Bloco de transporte**, contém uma rede de drenagem (colectores, caixas de visita, bombas) e unidades de armazenamento que transportam a água até aos canais de descarga e estações de tratamento. Os caudais de entrada neste bloco podem ser definidos pelo utilizador através de hidrogramas, provenientes do escoamento superficial ou caudais de águas residuais. Os componentes do bloco de transporte são os nós e os trechos.

Dependendo do caso de estudo não estão necessariamente todos os blocos envolvidos em simultâneo. Pode possuir-se apenas o bloco de transporte caso seja utilizado, por exemplo, como objecto de entrada hidrogramas previamente definidos.

A cada bloco descrito anteriormente correspondem objectos físicos, caracterizadores das infra-estruturas existentes, utilizados de forma organizada e funcional nos sistemas de drenagem de águas pluviais e residuais domésticas. Na Figura 2.4 é feita a representação de um modelo de um sistema de drenagem, sendo seguidamente descritos os objectos utilizados no modelo em estudo.

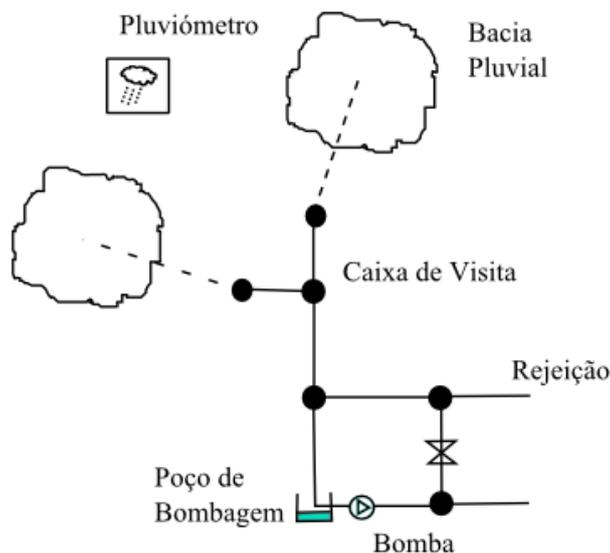


Figura 2.4 – Modelo de um sistema de drenagem.

### Pluviómetro (Rain Gages)

O objecto pluviómetro permite colocar no modelo a precipitação que ocorre sobre uma bacia hidrográfica definida na região de estudo. Os dados de precipitação podem ser introduzidos pelo usuário através de uma série temporal de dados ou através de um ficheiro externo ao programa. A informação necessária num pluviómetro no modelo é a seguinte:

- Tipo de dados de precipitação (intensidade de precipitação, volume, entre outros);
- Intervalo de tempo de dados (por exemplo, intervalos de 15 minutos);
- Origem da série temporal (série temporal ou de arquivo externo).

### Bacia Pluvial (Subcatchments)

As bacias pluviais são unidades hidrológicas de terreno cuja topografia de terreno conduzem o escoamento para um único ponto de descarga. O SWMM considera que as bacias se dividem em sub-bacias permeáveis e impermeáveis. As sub-bacias permeáveis dividem-se em sub-áreas permeáveis com armazenamento e sem armazenamento e as sub-bacias impermeáveis em sub-áreas com armazenamento.

Em acontecimentos pluviosos a precipitação é armazenada e o escoamento superficial inicia-se quando a capacidade de armazenamento é excedida. O escoamento superficial irá ser encaminhado para os pontos de entrada da rede de drenagem.

### **Caixas de visita (Junctions)**

No sistema de drenagem as caixas de visita são nós. As afluições entram no sistema através das caixas de visita e o excesso de água nelas traduz o sistema em carga.

### **Colectores (Conduits)**

Os colectores são representados por linhas entre nós. O SWMM possui várias geometrias definidas, desde condutas abertas e fechadas a canais com geometria irregular. Aplica-se a equação de Manning (Equação (14)) no colector para expressar a relação entre o caudal (Q), raio hidráulico ( $R_h$ ) e a perda de carga continua na conduta (J) tanto para canais abertos como para colectores fechados.

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R_h^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (14)$$

onde n é o coeficiente de Manning.

### **Reservatório (Storage Units)**

Os reservatórios são nós no sistema com capacidade para armazenar determinados volumes de água. Normalmente os reservatórios estão situados entre o nó onde termina um colector e uma estação elevatória. As principais características do reservatório são a cota de soleira, afluições e forma geométrica do reservatório.

### **Ponto de rejeição (Outfall)**

Os pontos de rejeição são as saídas de caudal de um sistema de drenagem, ou seja, são nós terminais do sistema que permitem definir as condições de fronteira entre a descarga e o meio receptor, com base no método dinâmico para propagação do escoamento. Para outros métodos de propagação do escoamento os pontos de rejeição funcionam como caixas de visita. No SWMM apenas é possível unir uma linha com um ponto de rejeição.

### 2.4.3. Métodos computacionais no SWMM

#### Escoamento Superficial

O escoamento superficial no SWMM é modelado através do modelo de reservatório não linear. Conforme descrito na Secção 2.3.2 este modelo apenas tem em conta a equação da continuidade. Os caudais afluentes a cada sub-bacia são provenientes da precipitação e de outras sub-bacias a montante e os caudais efluentes são devidos à infiltração, evaporação e escoamento superficial.

A Figura 2.5 representa o modelo hidrológico usado no SWMM:

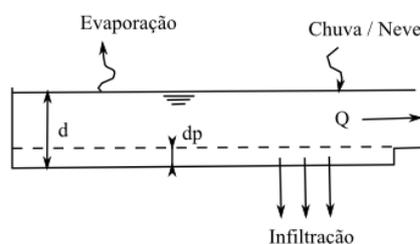


Figura 2.5 – Modelo hidrológico do software SWMM.

No modelo hidrológico SWMM o escoamento superficial por unidade de área “Q” ocorre somente quando a profundidade de água neste reservatório excede o valor máximo do armazenamento “ $d_p$ ”. A altura de água no reservatório “d” na sub-bacia é calculada através da resolução do balanço hídrico.

As perdas de precipitação para o escoamento superficial definidas como a diferença entre a precipitação total e a precipitação útil foram abordadas na Secção 2.2. Para o cálculo da precipitação útil recorre-se aos modelos descritos na Secção 2.3.2 e aos modelos de infiltração. No SWMM os modelos de infiltração são: Modelo de Horton, Modelo de Green-Ampt e Modelo do Soil Conservation Service. O modelo utilizado no presente trabalho é o Modelo Horton, pelo que seguidamente se faz uma breve descrição.

O Modelo de Horton baseia-se em observações empíricas, mostrando que a infiltração decresce exponencialmente desde o valor inicial máximo até um certo valor mínimo ao longo do evento da chuva. Os parâmetros de entrada são as taxas de infiltração máximas e mínimas, coeficiente de decaimento para descrever a rapidez com que a infiltração decresce ao longo do tempo e o tempo que um solo completamente saturado se torna seco.

### **Escoamento na rede de colectores**

O escoamento na rede de colectores no software SWMM é regido pelas equações de Saint Venant (equação da continuidade e equação da conservação da quantidade de movimento). Com base nas equações de Saint Venant, definem-se vários modelos de propagação de escoamento na rede de colectores, simplificados ou completos, de acordo com o tipo de análise pretendida. Os modelos usados pelo SWMM são: Modelo do Reservatório, Modelo Cinemático e Modelo Dinâmico (todos descritos na Secção 2.3.2).

No presente trabalho o modelo utilizado foi o Modelo Dinâmico, uma vez que resolve as equações da continuidade e da conservação da quantidade de movimento completas, dando teoricamente resultados mais precisos. Este modelo tem a capacidade de representar não só o escoamento com superfície livre, mas também em pressão. Para os escoamentos em pressão o software utiliza o método da *Fenda de Preissmann* (Secção 2.3.4).

O Modelo Dinâmico pode levar em conta o armazenamento nos colectores, o ressaltado hidráulico, as perdas nas entradas e saídas dos colectores. Este modelo pode ser aplicado a qualquer rede de drenagem.

#### **2.4.4.Exemplos computacionais no SWMM**

Na presente secção são apresentados estudos de redes de drenagem reais utilizando o software SWMM. Para os diversos casos de estudo são apresentados diferentes simulações para cada rede de drenagem. São avaliados os pontos fortes e fraquezas em relação aos estudos onde são comparados os dados de campo e os resultados das simulações.

Para um estudo de uma rede de drenagem real, representada num modelo SWMM, deve-se proceder sempre à sua calibração. Num estudo de Barco *et al.* (2008) foi elaborado um estudo para a calibração de um modelo SWMM numa grande bacia hidrográfica, situada na parte oeste de Los Angeles. A rede de drenagem era constituída por 500 condutas e 2500 nós. Os parâmetros de calibração utilizados no modelo foram: impermeabilidade do solo em cada sub-bacia, altura de escoamento superficial, coeficiente de armazenamento de cada sub-bacia e coeficiente de rugosidade de Manning no sistema enterrado. Foi desenvolvido um método iterativo para calibrar o modelo usando funções de ponderação e foram testados diversos hidrogramas. Foi feita uma análise de sensibilidade em relação a todos os parâmetros colocados para a calibração. A análise de sensibilidade mostrou que o diâmetro da conduta e o coeficiente de rugosidade de Manning são os parâmetros que mais influenciam o escoamento total e o caudal de pico. Quando comparados os dados de campo com os dados do SWMM

verificou-se que a impermeabilidade estimada a partir do levantamento do solo não era suficientemente alta para gerar o escoamento superficial observado.

No estudo de Cambez *et al.* (2008), foi realizado um estudo em SWMM de um sistema de drenagem localizado em Odivelas. A rede foi dividida em três partes sendo que uma delas intercepta com o sistema de drenagem de Caneças Para proceder à calibração do modelo foi medido e introduzido o caudal na secção de saída do sistema de drenagem de Caneças, assim como a impermeabilização do solo. A calibração foi feita para quatro eventos de precipitação. A simulação pretendida era para 4 meses, contudo o SWMM não autoriza retornando uma mensagem de erro. Como tal, as simulações foram feitas mensalmente. As áreas impermeáveis foram introduzidas com base no levantamento da ocupação do solo. O escoamento gerado pelo modelo foi muito superior ao medido, tal como aconteceu no estudo descrito anteriormente. As únicas perdas utilizadas pelo SWMM para áreas impermeáveis são as perdas por armazenamento, que não eram suficientes para a redução do caudal necessário para a calibração do modelo. Foi então introduzido uma solução que passou por multiplicar todas as áreas impermeáveis por um coeficiente de redução hidrológico, conseguindo assim bons resultados no modelo. Os coeficientes de Manning utilizados para as áreas impermeáveis foram de  $0.011 \text{ s.m}^{-1/3}$  e para as condutas de  $0.014 \text{ m.s}^{-1/3}$ .

Nestor *et al.* (2014) realizou um estudo para calibração do modelo precipitação-escoamento em bacias urbanas para avaliação da gestão de águas pluviais. O seu estudo de caso foi na bacia hidrográfica de Cincinnati, Ohio com uma área de  $6.77 \text{ km}^2$  e cujo clima se classifica como húmido. A bacia hidrográfica foi dividida em 316 sub-bacias, sendo a rede de drenagem enterrada constituída por condutas em betão e 561 caixas de visita. As superfícies impermeáveis directamente ligadas ao sistema de drenagem constituem 25.6% da área total em estudo. Através de medições realizadas no terreno obtiveram uma altura média de precipitação anual de 1.067 m. Para proceder à calibração introduziram elementos referentes a eventos de precipitação registados durante 9 meses. Introduziram no SWMM um evento máximo de precipitação com 136.4 mm e um evento mínimo com 0.3 mm. Com a calibração do modelo e posteriores ensaios, os autores chegaram à conclusão que aparentemente a rugosidade do sistema à superfície não depende só do material do solo, mas também é afectada por condições de humidade e intensidade de precipitação antecedente. Em relação a testes de sensibilidade o modelo não mostrou sensibilidade em relação a parâmetros de infiltração do solo.

Num estudo de caso numa grande bacia hidrográfica urbana é importante à partida a discretização da mesma, de forma a originar uma análise mais simples. Sun *et al.* (2014) estudaram qual a influência da discretização de uma bacia hidrográfica nos resultados do modelo. No estudo foram usadas dois tipos de discretização: um modelo contendo um número

mínimo de discretizações de forma a reter as propriedades originais da rede enterrada; um modelo em que cada sub-bacia foi definida por um único tipo de solo. Foram estudadas duas bacias hidrográficas com áreas de 46.76 ha e 17.75 ha, ambas com as duas discretizações possíveis. Para ambas as bacias foram introduzidas as áreas permeáveis e impermeáveis e procederam à calibração e validação do modelo. Foram introduzidos os eventos de precipitação, coeficientes de rugosidade de Manning e coeficientes de armazenamento. Depois de todas as simulações e pela comparação de resultados entre os dois modos de discretização em estudo verificaram que a forma como a bacia hidrográfica é discretizada teve um impacto significativo nos resultados da simulação, pois os parâmetros introduzidos na calibração mostram sensibilidade em relação à discretização. Constataram que os resultados com uma incerteza mais reduzida foram referentes ao primeiro tipo de discretização, podendo assim ser suficiente um número mínimo de discretização para conseguir simulações com resultados aceitáveis.

Um estudo também importante feito no software SWMM é a elaboração de técnicas de retenção de águas pluviais em superfícies impermeáveis. Como já referido, o excesso de volume de águas pluviais em áreas impermeáveis pode levar à incapacidade de resposta do sistema enterrado, provocando problemas de inundações. Segundo Aad *et al.* (2010) está provado que o escoamento superficial em áreas impermeáveis directamente ligado ao sistema enterrado é o que causa maiores problemas. Controlar o escoamento na origem e desconectar a área impermeável ao sistema enterrado é uma maneira de reduzir os problemas. Isto é conseguido com a implementação de tecnologias de detenção especializados para a redução do escoamento superficial. O estudo de Aad *et al.* (2010) baseia-se na implementação de novas técnicas de modelação que consistem na implementação de bacias de retenção superficiais em jardins e bacias de detenção enterradas. Foram feitas simulações num modelo constituído por uma área totalmente impermeável com uma área de 154 m<sup>2</sup> que escoava para uma bacia de detenção com área de 0.31 m<sup>2</sup> e 13 m de altura. Foram introduzidos vários eventos de precipitação para a bacia de retenção superficial e enterrada. A bacia superficial teve a melhor resposta na redução do caudal de pico verificando uma redução de 38% no volume de água total. Numa segunda análise a área da bacia superficial foi multiplicada por três, não verificando qualquer impacto sobre o sistema enterrado. Concluíram que para implementação de uma bacia de retenção esta deve ser cerca de 15% da área da superfície impermeável.

#### 2.4.5. Melhoramento dos métodos computacionais no SWMM

Ao simular no SWMM uma rede de drenagem existente é necessária a introdução das características reais da rede no modelo. Para a devida calibração da rede são introduzidos os parâmetros de perdas de carga nas singularidades e ao longo dos colectores, assim como perdas iniciais, intensidade de infiltração no solo e o coeficiente de rugosidade das condutas. Em vários estudos realizados é evidente a necessidade de saber qual o valor das perdas de carga localizadas para obter resultados reais em modelos SWMM. De seguida são descritos estudos onde foram analisadas as perdas de carga localizadas.

Marsalek (1984) estudou as perdas de carga localizadas entre caixas de visita e colectores, para diferentes geometrias de caixas de visita. Utilizou caixas de visita rectangulares com dimensões internas de 0.344x0.344x0.620 [m] (largura x comprimento x altura) e circulares com um diâmetro interno de 0.293 m. O colector tinha um diâmetro interno de 152 mm.

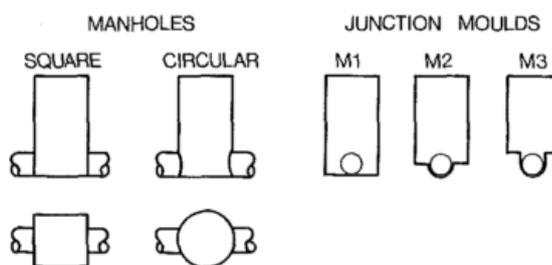


Figura 2.6 – Geometrias de caixas de visita estudadas (Marsalek (1984)).

Para diversos caudais na instalação foram medidas as perdas de carga na passagem das caixas de visita, verificando-se que para caixas de visita quadradas as perdas de carga são superiores às perdas de carga nas caixas circulares. Tanto as caixas de secção circular como quadrada apresentam perdas de carga maiores para junções do tipo M1 e perdas de carga menores para junções M3. A média dos valores referentes ao coeficiente de perda de carga em caixas de visita circulares para M1, M2 e M3 são 0.208, 0.157 e 0.121, respectivamente. Na configuração M1 existe uma contracção da veia líquida na saída da caixa que não se verifica nas outras duas junções, provocando uma maior perda de carga na passagem. Para a caixa de visita do tipo M1 também foi analisada a perda de carga em função da divisão da altura de água na caixa pelo diâmetro da conduta. Para uma altura de água na caixa igual ao diâmetro da conduta tem-se um coeficiente de perda de carga igual a 0.120.

Pedersen e Mark (1990) analisaram as perdas de carga experimentalmente para caixas de secção circular com configuração M1, M2 e M3. Para essas configurações foram relacionados os coeficientes de perda de carga nas singularidades com a divisão da altura de água na caixa de visita pelo diâmetro do colector. A análise foi feita para uma instalação experimental

constituída por um colector com 90 mm de diâmetro sujeita a caudais entre 4 e 8 l/s. O valor máximo da divisão utilizado foi de 6.0 nos três tipos de caixas de visita. Para cada uma das configurações foram obtidos os valores de  $k$  entre 0 e os seguintes máximos: 1.0, 0.32, 0.15

No estudo de Saiyudthong e Guymer (2005) são apresentadas perdas de carga na passagem de caixas de visita de secção circular situadas entre colectores com ângulos de  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $90^\circ$  entre si. Foram feitos ensaios com caudais entre 2 e 6 l/s e verifica-se que para ângulos de  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $90^\circ$  os coeficientes de perda de carga experimentais são 0.51, 2.22, 2.02, 1.97 respectivamente.

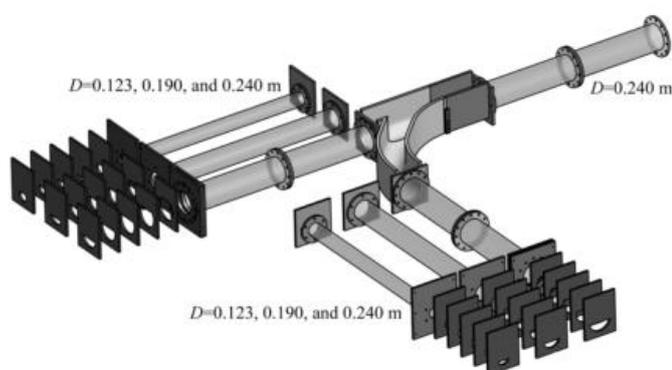


Figura 2.7 – Modelo para avaliação das perdas de carga nas caixas de visita (Pfister *et al.* (2014)).

Pfister *et al.* (2014) analisaram as perdas de carga na ligação de caixas de visita entre colectores com diversos diâmetros e com ângulos de  $45^\circ$  e  $90^\circ$  entre si. O colector de saída da caixa tem um diâmetro de 0.240 m e na entrada da caixa foram testados diâmetros de 0.123 m, 0.190 m e 0.240 m. Todos os ensaios feitos foram com escoamentos com superfície livre. Obtiveram-se coeficientes de perda de carga para a entrada e saída da caixa de visita para os ângulos de  $45^\circ$  e  $90^\circ$ . Para um ângulo entre colectores de  $45^\circ$  obtiveram-se para a entrada e saída da caixa coeficiente de perda de carga de 0.25 e 0.35, respectivamente. Para um ângulo de  $90^\circ$  os coeficientes de perda de carga foram de 0.30 e 0.25 na entrada e saída da caixa de visita. Para um maior ângulo formado entre colectores as perdas de carga na entrada da caixa de visita tendem a ser maiores e na saída tendem a ser menores.

Num estudo de David *et al.*(2011), realizado em Penalva no município do Barreiro, foi feito um diagnóstico do actual sistema de drenagem utilizando diferentes modelos hidrológicos e analisada uma hipótese futura resultante do desenvolvimento de uma nova área urbanizada com cerca de 100 ha. Neste estudo, desenvolvido em SWMM, foram redimensionados todos os elementos constituintes do sistema de drenagem e feitas análises de sensibilidade em

relação aos parâmetros de projecto. Foram estudadas bacias de detenção para o local e possíveis estruturas para dissipação de energia ou retenção de sedimentos. Nas simulações realizadas concluiu-se que haveria inundações em pontos baixos no concelho vizinho de Palmela, levando à decisão de desviar uma área de drenagem de 20 ha para o sistema de Penalva. Foram implementadas 5 bacias de detenção em que na sua entrada existem dispositivos de dissipação de energia (canais com degraus). Para a saída das bacias de detenção foram feitas várias simulações com diferentes coeficientes de perda de carga de forma a avaliar o desempenho do sistema para cada caso. Com o aumento excessivo do coeficiente de perda de carga o sistema poderá entrar em sobrecarga e levar mesmo a inundações. O coeficiente de perda de carga adoptado no final foi de 0.75.

Carvalho *et al.* (2013) estudaram o comportamento da instalação experimental DD-MLE, também utilizada na presente dissertação, em situações de regimes permanentes e variáveis. Em ambas as análises foram retiradas as perdas de carga localizadas nas singularidades de acordo com diversos caudais. Em regime de escoamento variável foram testados três tipos de hidrogramas com diferentes configurações de abertura de válvulas. A primeira configuração tem aberturas de válvulas igual às usadas no presente estudo ( $V3=100\%$  e  $V5=0\%$ ) e na outra configuração a válvula  $V5$  está totalmente aberta e  $V3=20\%$ . Nos três tipos de hidrogramas testados (Figura 2.8) foram adquiridos os caudais na entrada e saída da instalação e perdas de carga na saída da caixa de visita.

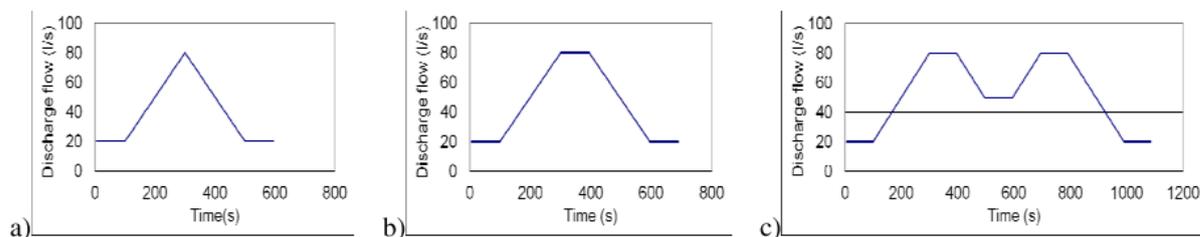


Figura 2.8 – Hidrogramas testados para o estudo do escoamento em regime permanente (Carvalho *et al.* (2013)).

Com a primeira configuração verifica-se que no hidrograma c) os valores das alturas piezométricas no segundo patamar são superiores às do primeiro. Esta situação já não se verifica na segunda configuração, porque o excesso de caudal é desviado para o canal superior através da válvula  $V5$ . A diferença das alturas piezométricas medidas é menor nas partes ascendentes e descendentes dos hidrogramas. Com a segunda configuração obtêm-se maiores alturas piezométricas na caixa de visita.

## 3. METODOLOGIA

### 3.1. Metodologia Experimental

#### 3.1.1. Descrição da instalação experimental

A instalação experimental DD-MLE usada no presente trabalho, localiza-se no laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (DEC). Está situada no piso 4 e inserida no circuito hidráulico do laboratório onde se encontra um reservatório metálico com capacidade de 32 m<sup>3</sup> a montante da instalação. Este reservatório, por sua vez, é abastecido por um reservatório principal, com capacidade de 56 m<sup>3</sup>, situado no piso inferior. A adução é realizada com recurso a quatro grupos de bombas em paralelo, todas elas munidas com uma válvula de retorno, que bombeiam a água para o reservatório metálico através de uma conduta em ferro fundido com 350 mm de diâmetro. Na Figura 3.1 é apresentada a instalação experimental DD-MLE.



Figura 3.1 - Instalação experimental DD-MLE.

Toda a instalação é controlada por um sistema SCADA (Supervision Control And Data Acquisition) que permite remotamente abrir e fechar válvulas e controlar o regime de bombeamento de cada grupo. O sistema é mostrado esquematicamente na Figura 3.2, onde podem ser visualizadas as válvulas importantes para o presente trabalho (V2, V3 e V4).

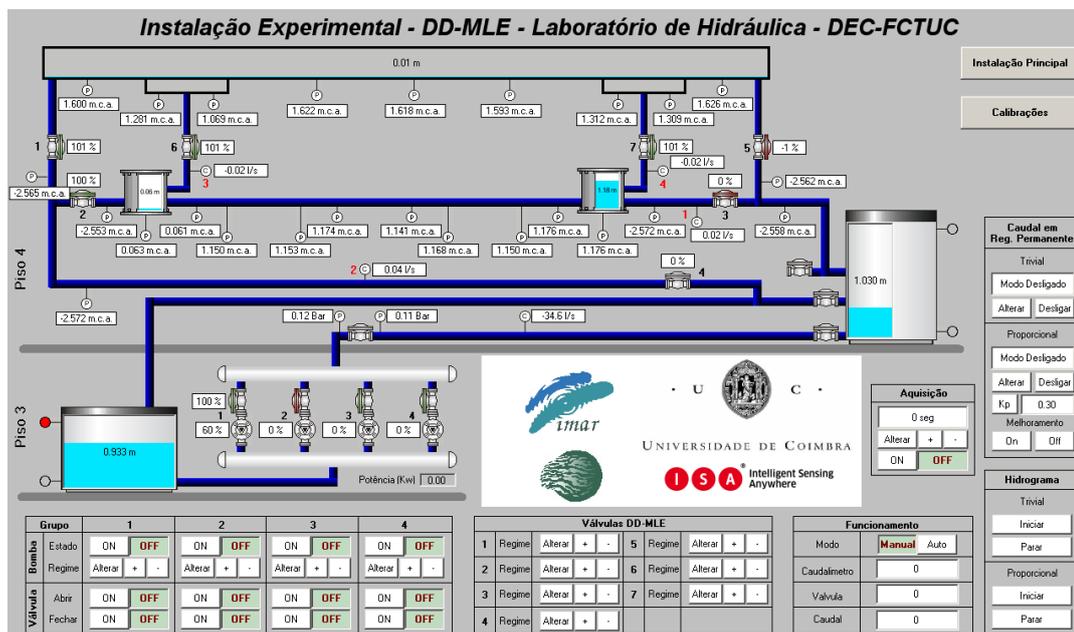


Figura 3.2-Esquema da instalação DD-MLE.

A alteração do regime de bombeamento implica a alteração da frequência e velocidade de rotação das bombas, e fazendo variar cada uma entre os 30% e os 100%, conseguem-se obter caudais aproximadamente entre 10 l/s e 145 l/s.

Os quatro grupos electro-bomba apresentam um ponto óptimo de rendimento para um caudal de 27,78 l/s e altura de elevação de 48 m. O caudal máximo elevado por cada bomba é de 38,89 l/s, com uma altura de elevação de 36 m (Santos, 2008).

A instalação DD-MLE propriamente dita, é constituída por duas caixas de visita, uma em polipropileno (Figura 3.3) e outra em acrílico (Figura 3.4), ambas com 1 m de diâmetro. Estas são ligadas por um colector de acrílico com 10 m de comprimento e 300 mm de diâmetro com 6 mm de espessura, simulando um sistema de drenagem enterrado. O circuito da instalação contém diversas válvulas de seccionamento do tipo borboleta, localizadas a montante e a jusante das duas caixas de visita e do canal, vários medidores de caudal (Figura 3.5), também eles localizados no início e no fim da instalação, e dois transdutores de pressão (Figura 3.6). O caudal na instalação pode ser também controlado e monitorizado com o SCADA, definindo ângulos de fecho para as válvulas e verificando o valor de caudal pretendido nos caudalímetros.



Figura 3.3 – Caixa de visita em polipropileno.



Figura 3.4 – Caixa de visita em acrílico.



Figura 3.5 – Caudalímetro de jusante da instalação experimental.



Figura 3.6 – Transdutor de pressão situado na conduta.

Os transdutores de pressão do tipo UNIK 5000, dispõem de uma precisão de 0.04% e são localizados alternadamente em três pares de pontos estratégicos: caixa de acrílico-conduta; conduta a montante-conduta a jusante; conduta-caixa de polipropileno. A aquisição de dados é realizada através do software PC200W.

### 3.1.2. Calibração dos transdutores de pressão

A calibração dos transdutores de pressão consiste na definição de uma recta que relacione a profundidade de escoamento medida pelo transdutor com a profundidade de escoamento real medida. Os transdutores foram colocados em dois pontos distintos da instalação conforme o objectivo de medida: a) um dentro da caixa de visita de acrílico e outro numa secção da conduta imediatamente após a ligação caixa-conduta; b) um no início da conduta de acrílico e outro no final da conduta; c) um no final da conduta e outro dentro da caixa de visita de

polipropileno; d) um dentro da caixa de visita de polipropileno e outro dentro da caixa de visita de acrílico.

Considerou-se o valor de referência ou zero absoluto como sendo o fundo da caixa de acrílico. Em cada calibração encheu-se a instalação até se obter na caixa de visita um nível de 1.2 m e registaram-se 12 pontos diferentes desde essa altura até à instalação ter uma profundidade na caixa de visita de 0.12 m. A caixa encontrava-se sempre com superfície livre, enquanto que a conduta estava em pressão sensivelmente para os 7 primeiros pontos. Durante toda a calibração as bombas não estavam em funcionamento e as válvulas estavam fechadas durante os 5min anteriores à leitura para deixar a água totalmente em repouso. A recta de calibração foi feita em simultâneo para a conduta e para a caixa.

### 3.1.3. Medições realizadas

As medições em regime permanente foram realizadas, alternadamente nos três pares de pontos estratégicos da instalação experimental descritos anteriormente. Para tal, escolheu-se uma gama de caudais entre os 20 l/s e 95 l/s, de forma a abranger todos os possíveis escoamentos na instalação. Inicialmente, fixando a válvula V4 com abertura de 40%, de forma a ler com mais precisão o caudal verificou-se que a primeira caixa de visita atingia a sua capacidade máxima com o caudal de 62 l/s. Para ultrapassar esta situação e adquirir uma gama de caudais mais abrangentes optou-se por uma abertura de 50% da válvula V4, chegando assim a caudais máximos de 95 l/s.

Com recurso ao sistema SCADA escolheu-se as aberturas das válvulas usadas para todos os ensaios apresentados. A válvula V3 permaneceu sempre totalmente aberta e a válvula V5, totalmente fechada. A válvula V4 assumiu valores de 40% e 50%, de acordo com a gama de caudais pretendida. O regime das bombas foi escolhido de acordo com o caudal pretendido. Em cada mudança de regime foi necessário esperar algum tempo de forma a obter um escoamento com valores estáveis. Os valores nos transdutores de pressão foram adquiridos através do sistema PC200W e SCADA, com séries de 60 valores obtidos durante um determinado intervalo de tempo.

Com as séries de valores das alturas piezométricas em cada transdutor foi possível retirar as perdas de carga à saída da primeira caixa de visita, ao longo da conduta e na entrada da segunda caixa de visita, colocando os transdutores nos pares de pontos correspondentes. A partir da perda de carga nas singularidades foi possível retirar o coeficiente de perda de carga,  $k$ , através da relação entre as perdas de carga e a altura cinética (Equação (15)) (Quintela, 2011).

$$\Delta h = k \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (15)$$

Na conduta, a partir da perda de carga ao longo do seu comprimento, obteve-se a rugosidade e factor de resistência. Este último parâmetro foi calculado utilizando a fórmula de Colebrook-White (Equação (16)) lei única para tubos comerciais circulares, válida para todos os escoamentos turbulentos. Para a aplicação desta equação é necessário saber à priori o número de Reynolds (Equação (17)) de forma a justificar a presença de escoamentos turbulentos, o que é possível calcular a partir do caudal, do diâmetro da conduta e admitindo a viscosidade cinemática igual à da água à pressão atmosférica e à temperatura de 15°C.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{e}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right] \quad (16)$$

$$Re = \frac{UD}{\nu} \quad (17)$$

em que Re é o número de Reynolds, U a velocidade do escoamento,  $\nu$  a viscosidade cinemática, e a rugosidade absoluta da conduta, f o factor de resistência do tubo, J a perda de carga unitária e D o diâmetro da conduta.

A fórmula de Colebrook-White é uma fórmula usada num processo iterativo com o objectivo de retirar o valor de “f” (coeficiente de resistência, Darcy-Weisbach), calculando anteriormente o número de Reynolds. Com o valor de “f” é obtido o valor da perda de carga unitária utilizando a Equação (18).

$$f = \frac{JD}{\frac{U^2}{2g}} \quad (18)$$

Numa segunda análise foram obtidos os valores do coeficiente de atrito através de fórmulas aplicadas a escoamentos turbulentos lisos. Foi aplicada a fórmula de Karman-Prandtl apresentada por Karman e Prandtl em 1935 (Quintela, 2011):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log \frac{Re \cdot \sqrt{f}}{2.51} \quad (19)$$

A fórmula de Karman-Prandtl tal como a fórmula de Colebrook White é iterativa para retirar o valor do factor de atrito, “f”.

Foi também obtido o valor do factor de atrito através da fórmula empírica de Blasius. Esta fórmula aplica-se a tubos lisos e traduz bem os resultados para números de Reynolds situados entre 3000 e  $10^5$  (Massey, 2002):

$$f=0.316 \cdot R_e^{-0.25} \quad (20)$$

Numa última análise calculou-se o valor de  $f$  através da fórmula monómia de tubos em PVC (Equação (21)). Nesta fórmula é retirado o valor da perda de carga continua ao longo da conduta e posteriormente retirado “ $f$ ” a partir da Equação (18).

$$Q=58.9 \cdot D^{2.69} \cdot J^{0.56} \quad (21)$$

Todos os valores do factor de atrito retirados pelas diversas fórmulas designadas foram comparados com os valores experimentais, mostrando a que melhor se ajusta ao caso em estudo.

Para os escoamentos com superfície livre foi feita uma análise em relação à rugosidade da conduta de acrílico recorrendo à fórmula de Manning-Strickler (Quintela, 2011):

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (22)$$

em que  $A$  é a área da secção molhada,  $R_h$  o raio hidráulico e  $J$  a perda de carga continua ao longo da conduta. Na aplicação desta fórmula foram retirados os valores de  $K_s$  para todos os caudais usados nos escoamentos com superfície livre. Com o valor de  $K_s$  retirou-se de seguida o valor do coeficiente de rugosidade de Manning comparando com os valores tabelados para condutas em PVC.

Foram também calculados os números de Froude no escoamento com superfície livre através da Equação (23).

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (23)$$

sendo,  $h$  a altura de escoamento e  $U$  a velocidade do escoamento.

Para o cálculo do raio hidráulico e área da secção molhada foi utilizado o procedimento apresentado e ilustrado na Figura 3.7.

$$\beta=2 \cdot \arccos \left( 1 - \frac{2 \cdot h}{D} \right) \quad (24)$$

$$A = \frac{D^2}{8} \cdot (\beta - \sin\beta) \quad (25)$$

$$R_h = \frac{D}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin\beta}{\beta}\right) \quad (26)$$

$$B = 2 \cdot \sqrt{h \cdot (D-h)} \quad (27)$$

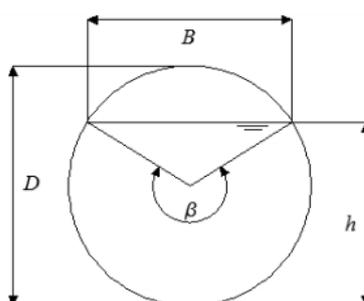


Figura 3.7 – Esquema das grandezas geométricas utilizadas para o cálculo de A,  $R_h$  e B numa secção circular.

No estudo para o escoamento em regime variável os transdutores de pressão foram colocados no fundo das duas caixas de visita. Através do programa SCADA as válvulas V4 e V5 foram fixadas com aberturas de 40% e 100%, respectivamente. Foi introduzido no programa um hidrograma trapezoidal definindo os caudais pretendidos. Através das análises realizadas anteriormente, era sabido o caudal máximo que poderia solicitar à instalação para as aberturas de válvulas escolhidas.

O programa automaticamente induziu o grupo de bombas consoante os caudais pretendidos no hidrograma, registando simultaneamente as medições dos caudalímetros e dos transdutores de pressão. Foram feitas análises comparativas entre os caudais presentes no hidrograma e os caudais registados nos caudalímetros da instalação experimental. Foram também calculadas as perdas de carga entre as duas caixas de visita para todos os caudais solicitados.

As perdas de carga foram analisadas separadamente: perdas de carga em escoamentos com superfície livre e em pressão referentes aos caudais situados nas partes ascendente do hidrograma; perdas de carga em escoamentos com superfície livre e em pressão referentes aos caudais situados nas partes descendente do hidrograma. Assim foi possível analisar as diferenças entre as perdas de carga para cada situação.

## 3.2. Modelação Numérica da Instalação Experimental

### 3.2.1. Modelo SWMM da instalação experimental

O modelo da instalação experimental foi criado no *software* SWMM, onde foram colocadas todas as características da instalação. O modelo é constituído por duas caixas de visita, representada por duas junções, duas condutas e um outfall, sendo que em todos os elementos foram introduzidas as suas características reais (Figura 3.8). Na Figura 3.9 é apresentado o perfil longitudinal do modelo da instalação DD-MLE.

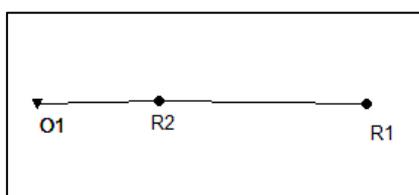


Figura 3.8 – Modelo da instalação experimental no *software* SWMM.

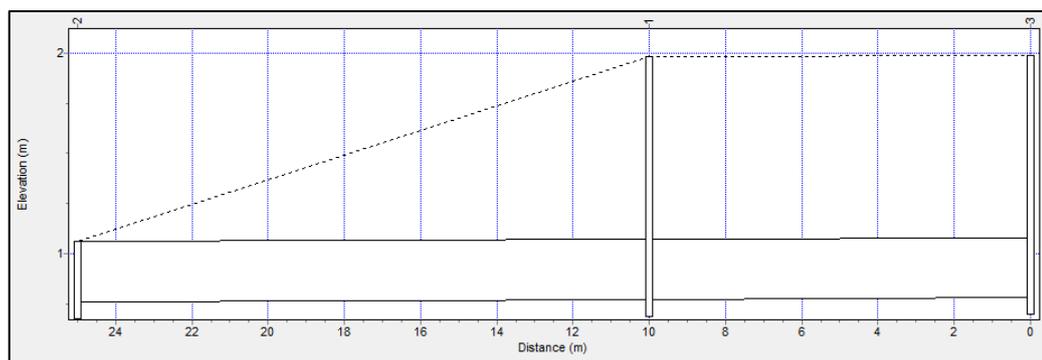


Figura 3.9 – Perfil longitudinal do modelo da instalação experimental no SWMM.

No perfil são visíveis as duas caixas de visita distanciadas de 10 m, ligadas pelo colector de acrílico com 300 mm de diâmetro. Todas as medidas colocadas no modelo correspondem aos valores reais da instalação.

Foram introduzidas séries de valores correspondentes aos caudais utilizados nos ensaios experimentais da instalação como caudais de entrada na caixa de acrílico. O modelo foi calibrado com base nos valores obtidos na instalação experimental. Durante a calibração foram ajustadas as perdas de carga nas singularidades, coeficientes de Manning da conduta de acrílico e da conduta em ferro fundido.

Foi também necessário efectuar uma correcção do comprimento do troço final. Inicialmente, a distância entre a segunda caixa de visita e o outfall era bastante inferior, o que provocava,

para escoamentos em pressão, um nível elevado nas caixas de visita que levava a atingir rapidamente a sua capacidade máxima e à diminuição do caudal que deveria chegar ao outfall. Com o comprimento real da conduta em ferro fundido estes problemas deixaram de existir, uma vez que o caudal de entrada passou a ser igual ao caudal de saída e a altura de água nas caixas de visita passou a corresponder à experimental.

Foram realizados vários estudos de sensibilidade de forma a analisar a influência de cada parâmetro no escoamento da instalação. Os parâmetros usados para a análise foram os coeficientes de perda de carga em cada singularidade, o coeficiente de rugosidade das condutas e a inclinação da conduta entre os reservatórios.

Foram simulados no SWMM os escoamentos em regime variável, através da utilização do diagrama trapezoidal utilizado nos ensaios experimentais. Obtiveram-se as alturas piezométricas nas duas caixas de visita podendo ser comparadas com os resultados obtidos na instalação experimental. Foram feitas simulações não considerando perdas de carga nas singularidades e considerando os coeficientes de perda de carga mínimos, médios e máximos obtidos experimentalmente. Todos os ensaios foram realizados com o modelo dinâmico, sendo este o modelo mais completo.

### 3.2.1. Modelo SWMM completo da instalação experimental

No modelo SWMM completo as junções foram substituídas por reservatórios conforma apresentado na Figura 3.10. Neste modelo foi possível introduzir a geometria das caixas de visita e foram igualmente introduzidas todas as características da instalação real.

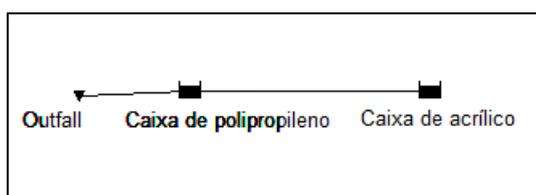


Figura 3.10 - Modelo completo da instalação experimental no *software* SWMM.

Segundo o estudo de Melo *et al.* (2012) só é justificável modelar as caixas de visita como reservatórios caso o seu diâmetro seja superior a 1.2 m. As caixas de visita da instalação experimental possuem um diâmetro de 1 m, ou seja inferior ao limite tabelado anteriormente. Para o modelo completo foram feitas as mesmas simulações, de forma a certificar se os resultados seriam iguais. Foram feitas as simulações para os escoamentos permanentes e escoamentos variáveis, utilizando os mesmos caudais simulados na instalação experimental.

### 3.3. Aplicação a um Sistema Real da Cidade de Coimbra

Os estudos das perdas de carga feitos experimentalmente vão ser aplicados a uma rede de drenagem real existente na cidade de Coimbra. O modelo em SWMM da rede em estudo pertence à zona central de Coimbra onde se situa uma zona de risco. Em acontecimentos de elevada precipitação ocorrem frequentemente inundações na zona mais baixa. Os eventos mais recentes foram a 9 de Junho de 2006 e 21 de Setembro de 2008, em que toda a zona mais baixa da bacia sofreu inundações. A bacia de drenagem tem cerca de 93 ha, dos quais 63 ha (68%) são impermeáveis. É caracterizada por uma forma triangular, ligeiramente em estrela, representada na Figura 3.11.



Figura 3.11 – Zona de estudo na cidade de Coimbra (Freitas, 2009).

O sistema de drenagem existente tem um comprimento de 34.8 km, sendo que apenas 1.2 km são destinados exclusivamente a águas pluviais.

Tabela 3.1 – Características geométricas da bacia (adaptado de Freitas (2009)).

Área de drenagem (ha)	92.8
Perímetro da bacia (km)	6.29
Comprimento axial da bacia (km)	2
Cota máxima (m)	160.5
Cota mínima (m)	25
Factor de forma (Kf)	0.23
Coefficiente de Compacidade (Kc)	1.83

No sistema real da cidade de Coimbra foi aplicado um hietograma de projecto calculado com base nas curvas IDF. O hietograma foi aplicado ao sistema considerando primeiramente as perdas de carga nas singularidades nulas. Foram observados os locais problemáticos e as alturas de água nas caixas de visita e colectores.

Posteriormente foram aplicadas as perdas de carga máximas obtidas experimentalmente na instalação DD-MLE na entrada e saída das caixas de visita. Assim foi possível retirar a influência das perdas de carga no escoamento de uma rede de drenagem. Foram observadas as alturas de água nas zonas críticas e comparadas com os resultados obtidos no caso da inexistência de perdas de carga.

Todas as simulações foram elaboradas utilizando o Modelo de Horton para escoamentos superficiais e Modelo Dinâmico para os escoamentos enterrados.

## 4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

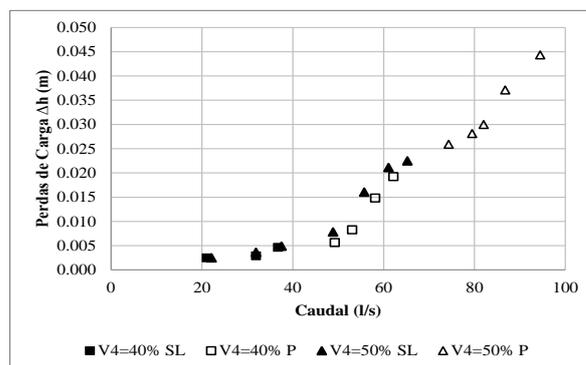
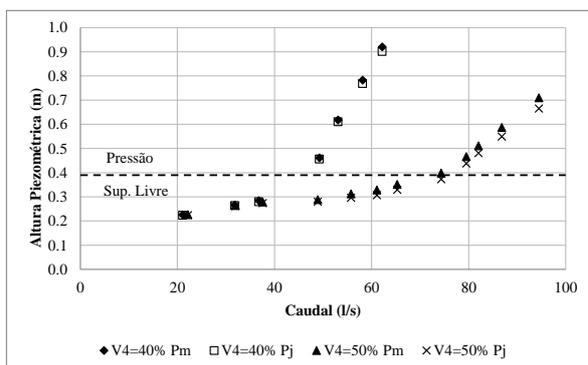
### 4.1. Ensaios Experimentais em Regime Permanente

Nas próximas secções são apresentados os ensaios experimentais realizados na instalação DD-MLE. Começa-se por expor os ensaios referentes à perda de carga ao longo da conduta e todas as análises realizadas usando uma abertura de válvula V4 de 40% e 50%. Posteriormente é abordado todo o estudo realizado nas singularidades da instalação, ligação caixa de visita-conduta e conduta-caixa de visita. Por último são apresentados os resultados alusivos ao estudo do escoamento entre a caixa de visita de acrílico e a caixa de visita de polipropileno. A análise das figuras representantes das alturas piezométricas e das perdas de carga é feita na secção 4.1.5, uma vez que a análise é comum a todos os ensaios.

#### 4.1.1. Ensaio: conduta a montante-conduta a jusante

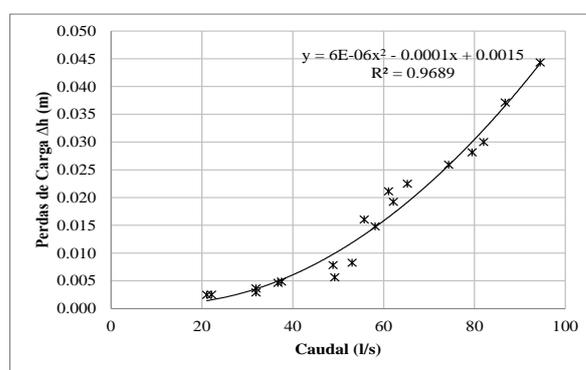
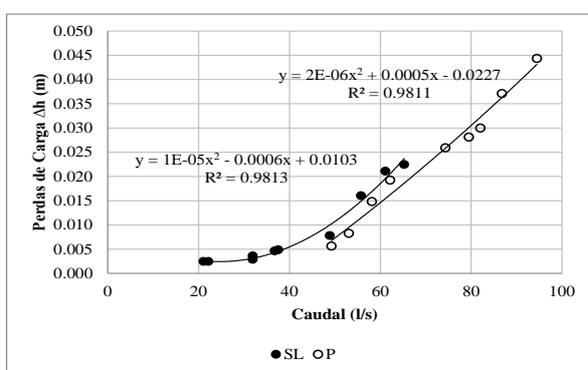
No ensaio conduta a montante-conduta a jusante os transdutores de pressão foram colocados no início e no final da conduta de acrílico. Foram obtidas as perdas de carga ao longo da conduta e analisados todos os parâmetros característicos da conduta: factor de resistência (por vários métodos), rugosidade da conduta e coeficiente de rugosidade de Manning.

A Figura 4.1a) mostra as pressões a montante ( $P_m$ ) e a jusante da conduta ( $P_j$ ) para duas aberturas de válvula a jusante (V4) diferentes (40% e 50%). A Figura 4.1b) relaciona o caudal com a perda de carga na conduta em condições de pressão (P) e superfície livre (SL), fazendo variar a abertura da válvula V4 (40% e 50%).



a)

b)



c)

d)

Figura 4.1 – Medições realizadas na conduta da instalação experimental: a) Alturas piezométricas a montante (Pm) e a jusante da conduta (Pj); b) Perdas de carga para escoamento com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P.

Nas Figuras 4.1c) e 4.1d) onde são expostas as linhas de tendência ajustadas aos pontos representantes das perdas de carga ao longo da conduta, obtiveram-se coeficientes de correlação de 0.98 para os pontos relativos aos escoamentos com superfície livre e em pressão.

Para o cálculo do factor de resistência da conduta para os escoamentos em pressão utilizou-se a fórmula de Colebrook-White. Considerando uma rugosidade de 0.001 mm na conduta e o diâmetro de 300 mm, obtiveram-se, iterativamente, os valores do factor de resistência (f). Este parâmetro permitiu obter os valores de J e Δh da conduta. O valor da perda de carga calculado ao longo da conduta foi posteriormente comparado com o valor experimental obtido nos ensaios. Na Figura 4.2 são apresentados os valores da perda de carga experimental e calculada assim como o erro relativo.

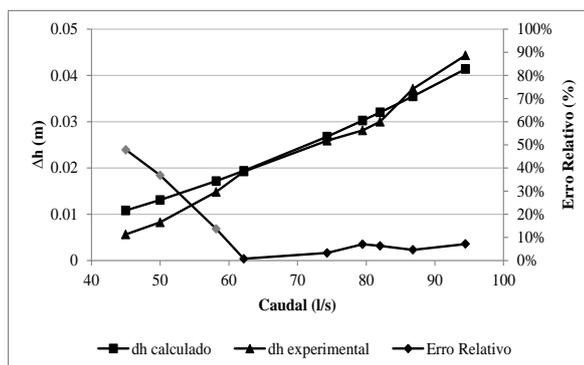


Figura 4.2 – Perda de carga experimental para escoamento em pressão calculada pela aplicação da fórmula de Colebrook-White.

A análise da Figura 4.2 permite verificar que as medições correspondentes aos três primeiros caudais não assumem os valores esperados. O erro relativo nos caudais mais baixos é bastante elevado. Este erro pode ter origem nas oscilações observadas na instalação experimental para escoamentos correspondentes a esses mesmos caudais originando erro nas medições dos transdutores de pressão e no medidor de caudal. Não sendo possível a repetição das medições devido a uma avaria técnica na instalação, são apresentados os registos obtidos. Para caudais entre os 62 l/s e 95 l/s obtiveram-se erros relativos entre 1% e 7%. Neste intervalo os valores obtidos experimentalmente são muito próximos dos valores obtidos pela aplicação da fórmula de Colebrook-White (Equação (16)).

Numa outra análise aplicaram-se a fórmula empírica de Blasius (Equação (20)), a fórmula de Karman-Prandtl (Equação (19)), a fórmula monómia de tubos em PVC (Equação (21)) e a definição do factor de Darcy-Weisbach (Equação (18)) a todos os caudais correspondentes a escoamentos em pressão com as duas diferentes aberturas de válvula. Com a aplicação de todas estas fórmulas foi retirado o valor do factor de resistência obtendo os valores expressos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Factores de resistência calculados nos escoamentos em pressão (f(x) – factor de resistência resultante da aplicação da equação x)

Q (l/s)	U (m/s)	Re (17)	f (16)	f (20)	f (19)	f (21)	f (18)
49.239	0.756	217682.0	0.0155	0.0146	0.0085	0.0127	0.0069
53.079	0.815	234662.5	0.0153	0.0144	0.0084	0.0125	0.0087
58.146	0.893	257061.8	0.0151	0.0140	0.0082	0.0122	0.0130
62.178	0.954	274887.1	0.0149	0.0138	0.0081	0.0121	0.0148
74.331	1.141	328617.2	0.0144	0.0132	0.0079	0.0116	0.0139
79.488	1.220	351412.3	0.0142	0.0130	0.0078	0.0114	0.0132
82.023	1.259	362621.1	0.0141	0.0129	0.0078	0.0114	0.0132
86.795	1.332	383718.1	0.0140	0.0127	0.0077	0.0112	0.0146
94.466	1.450	417629.3	0.0138	0.0124	0.0076	0.0110	0.0147

Em condições normais a transição entre o escoamento laminar e o escoamento turbulento dá-se para valores de Reynolds situados entre 2000 e 4000 (Massey, 2002). Pelos números de Reynolds obtidos verifica-se que o escoamento encontra-se na zona de transição.

A partir dos resultados obtidos para o factor de resistência apresentados na Tabela 4.1, foi feita uma análise comparativa entre os valores obtidos pelas várias fórmulas com os valores obtidos experimentalmente (Figura 4.3).

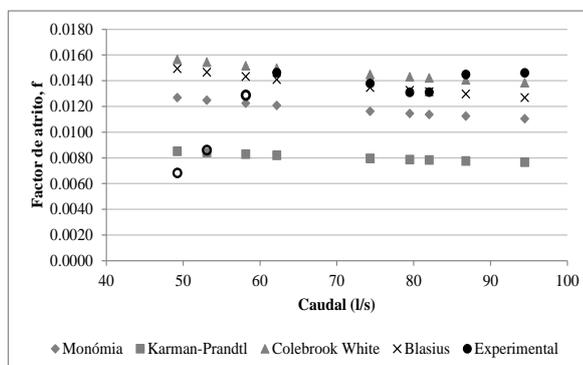


Figura 4.3 – Valores dos factores de resistência calculados e experimentais.

Através da Figura 4.3 verifica-se que na aplicação das fórmulas todos os valores de “f” tendem a diminuir proporcionalmente ao aumento do caudal. A fórmula monómia e a de Karman-Prandtl possuem alguma proximidade aos valores experimentais para caudais baixos (marcados na figura com círculos sem preenchimento). As fórmulas cujos valores calculados mais se aproximam dos valores experimentais são a fórmula empírica de Blasius e a fórmula de Colebrook-White. Esta proximidade é mais evidente para os caudais superiores a 62 l/s. Entre as duas fórmulas que melhor se adaptam aos valores experimentais é de salientar o facto

de uma delas ser empírica. A fórmula de Colebrook-White é mais completa, tendo em conta a rugosidade da conduta, enquanto que a fórmula empírica de Blasius apenas tem em conta o número de Reynolds. Estes resultados estão de acordo com os observados em experiências em tubos de plástico (Diogo e Vilela, 2014). Para os caudais inferiores verifica-se novamente que os resultados não são os esperados pois aumentam com o aumento do caudal. O possível erro associado a estas medições foi descrito anteriormente: oscilações observadas na instalação experimental para escoamentos correspondentes a esses mesmos caudais originando erro nas medições dos transdutores de pressão e no medidor de caudal.

Na análise aos escoamentos com superfície livre foi aplicada a equação de Manning-Strickler (Equação (22)). O valor de  $K_s$  na conduta foi alcançado utilizando o processo de cálculo da área da secção molhada e do raio hidráulico descrito na secção 3.1.3.

Tabela 4.2 - Coeficientes de rugosidade de Manning para escoamentos com superfície livre.

Q (l/s)	U (m/s)	$\beta$ (24)	h (m)	A (m <sup>2</sup> ) (25)	Rh (m) (26)	Jexp (m/m)	$K_s$ (22)
21.07	0.42	3.96	0.21	0.053	0.09	0.00025	127.61
31.80	0.54	4.49	0.24	0.061	0.09	0.00029	149.98
36.75	0.60	4.73	0.26	0.064	0.09	0.00046	131.05
22.14	0.44	3.95	0.21	0.053	0.09	0.00025	134.09
31.92	0.55	4.46	0.24	0.061	0.09	0.00036	135.28
37.53	0.63	4.60	0.25	0.063	0.09	0.00049	133.63
48.90	0.83	4.48	0.24	0.061	0.09	0.00078	140.55
55.73	0.93	4.65	0.25	0.063	0.09	0.00160	108.31
61.08	1.01	4.72	0.26	0.064	0.09	0.00211	102.14
65.26	1.03	5.15	0.28	0.068	0.09	0.00225	101.97

Segundo Rossman (2010) o valor do coeficiente de rugosidade de Manning para condutas em PVC deve estar compreendido entre 0.009 e 0.011, ou seja com  $K_s$  compreendido entre 90 e 111 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>. Para os caudais entre 21.07 l/s e 48.9 l/s os valores obtidos experimentalmente de  $K_s$  são superiores aos tabelados. Os cálculos realizados demonstram que o valor de  $K_s$  não é constante. O valor médio situa-se nos 123 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>, o valor máximo em 140.55 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup> e o valor mínimo em 101.97 m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>. A oscilação dos valores de  $K_s$  em torno da média é então  $\pm 20$  m<sup>1/3</sup>s<sup>-1</sup>.

Com base nos caudais pertencentes aos escoamentos com superfície livre foram calculados os números de Froude (Tabela 4.3). Foi utilizado o processo de cálculo descrito na secção 3.1.3.

Tabela 4.3– Cálculo do número de Froude

Q (l/s)	h (m)	$\beta$ (24)	A (m <sup>2</sup> ) (25)	U (m/s)	Fr (23)
21.07	0.21	3.96	0.053	0.42	0.29
31.80	0.24	4.49	0.061	0.54	0.35
36.75	0.26	4.73	0.064	0.60	0.38
22.14	0.21	3.95	0.053	0.44	0.31
31.92	0.24	4.46	0.061	0.55	0.36
37.53	0.25	4.60	0.063	0.63	0.40
48.90	0.24	4.48	0.061	0.83	0.54
55.73	0.25	4.65	0.063	0.93	0.60
61.08	0.26	4.72	0.064	1.01	0.64
65.26	0.28	5.15	0.068	1.03	0.63

Todos os valores correspondentes ao número de Froude são inferiores a um, o que implica que o escoamento caracteriza-se por um regime lento. Ao obter um regime lento conclui-se que qualquer perturbação no escoamento a jusante da instalação, propaga-se para montante.

#### 4.1.2. Ensaio: caixa de acrílico-conduta

O ensaio relativo à ligação caixa de acrílico-conduta refere-se às medições dos transdutores de pressão e respectiva análise dos valores a montante e jusante da ligação, isto é, na caixa de visita de acrílico e na conduta imediatamente a jusante da ligação. Este ensaio teve como objectivo avaliar as perdas de carga na saída da caixa de visita.

Na Figura 4.4a) apresenta-se o gráfico referente às medições de altura piezométrica nos dois transdutores de pressão colocados na caixa de visita e no troço imediatamente após. Na Figura 4.4b) apresentam-se as perdas de carga na saída da caixa de visita de acrílico calculadas pela diferença das duas alturas piezométricas para as diferentes aberturas de válvula, distinguindo-se o escoamento em pressão (P) ou com superfície livre (SL).

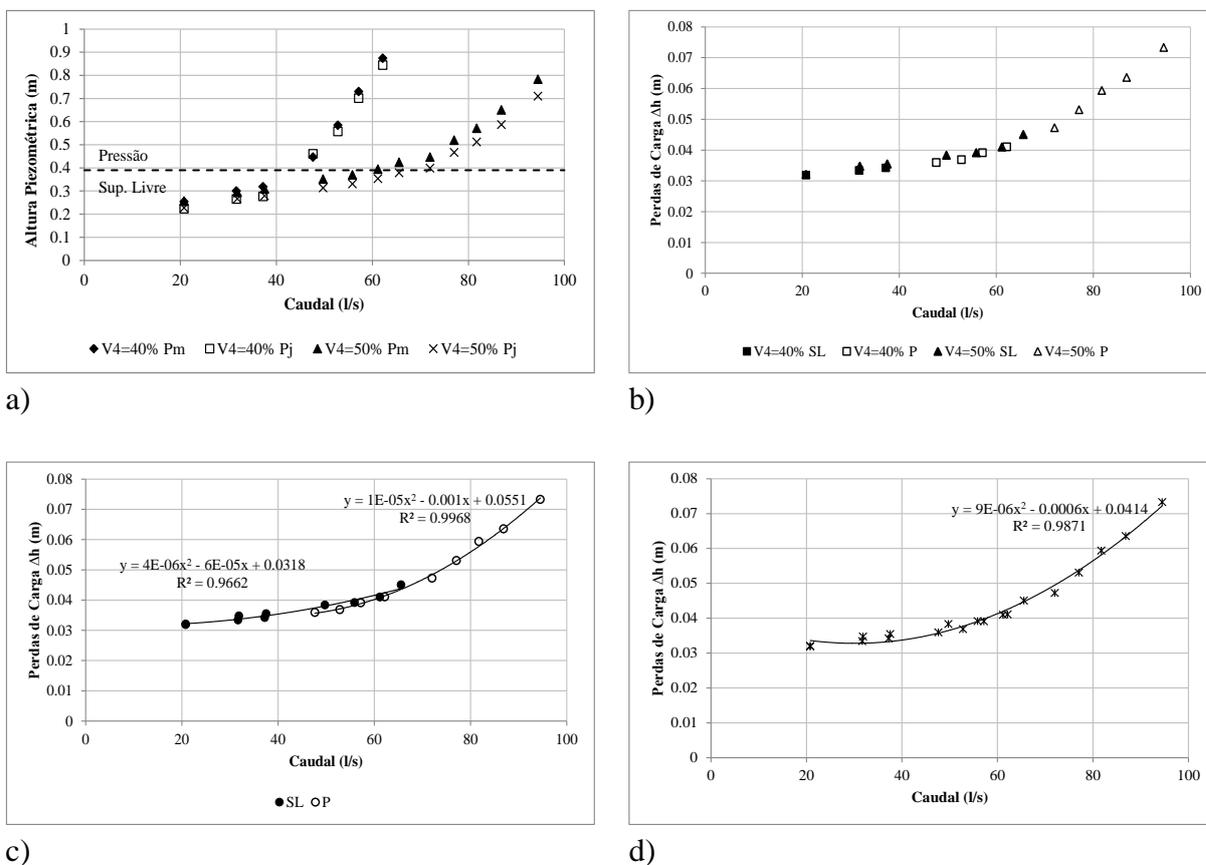


Figura 4.4 - Medições realizadas na saída da caixa de acrílico: a) Alturas piezométricas a montante (Pm) e a jusante da singularidade (Pj); b) Perdas de carga para escoamentos com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P.

É possível ajustar uma única curva aos escoamentos em pressão e com superfície livre para a perda de carga calculada pela diferença entre as duas alturas piezométricas, verificando-se um erro menor na linha de tendência referente ao escoamento em pressão (coeficiente de correlação superior a 0.99) (Figura 4.4c).

No decorrer dos ensaios verificaram-se aumentos de caudal com o aumento de abertura da válvula V4. De forma a analisar esta situação foi feita uma análise de sensibilidade entre o caudal utilizado na instalação e a abertura da válvula V4. A análise foi realizada para caudais de 37.5 l/s e 47.9 l/s com os regimes de bombas: B1=50% + B2=40% e B1=60% + B2=50%, respectivamente (Figura 4.5).

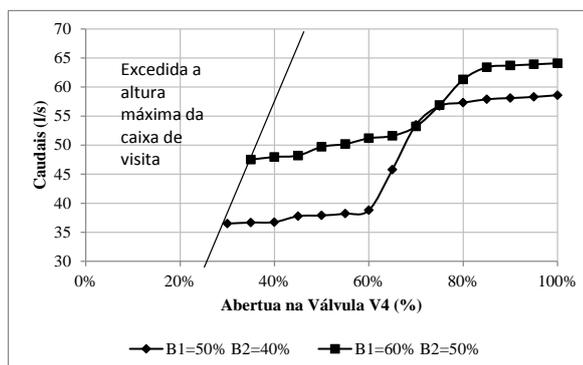


Figura 4.5 – Relação entre o caudal e abertura da válvula (B1: Bomba 1; B2: Bomba 2).

Na Figura 4.5 verifica-se um aumento progressivo do caudal em função da abertura da válvula V4, como era de esperar, ocorrendo uma maior variação entre as aberturas de 60 e 80%. Este aumento mais brusco de caudal corresponde a uma maior velocidade do escoamento e maior perda de carga. Nas aberturas de válvula, passando de 40% para 50%, verifica-se um ligeiro aumento de caudal, aumentando, consequentemente, a perda de carga localizada.

Os coeficientes de perda de carga nas singularidades foram calculados de acordo com os diferentes caudais em pressão. O coeficiente de perda de carga foi calculado através da Equação (15), dividindo a perda de carga calculada pela energia cinética.

Tabela 4.4 - Cálculo do coeficiente de perda de carga na saída da caixa de visita para escoamentos em pressão.

	Q (l/s)	Velocidade (m/s)	Energia Cinética (m)	k (15)
V4=40%	47.65	0.731	0.027	1.322
	52.82	0.811	0.034	1.133
	57.17	0.878	0.039	0.996
	62.16	0.954	0.046	0.885
V4=50%	65.57	1.007	0.052	0.872
	72.03	1.106	0.062	0.758
	77.06	1.183	0.071	0.744
	81.75	1.255	0.080	0.740
	86.87	1.334	0.091	0.701
	94.51	1.451	0.107	0.683

Os ensaios com os caudais entre 47.65 l/s e 62.16 l/s foram realizados com a válvula V4 aberta 40% e os restantes valores com a válvula aberta 50%. Verifica-se um decréscimo dos valores de k com o aumento do caudal. Os valores do coeficiente de perda de carga para o

escoamento em pressão e a variação das alturas piezométricas na caixa de visita são apresentados na Figura 4.6.

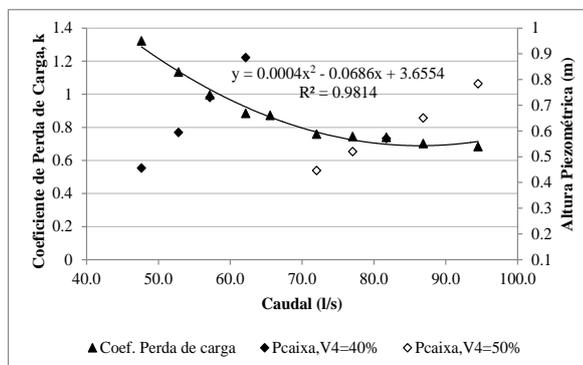


Figura 4.6 – Coeficiente de perda de carga e alturas piezométricas na caixa de acrílico (Pcaixa) em escoamentos em pressão.

A análise da Figura 4.6 permite verificar que o decréscimo do coeficiente de perda de carga é mais acentuado para caudais entre os 47 l/s e 60 l/s. O decréscimo dos valores de k é menos acentuado para os caudais usados com abertura da válvula em 50%. Esta situação é explicável quando confrontada com a variação do nível de água na caixa de visita consoante as aberturas da válvula. Para a abertura de 40%, a variação da altura piezométrica na caixa de visita é superior originando assim uma maior variação do coeficiente de perda de carga. A todos os valores do coeficiente de perda de carga em pressão foi possível ajustar uma única linha de tendência com um coeficiente de correlação de 0.98.

A análise anterior foi repetida para escoamentos com superfície livre. Neste tipo de escoamentos os caudais mais baixos foram testados para aberturas de válvula de 40% e de 50%. O cálculo do coeficiente de perda de carga foi obtido para todos os caudais com superfície livre, tendo em conta que neste caso a área da secção corresponde à área da secção molhada. Esta área foi obtida através do processo descrito na secção 3.2.1, calculando de seguida a respectiva energia cinética e, posteriormente, o valor de k.

Tabela 4.5 - Coeficientes de perda de carga na saída da caixa de visita para escoamentos com superfície livre.

	Q (l/s)	$\beta$ (24)	A (m <sup>2</sup> ) (25)	Energia Cinética (m)	k (15)
V4=40%	20.8	2.913	0.030	0.022	1.461
	31.7	3.476	0.043	0.025	1.318
	37.2	3.631	0.046	0.030	1.133
V4=50%	20.9	2.963	0.031	0.020	1.586
	31.9	3.485	0.043	0.025	1.367
	37.5	3.665	0.047	0.030	1.192
	49.7	4.153	0.056	0.037	1.045
	55.9	4.434	0.061	0.040	0.977
	61.2	4.858	0.066	0.042	0.987

Os ensaios com caudais entre 20.8 l/s e 37.2 l/s foram executados com a válvula V4=40%. Com V4=50% foram repetidos os três caudais anteriores e feitos ensaios até atingir um caudal de 61.2 l/s. Os valores do coeficiente de perda de carga para o escoamento com superfície livre são apresentados na Figura 4.7.

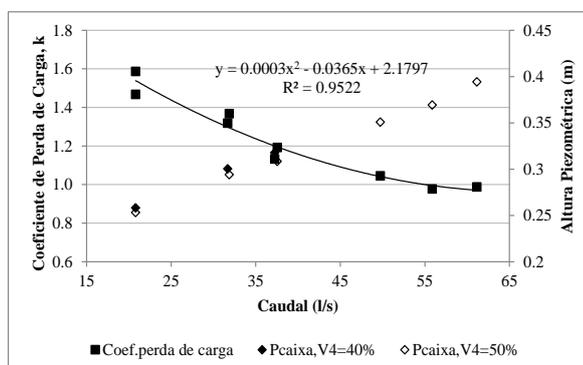


Figura 4.7 – Coeficiente de perda de carga em escoamentos com superfície livre.

Na Figura 4.7 verifica-se novamente um decréscimo do coeficiente de perda de carga com o aumento sucessivo do caudal. Foi ajustada uma linha de tendência que possui um coeficiente de correlação de 0.95. Verifica-se que o decréscimo do coeficiente de perda de carga é mais acentuado para valores de caudal até aos 37 l/s com abertura de V4 de 40%. Do mesmo modo que no escoamento em pressão, também no escoamento com superfície livre a variação da altura piezométrica na caixa de visita é superior com abertura de válvula de 40%.

### 4.1.3. Ensaio: conduta-caixa de polipropileno

O ensaio conduta-caixa de polipropileno foi realizado com um transdutor de pressão situado no final da conduta e outro no fundo da caixa de polipropileno. Desta forma foram medidas as alturas piezométricas e respectivas perdas de carga na entrada da caixa de visita.

Na Figura 4.8a) apresentam-se as medições das alturas piezométricas a montante e a jusante da instalação. Na Figura 4.8b) estão apresentadas as perdas de carga na singularidade obtidas pela diferença das alturas piezométricas a montante e a jusante.

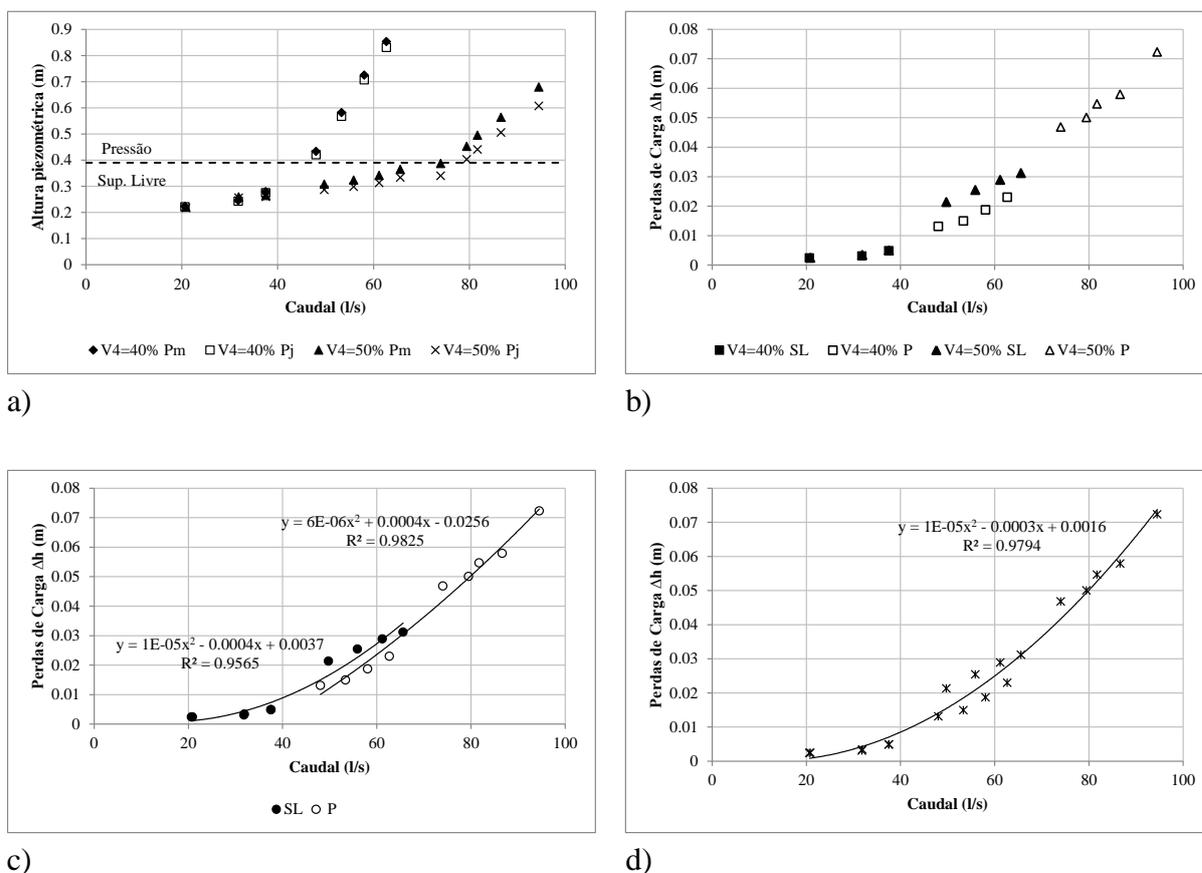


Figura 4.8 - Medições realizadas na entrada da caixa de polipropileno: a) Alturas piezométricas a montante (Pm) e a jusante da singularidade (Pj); b) Perdas de carga para escoamentos com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P.

Na Figura 4.8c) foi ajustada uma linha de tendência aos valores das perdas de carga para os escoamentos com superfície livre e em pressão, obtendo-se coeficientes de correlação de 0.96 e 0.98, respectivamente. Na Figura 4.8d) ajustou-se uma curva única aos valores com escoamentos com superfície livre e em pressão, obtendo-se um coeficiente de correlação de 0.98.

Com a aplicação da Equação (15) foram calculados os coeficientes de perda de carga na saída da caixa de polipropileno para os escoamentos em pressão.

Tabela 4.6 – Coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de visita para escoamentos em pressão.

	Q (l/s)	Velocidade (m/s)	Energia cinética (m)	k (25)
V4=40%	48.02	0.737	0.028	0.475
	53.34	0.819	0.034	0.437
	58.07	0.891	0.040	0.462
	62.68	0.962	0.047	0.487
V4=50%	65.59	1.007	0.052	0.604
	74.04	1.137	0.066	0.711
	79.46	1.220	0.076	0.660
	81.71	1.254	0.080	0.682
	86.63	1.330	0.090	0.642
	94.51	1.451	0.107	0.674

Para os caudais entre 48.02 l/s e 62.68 l/s o estudo foi feito com a abertura da válvula V4 a 40% e nos restantes caudais com abertura de 50%. Os coeficientes de perda de carga apresentam pequenas oscilações, sendo a média dos valores igual a 0.57. O valor máximo é de 0.71 e o valor mínimo de 0.44, sendo então a variação em torno da média de  $\pm 0.14$ .

Na Figura 4.9 apresentam-se graficamente os valores dos coeficientes de perda de carga de acordo com os caudais utilizados nos ensaios.

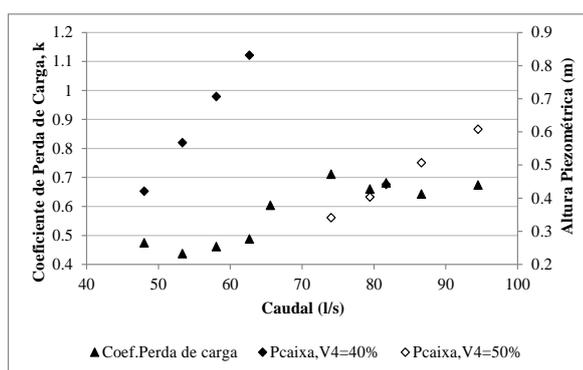


Figura 4.9 – Coeficiente de perda de carga e alturas piezométricas na caixa de visita (Pcaixa) para escoamentos em pressão.

Verifica-se que para valores mais baixos de caudais o coeficiente de perda de carga situa-se entre 0.43 e 0.6, sendo que para caudais mais elevados já se obtêm valores na ordem dos 0.65.

Na entrada de caixa de visita verifica-se um aumento do coeficiente de perda de carga com o aumento do caudal, facto mais evidente com a abertura de 40%. Com a abertura da válvula de 40% verifica-se novamente uma maior variação da altura piezométrica na caixa de visita.

O procedimento foi repetido para os escoamentos com superfície livre usando caudais entre os 20 l/s e 60 l/s. Para estes caudais foi calculada a área da secção molhada através do procedimento descrito em 3.1.3, a energia cinética correspondente e respectivos coeficientes de perda de carga. Os valores calculados são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Coeficientes de perda de carga na entrada da caixa de visita para escoamentos com superfície livre.

	Q (l/s)	Velocidade (m/s)	Energia Cinética (m)	k (25)
V4=40%	20.67	0.661	0.022	0.108
	31.80	0.835	0.036	0.086
	37.53	0.782	0.031	0.155
V4=50%	20.86	0.688	0.024	0.101
	31.88	0.754	0.029	0.118
	37.55	0.864	0.038	0.130
	49.74	0.966	0.048	0.449
	55.89	1.018	0.053	0.482
	61.17	1.039	0.055	0.525

Nos escoamentos com superfície livre obtiveram-se coeficientes de perda de carga inferiores aos obtidos no escoamento em pressão. Verifica-se assim que os valores de k são inferiores para escoamentos com superfície livre. Na Figura 4.10 são apresentados os valores dos coeficientes de perda de carga com a variação das alturas piezométricas na caixa de visita de polipropileno.

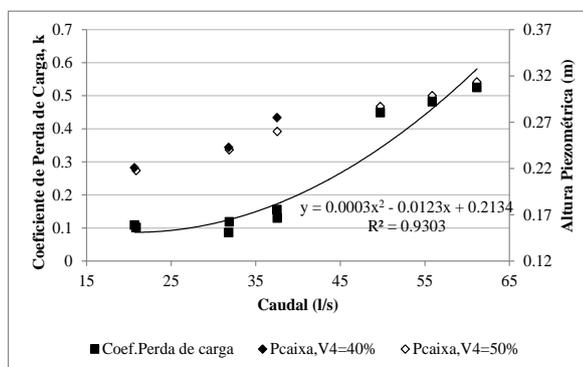


Figura 4.10 – Coeficiente de perda de carga e alturas piezométricas na caixa de visita (Pcaixa) para escoamentos com superfície livre.

Pela Figura 4.10 verifica-se que o coeficiente de perda de carga aumenta com o incremento do caudal na instalação tal como aconteceu nos escoamentos em pressão. Foi ajustada uma linha de tendência que apresenta um coeficiente de correlação de 0.93. Nos ensaios com V4=40% e V4=50%, com caudais entre 20 l/s e 37 l/s, os valores de k calculados são consideravelmente próximos. A caixa de visita de polipropileno apresenta coeficientes de perda de carga com uma tendência diferente dos apresentados na caixa de acrílico devido à sua geometria.

#### 4.1.4. Ensaio: caixa de acrílico-caixa de polipropileno

A análise da perda de carga entre a caixa de acrílico e a caixa de polipropileno foi realizada repetindo os ensaios com um transdutor colocado no fundo da primeira caixa de visita e outro na segunda caixa de visita. O ensaio foi elaborado com o intuito de confirmar os resultados obtidos nos ensaios anteriores, uma vez que este ensaio nos dará a perda de carga total da instalação entre as duas caixas de visita. Na Figura 4.11 apresentam-se as medições e as análises realizadas neste ensaio.

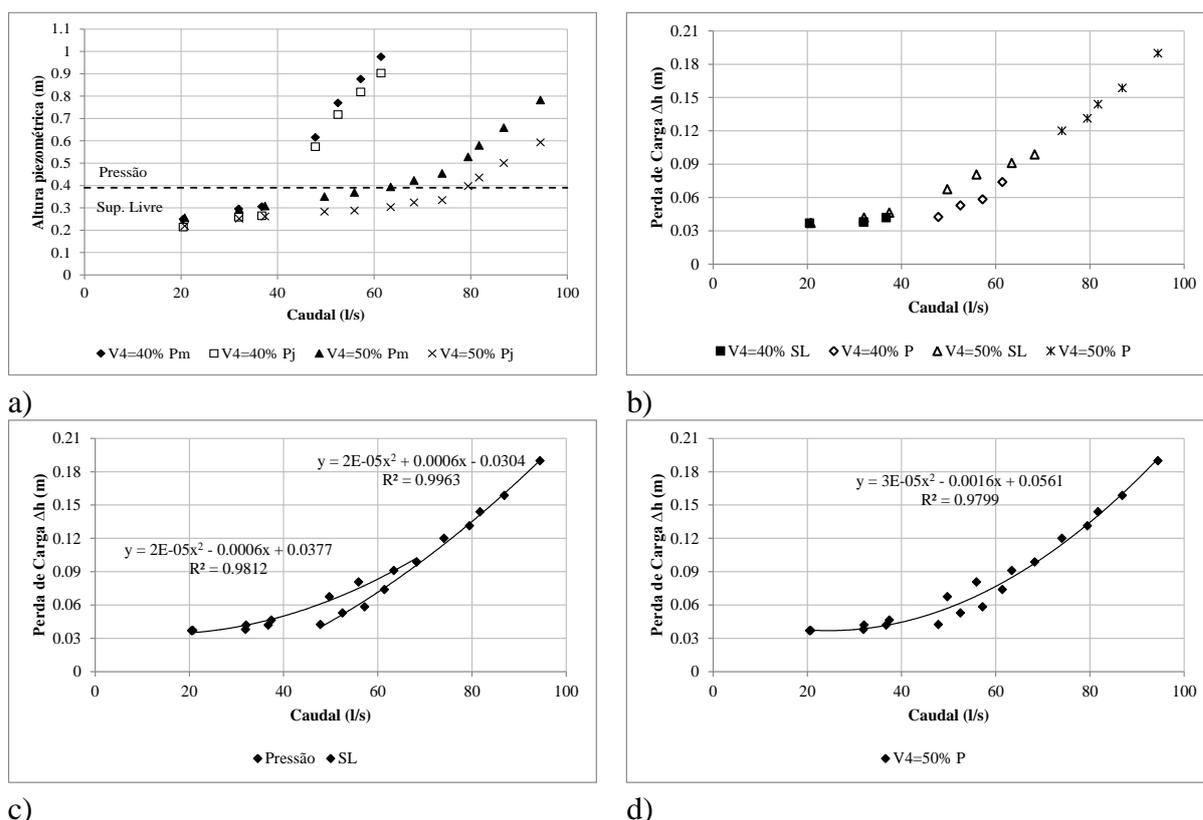


Figura 4.11 - Medições realizadas nas caixas de visita de acrílico e de propileno: a) Alturas piezométricas na caixa a montante (Pm) e a na caixa a jusante (Pj); b) Perdas de carga para escoamentos com superfície livre (SL) e em pressão (P); c) e d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga para SL e P; d) Ajuste de uma linha de tendência aos valores de perda de carga não diferenciando os regimes com SL e P.

Nas Figuras 4.11c) e 4.11d) foi ajustada uma linha de tendência polinomial a cada conjunto de pontos. A linha de tendência para escoamentos em pressão é a que apresenta maior coeficiente de correlação com um valor de 0.99. A linha de tendência de todos os pontos não diferenciando os regimes com superfície livre e em pressão apresenta um coeficiente de correlação de 0.98.

Seguindo o estudo de Marsalek (1984), descrito na secção 2.4.5, foram aqui também relacionadas as perdas de carga nos dois tipos de caixas de visita. Utilizando as mesmas siglas que o autor, considerou-se que a caixa de visita de acrílico da instalação possui geometria do tipo M1 e a caixa de visita de polipropileno do tipo M3. Relacionando as perdas de carga em M1 e M3 com a energia cinética para cada caudal utilizado nos ensaios, obteve-se o gráfico representado na Figura 4.12.

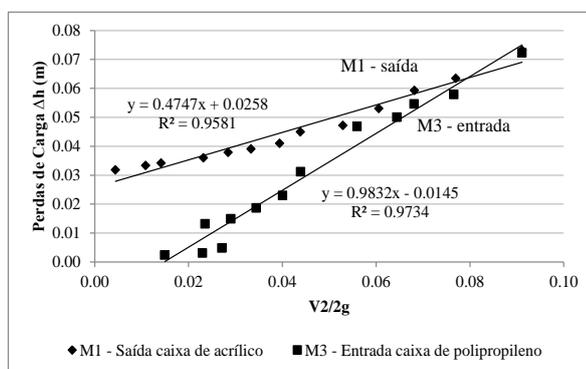


Figura 4.12 – Perdas de carga nas singularidades das caixas de visita de acrílico e polipropileno.

Na Figura 4.12 foram colocados todos os pontos calculados referentes às perdas de carga, relacionando estas com a energia cinética correspondente. Foram ajustadas duas rectas, correspondentes à perda de carga na saída da caixa de acrílico (M1) e à perda de carga na entrada da caixa de polipropileno (M3). Verificam-se maiores perdas de carga para a saída de M1 até ao caudal de 86.5 l/s, sendo que a partir desse valor as perdas de carga na entrada de M3 são superiores às verificadas na saída de M1.

Na saída da caixa de visita de acrílico foi onde genericamente se obtiveram as maiores perdas de carga de toda a instalação e valores mínimos de 0.03. Esta situação é devida às diferentes geometrias das caixas de visita. Na saída da caixa de visita de acrílico há uma contracção da veia líquida, levando a perdas de carga bastante elevadas mesmo para caudais pequenos. Na caixa de visita de polipropileno esta contracção é inexistente, uma vez que este tipo de caixa de visita foi elaborado com o objectivo de obter perdas de carga reduzidas na sua passagem.

Desta forma, obtiveram-se nesta caixa de visita perdas de carga muito pequenas para escoamentos com superfície livre.

Em relação aos valores dos coeficientes de perda de carga nas duas singularidades estudadas nas caixas de visita, verificam-se comportamentos diferentes. Na caixa de visita de acrílico os coeficientes de perda de carga decrescem face ao aumento do caudal (Figura 4.6 e Figura 4.7). Na caixa de polipropileno obtiveram-se coeficientes de perda de carga muito mais baixos não havendo uma proporcionalidade bem definida com o caudal (Figura 4.9 e Figura 4.10). Na caixa de visita de acrílico o coeficiente de perda de carga máximo obtido foi de 1.5 e o valor mínimo foi de 0.7. A média dos valores obtidos foi de 1.05. Na caixa de polipropileno o valor máximo obtido foi de 0.7 e o valor mínimo de 0.09, sendo a média dos coeficientes de perda de carga de 0.42. Estes resultados são justificáveis com a diferença de geometrias entre as caixas de visita provocando diferentes tendências nos coeficientes de perda de carga.

#### **4.1.5. Discussão dos resultados experimentais**

Os ensaios experimentais descritos anteriormente possuem características comuns que são discutidas nesta secção. Pela análise das Figuras 4.1a), 4.4a), 4.8a) e 4.11a) verifica-se que as alturas piezométricas aumentam com o aumento progressivo do caudal, como era esperado. A passagem de escoamento com superfície livre para escoamento em pressão dá-se para valores do caudal de aproximadamente 43 l/s e 73 l/s, para aberturas da válvula V4=40% e 50%, respectivamente. Verifica-se também que para o mesmo caudal a altura piezométrica diminui com uma maior abertura da válvula V4.

Nas Figuras 4.1b), 4.4b), 4.8b) e 4.11b) verifica-se que a variação da perda de carga ao longo da conduta assume uma forma aproximadamente parabólica com o aumento do caudal. Verifica-se que para a caixa de polipropileno as perdas de carga na singularidade são bastante inferiores às perdas de carga na caixa de acrílico. Na caixa de acrílico verifica-se a existência de perdas de carga elevadas mesmo para caudais baixos (Figura 4.12). Esta situação é explicável pela diferença de geometrias das caixas de visita.

## **4.2. Ensaios Experimentais em Regime Variável**

Os ensaios experimentais em regime variável baseiam-se na definição de um hidrograma, segundo o qual as bombas da instalação DD-MLE vão funcionar. No hidrograma é definido o caudal de entrada na instalação para cada instante. Foi usado um hidrograma trapezoidal com um caudal mínimo de 20 l/s e máximo de 80 l/s (Figura 4.13). No procedimento, as válvulas V4 e V5 foram fixas com aberturas de 40% e 100%, respectivamente.

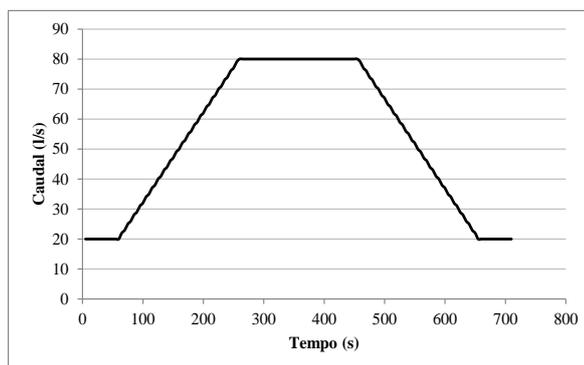
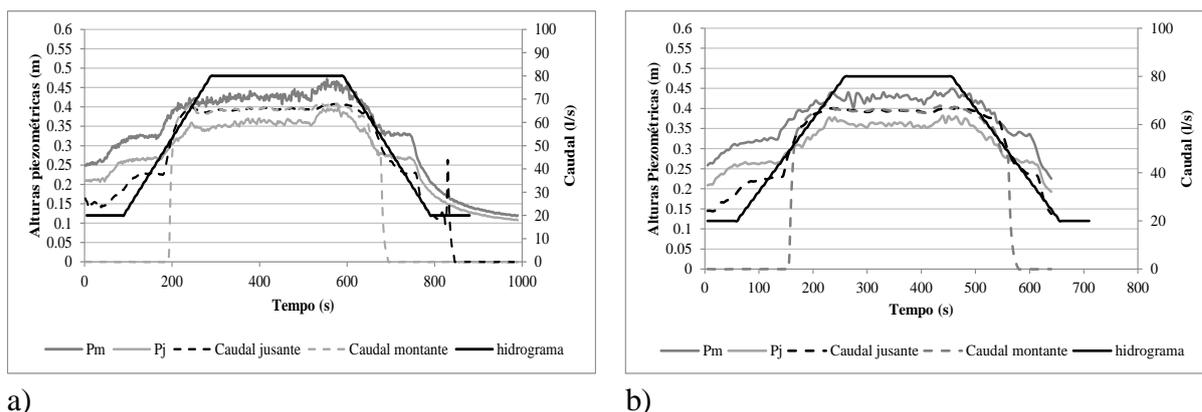


Figura 4.13 – Hidrograma utilizado para regime variável.

O hidrograma da Figura 4.13 foi introduzido no programa SCADA procedendo à aquisição de dados. Foram recolhidos os caudais na entrada e na saída da instalação, as alturas piezométricas na caixa de acrílico e na caixa de polipropileno. Os dados foram recolhidos com uma discretização de 2 segundos e 5 segundos (Figura 4.14).



a)

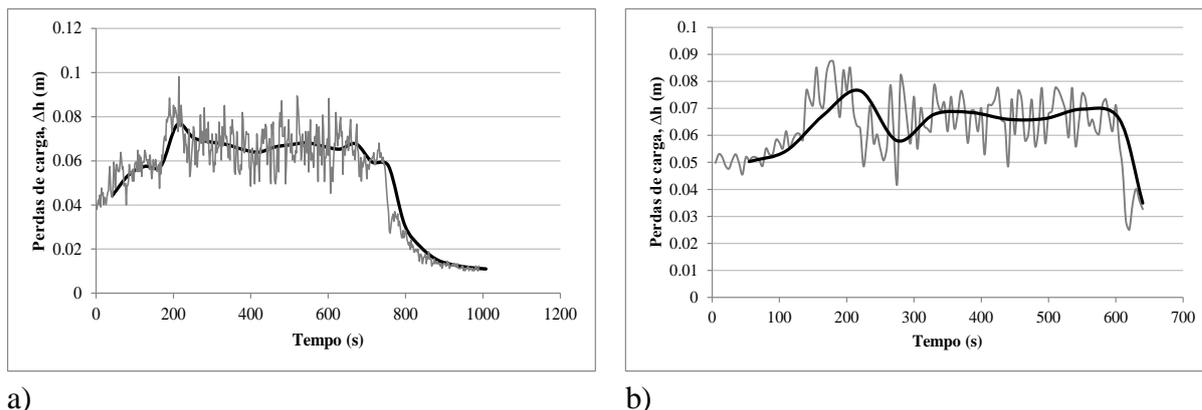
b)

Figura 4.14 - Valores adquiridos em regime variável: a) discretização de 2 segundos; b) discretização de 5 segundos (Pm, Pj: altura piezométrica a montante e jusante).

Na Figura 4.14 a altura piezométrica a montante representa a altura piezométrica na caixa de visita de acrílico e a jusante a altura piezométrica na caixa de visita de polipropileno. Utilizando como base de comparação o estudo de Carvalho *et al.* (2013), descrito na secção 2.4.5, verifica-se para estes ensaios uma melhor definição das alturas piezométricas no patamar do trapézio.

No hidrograma de entrada o caudal máximo no patamar é de 80 l/s, mas o caudal medido na entrada e saída da instalação teve um amortecimento, atingindo no máximo 66 l/s. A diferença entre o caudal medido na entrada e na saída da instalação é muito baixa, não havendo grandes quantidades de caudal retidas na instalação.

Foram retiradas as perdas de carga totais da instalação através da diferença entre a altura piezométrica a jusante e a altura piezométrica a montante. As perdas de carga foram calculadas para as discretizações de 2 e 5 segundos. Foram também analisadas, separadamente as perdas de carga referentes aos caudais situados nas partes ascendente e descendente do hidrograma trapezoidal. Na Figura 4.15 são apresentadas as perdas de carga totais da instalação.



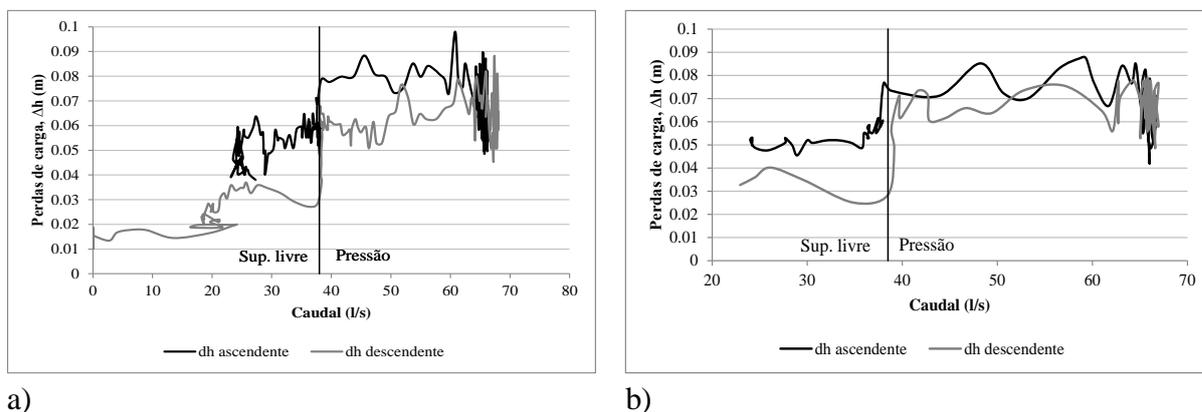
a)

b)

Figura 4.15 - Perdas de carga totais para: a) discretização de 2 segundos; b) discretização de 5 segundos.

Em ambas as discretizações foram calculadas e representadas as médias móveis. A linha da média móvel representada ao longo do tempo de aquisição acompanha a forma do diagrama trapezoidal, sendo esta mais bem definida na discretização de 2 segundos. As perdas de carga no patamar do hidrograma são praticamente estáveis num valor de 0.07 m. Na discretização de 5 segundos os valores adquiridos não acompanham a forma trapezoidal essencialmente nos caudais pertencentes à parte ascendente do diagrama.

Na Figura 4.16 são apresentadas as perdas de carga referentes aos caudais indicados no hidrograma, para a parte ascendente e descendente do hidrograma.



a) b)  
Figura 4.16 – Perdas de carga na instalação fazendo a separação da parte ascendente e descendente do hidrograma trapezoidal para: a) discretização de 2 segundos; b) discretização de 5 segundos.

Na Figura 4.16 verifica-se o aumento progressivo da perda de carga com o aumento do caudal nos dois tipos de discretização. As perdas de carga referentes à parte ascendente são sempre superiores às perdas de carga na parte descendente do hidrograma, para o mesmo caudal. Na parte ascendente do hidrograma toda a instalação estava a funcionar, enquanto que na parte descendente as bombas foram desligadas. Implica, assim, que nos escoamentos pertencentes à parte ascendente do hidrograma as oscilações eram muito superiores, sendo mais evidente nos escoamentos com superfície livre. Nos escoamentos em pressão as diferenças entre as perdas de carga na parte ascendente e descendente são menores. No caudal de aproximadamente 37 l/s verificou-se um “salto” nos valores das perdas de carga, sendo explicável pela transição entre o escoamento com superfície livre e em pressão.

A discretização de 2 segundos, sendo a que possui maior número de valores adquiridos, apresenta resultados pormenorizados, possibilitando uma análise mais realista e completa. Assim, numa análise deste tipo deve ser feita uma aquisição de uma série com um maior número de valores possível.

### 4.3. Modelo Numérico da Instalação Experimental

#### 4.3.1. Modelo numérico da instalação

O modelo numérico da instalação experimental é constituído por duas caixas de visita e dois colectores. Para a sua calibração foram ajustados os parâmetros essenciais: coeficientes de perda de carga nas singularidades e coeficiente de rugosidade de Manning nas condutas. Estes valores foram escolhidos com base nos coeficientes de perda de carga obtidos experimentalmente. Para o valor do coeficiente de perda de carga referente à saída da caixa de

visita de polipropileno, não foi possível fazer ensaios experimentais. Após a saída da caixa de visita a conduta tem duas curvas não possibilitando a colocação de um transdutor de pressão, sendo que essa situação foi simulada no modelo através de um coeficiente de perda de carga. Os coeficientes de rugosidade de Manning nas condutas foram escolhidos com base no manual do SWMM. Na Figura 4.17 é apresentado um esquema da instalação experimental e na Tabela 4.8 são expostas as características da instalação experimental introduzidas no modelo realizado no software SWMM.

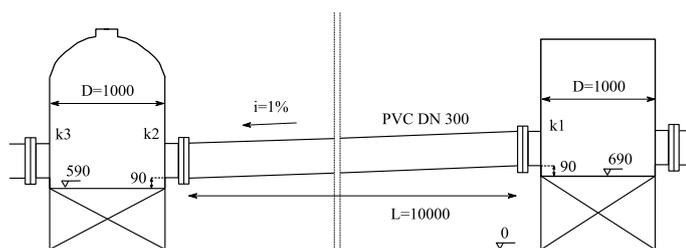


Figura 4.17 – Esquema da instalação experimental DD-MLE.

Tabela 4.8– Características da instalação experimental introduzidas no modelo SWMM.

	Singularidades			Condutas		Caixas de visita	
	k1	k2	k3	PVC	Ferro fundido	Acrílico	Polipropileno
Coef. Perda de Carga	0.7	0.2	1.8	-	-	-	-
Coef. Rug. de Manning	-	-	-	0.011	0.013	-	-
Diâmetro (mm)	-	-	-	300	300	1000	1000
Comprimento (m)	-	-	-	10	15	-	-
Área (m <sup>2</sup> )	-	-	-	0.071	0.071	0.79	0.79

Os valores de k1, k2 e k3 correspondem, respectivamente, aos coeficientes de perda de carga na saída da caixa de visita de acrílico, entrada na caixa de polipropileno e saída da caixa de polipropileno, conforme representado na Figura 4.17. Na conduta de ferro fundido, imediatamente a jusante da caixa de visita de polipropileno, situam-se duas curvas. Para simular no modelo SWMM as duas curvas, escolheu-se um coeficiente de perda de carga na saída da caixa de visita de 1.8. Para o estudo dos caudais utilizados para escoamentos com superfície livre foram calculados os respectivos números de Froude (Equação (23)) apresentados anteriormente na Tabela 4.3.

Para escoamentos em pressão foram calculados os números de Reynolds (Equação (17)), obtendo os valores indicados na Tabela 4.1. De seguida são apresentadas análises de sensibilidade realizadas no *software* a vários parâmetros característicos da instalação experimental. Os valores utilizados no SWMM e apresentados na Tabela 4.8 para cada um dos parâmetros, são representados com a cor vermelha.

### Rugosidade da conduta de ferro fundido

Variando a rugosidade da conduta de ferro fundido e mantendo os restantes parâmetros registaram-se as alturas piezométricas nas duas caixas de visita. Esta variação é apresentada nas Figuras 4.18 e 4.19 para um caudal com escoamento em pressão e outro com superfície livre.

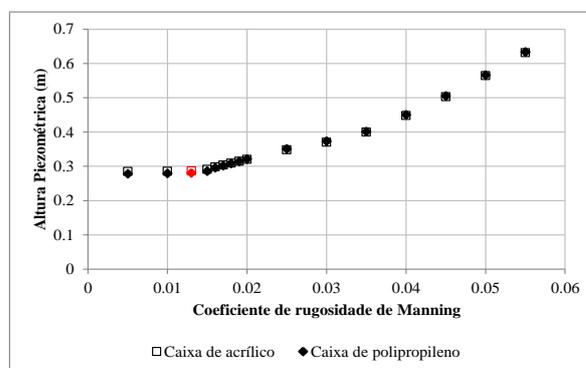
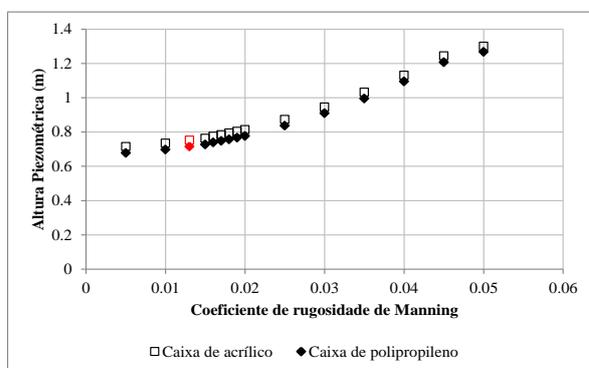


Figura 4.18 – Alturas piezométricas para um escoamento em pressão (Caudal de 52.8 l/s).

Figura 4.19 – Alturas piezométricas para um escoamento com superfície livre (Caudal de 32.6 l/s).

A altura piezométrica nas caixas de visita aumenta de acordo com o aumento do coeficiente de rugosidade da conduta de ferro fundido situada a jusante da instalação. Na Figura 4.18, onde foi usado um caudal de 52.8 l/s, verifica-se que as caixas de visita atingiram a sua capacidade máxima para um coeficiente de rugosidade de 0.05. Para um caudal mais baixo (Figura 4.19), fazendo a mesma análise, verifica-se que as caixas de visita não atingem a sua capacidade máxima. Com um coeficiente de rugosidade de 0.05 atingem uma altura de 0.63 m. Verifica-se nestes dois casos a influência da rugosidade da conduta de ferro fundido situada a jusante em relação à altura piezométrica nas caixas de visita.

### Perdas de carga nas singularidades

Foram alterados os coeficientes de perda de carga nas singularidades (saída da caixa de acrílico, entrada da caixa de polipropileno e saída da caixa de polipropileno) e registadas as alturas nas caixas de visita. Começando por alterar o coeficiente de perda de carga na saída da caixa de acrílico obtém-se a relação representada na Figura 4.20.

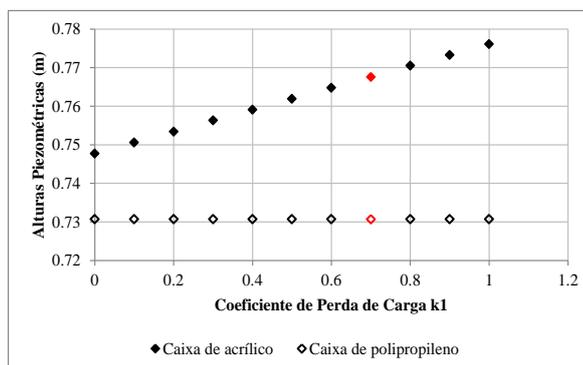


Figura 4.20 – Alturas piezométricas com alteração do coeficiente de perda de carga na saída da caixa deacrílico para um caudal de 52.8 l/s.

Com a alteração do coeficiente de perda de carga na saída da caixa de visita deacrílico há um aumento progressivo da altura piezométrica na caixa deacrílico. Para um coeficiente de perda de carga igual a 1 atingiu-se uma altura máxima na caixa deacrílico de 0.776 m. Com a alteração do coeficiente de perda de carga não se visualiza qualquer mudança na altura piezométrica da caixa de polipropileno.

Numa segunda análise procedeu-se à alteração do coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de polipropileno. Esta alteração só teve influência na altura piezométrica da caixa deacrílico, onde a altura piezométrica é crescente com o aumento do coeficiente de perda de carga. A altura piezométrica da caixa de polipropileno manteve-se sempre constante. O valor máximo utilizado na análise foi de 1, obtendo uma altura máxima na caixa deacrílico de aproximadamente 0.79 m (Figura 4.21).

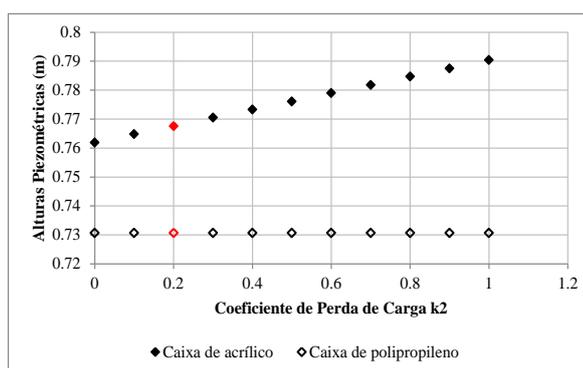


Figura 4.21 – Alturas piezométricas com alteração do coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de polipropileno para um caudal de 52.8 l/s.

Na alteração do coeficiente de perda de carga na saída da caixa de polipropileno são obtidos resultados diferentes dos apresentados anteriormente. Neste caso, a influência na altura piezométrica é verificada nas duas caixas de visita em simultâneo (Figura 4.22).

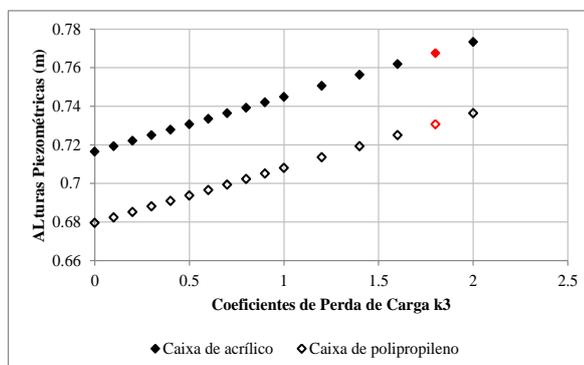


Figura 4.22 – Alturas piezométricas com alteração do coeficiente de perda de carga na entrada da caixa de polipropileno para um caudal de 52.8 l/s.

Verifica-se um aumento linear nas duas caixas de visita, com a diferença entre as alturas piezométricas constante. Nesta análise, para ter em conta o uso de uma gama de coeficientes de perda de carga reais para a instalação, o valor máximo analisado foi de 2.0. Para esse valor obtiveram-se alturas piezométricas de aproximadamente 0.774 m e 0.739 m nas caixas de visita de acrílico e polipropileno, respectivamente.

### Inclinação da conduta

Para a análise de sensibilidade em relação à inclinação da conduta entre os reservatórios foram elaborados dois ensaios. Foram retiradas as alturas piezométricas nas caixas de visita, com a mudança de inclinação da conduta, utilizando dois caudais. Nas Figuras 4.23 e 4.24 são apresentados, respectivamente, os resultados referentes a um escoamento em pressão e os resultados para escoamento com superfície livre.

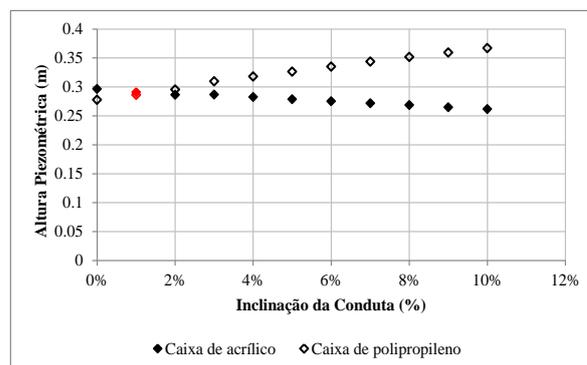
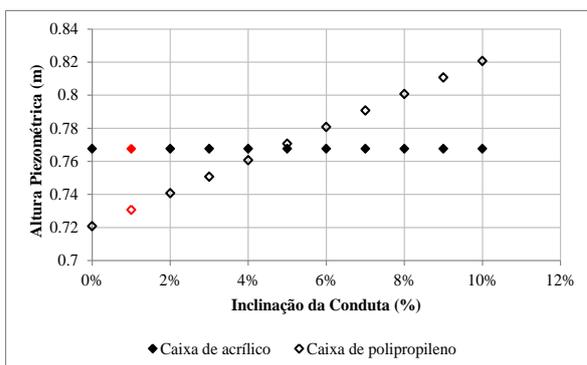
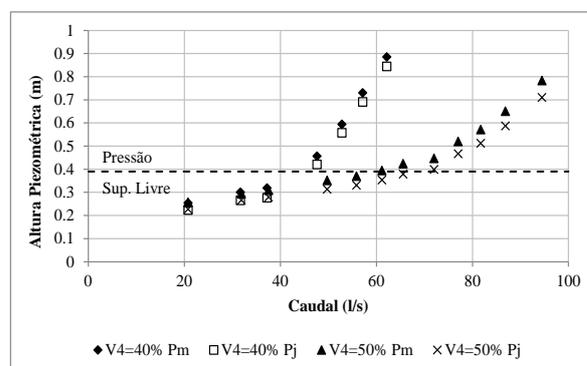
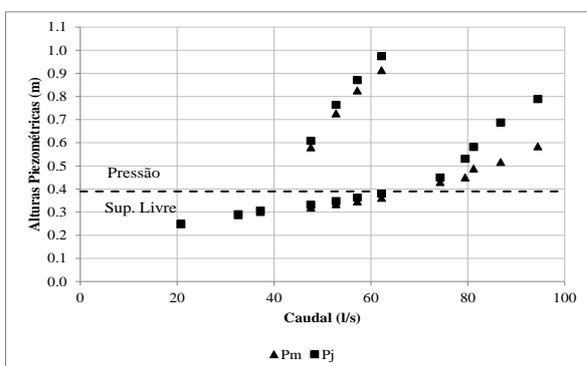


Figura 4.23 – Alturas piezométricas com a alteração da inclinação da conduta para um caudal de 52.8 l/s.

Figura 4.24 – Alturas piezométricas com a alteração da inclinação da conduta para um caudal de 32.6 l/s.

Na Figura 4.23 verifica-se que para o caudal mais elevado a inclinação da conduta apenas tem influência na altura piezométrica da caixa de polipropileno. A altura piezométrica aumenta linearmente com o aumento da inclinação da conduta. A caixa de acrílico mantém sempre a altura piezométrica constante independentemente da inclinação da conduta. A máxima inclinação solicitada foi de 10% atingindo uma altura na caixa de polipropileno de aproximadamente 0.82 m. Para caudais menores (Figura 4.24) verificam-se alterações nas alturas piezométricas das duas caixas de visita. Com o aumento da inclinação da conduta há uma variação decrescente da altura piezométrica na caixa de acrílico e uma variação crescente da altura piezométrica na caixa de polipropileno. A inclinação da conduta tem mais influência para caudais pequenos.

Com os valores escolhidos para as rugosidades das condutas, inclinação e perdas de carga nas singularidades foram simulados os escoamentos para regime permanente. Utilizaram-se os mesmos caudais dos ensaios na instalação experimental (Figura 4.25).



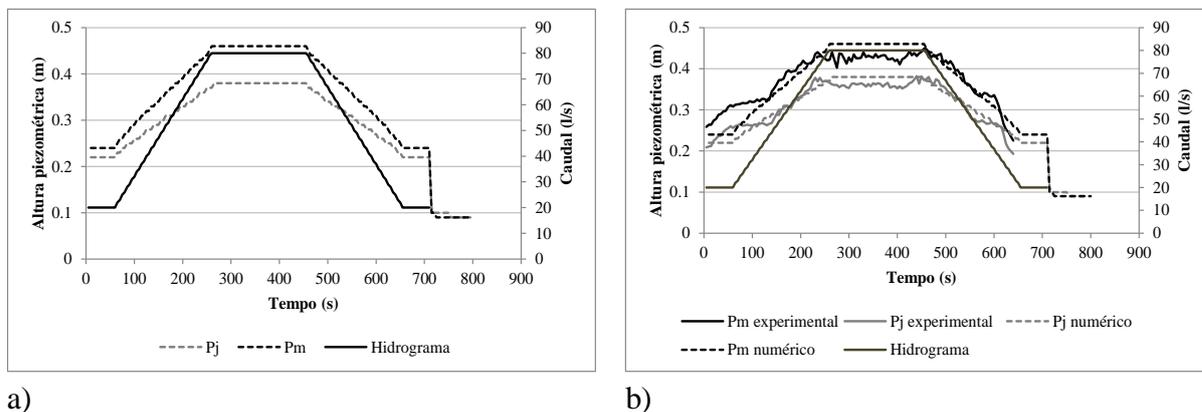
a)

b)

Figura 4.25 – Alturas piezométricas nas caixas de visita obtidas em regime permanente:  
a) Modelo SWMM; b) Experimentais.

As alturas piezométricas obtidas pelo modelo SWMM são muito próximas das alturas piezométricas experimentais. Como era expectável há um erro associado às medições experimentais em comparação com os resultados da simulação. No modelo numérico não acontecem as oscilações nos escoamentos que se observam na instalação experimental, originando consequentemente um erro de medição experimental.

Foram também simulados os escoamentos em regime variável. Introduziu-se no SWMM o hidrograma trapezoidal utilizado nos ensaios na instalação experimental e retiraram-se as alturas piezométricas nas caixas de visita. Foram utilizados os valores dos coeficientes de perda de carga médios, pois o SWMM não possibilita a colocação da curva de variação dos coeficientes com o caudal. Na Figura 4.26 são apresentadas as alturas piezométricas obtidas nas caixas de visita em regime variável no modelo SWMM e a comparação das mesmas com os resultados experimentais.



a)

b)

Figura 4.26 – Alturas piezométricas nas caixas de visita em regime variável: a) Modelo SWMM; b) Modelo SWMM e experimentais.

Na Figura 4.26a) verifica-se que as alturas piezométricas nas caixas de visita obtidas no modelo acompanham a forma trapezoidal do hidrograma. Na Figura 4.26b) verifica-se proximidade entre os valores das alturas piezométricas experimentais e numéricas. Como era expectável os valores adquiridos experimentalmente são oscilatórios quando comparados com os valores numéricos ao longo do tempo de aquisição.

Utilizando os valores dos coeficientes de perda de carga obtidos experimentalmente foram feitas análises em regime variável utilizando os valores de  $k$  máximos, médios, mínimos e não considerando perdas de carga nas singularidades (Tabela 4.9).

Tabela 4.9 – Coeficientes de perda de carga usados em regime variável

	k1	k2	k3
Mínimo	0.70	0.09	1.80
Médio	1.05	0.42	1.80
Máximo	1.50	0.70	1.80

Na Figura 4.27 são apresentadas as alturas piezométricas obtidas na caixa de visita de acrílico utilizando os coeficientes de perda de carga apresentados anteriormente. Na caixa de visita de polipropileno não se verificaram alterações.

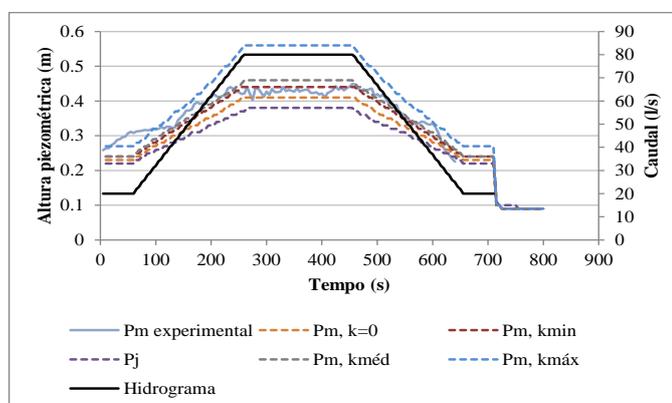


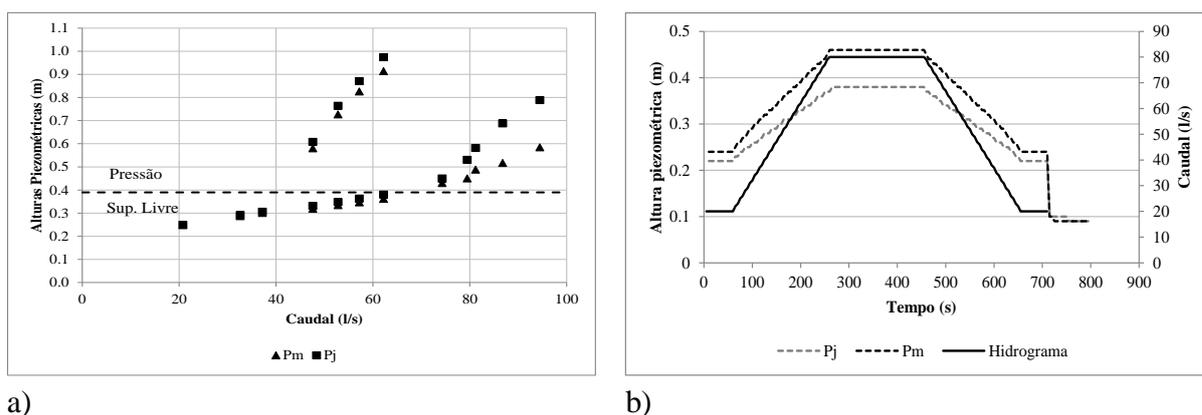
Figura 4.27 – Alturas piezométricas para escoamentos em regime variável.

Na Figura 4.27 verifica-se o nível de influência dos coeficientes de perda de carga introduzidos nas singularidades. Sem perdas de carga nas singularidades obteve-se no patamar do trapézio uma altura piezométrica de 0.44 m na caixa de visita. Com as perdas de carga máximas nas singularidades obteve-se uma altura máxima na caixa de visita de 0.56 m. Verifica-se que os coeficientes de perda de carga que originam alturas piezométricas nas caixas de visita mais próximas dos valores obtidos experimentalmente são os referentes aos valores mínimos.

#### 4.3.2. Modelo numérico completo

O modelo numérico completo é constituído por dois reservatórios e duas condutas (representado na Figura 3.10). Foram introduzidas as características das singularidades e das condutas inseridas na Tabela 4.8. Nas caixas de visita modeladas como reservatórios é possível introduzir as suas dimensões.

Foram feitas as simulações para regime permanente e regime variável e verificou-se que os resultados são iguais aos obtidos no modelo anterior. Segundo Melo *et al.* (2012), em modelos SWMM as caixas de visita devem ser modeladas como reservatórios quando o seu diâmetro é superior a 1.2 m. Sendo que as caixas de visita da instalação experimental possuem 1 m de diâmetro, não é influenciável modelar como junções ou reservatórios. De forma a confirmar este estudo são apresentados os resultados das simulações em escoamentos permanentes e variáveis (Figura 4.28).



a) b)  
Figura 4.28 – Alturas piezométricas nas caixas de visita: a) Regime permanente; b) Regime variável.

A análise da Figura 4.28 permite confirmar a validade do estudo descrito anteriormente. As alturas piezométricas em ambos os regimes apresentados são iguais às expostas nas Figuras 4.25 e 4.26a). Conclui-se que na instalação experimental DD-MLE pode ser aplicado tanto o modelo simplificado como o modelo completo sem comprometer a validade dos resultados.

## 5. APLICAÇÃO A UM SISTEMA URBANO EXISTENTE NA CIDADE DE COIMBRA

O sistema urbano escolhido localiza-se na cidade de Coimbra. A bacia escolhida situa-se numa zona de risco, pois ocorrem frequentemente inundações na zona mais baixa, após eventos com um tempo de retorno superior ao considerado. Possui uma área de 93 ha, sendo a bacia caracterizada por uma forma triangular e o sistema de drenagem tem 34.8 km. A cota mais elevada da bacia é de 160.5 m e a saída da rede de drenagem situa-se no final da Avenida Sá da Bandeira (realçado na Figura 5.2)

A influência das perdas de carga no sistema urbano na cidade de Coimbra foi estudada utilizando o modelo em SWMM. O hietograma de projecto utilizado foi calculado com base nas curvas IDF para um período de retorno de 10 anos (David, 2005). Possui uma duração de 4 horas com intervalos de 1 minuto e com uma duração de ponta de 5 minutos conforme apresentado na Figura 5.1.

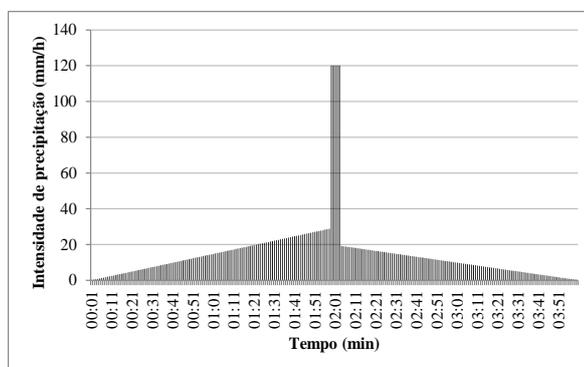


Figura 5.1 – Hietograma de projecto.

Considerando as singularidades da rede sem perdas de carga fez-se a simulação, registrando as alturas de água nas condutas e caixas de visita. Desta forma, obtiveram-se os troços e nós em que a sua capacidade máxima foi atingida. Pode-se representar os resultados do modelo SWMM utilizando cores nos nós e troços de acordo com a altura máxima do escoamento em cada elemento da rede. Na Figura 5.2 são apresentados os resultados da simulação na rede de drenagem, não considerando perdas de carga.

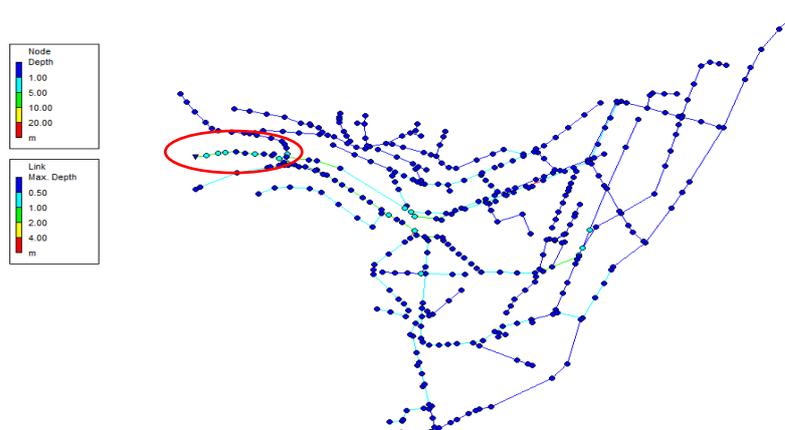


Figura 5.2 – Simulação considerando as singularidades sem perdas de carga.

Através da Figura 5.2 observam-se alguns nós com alturas de água entre 1 m e 5 m, nomeadamente na parte assinalada a vermelho, situada nos últimos troços da Avenida Sá da Bandeira. Esta é uma zona considerada crítica porque as condutas trabalham habitualmente sob condições de pressão para além de se situarem numa zona baixa da cidade.

Numa segunda análise considerou-se os valores das perdas de carga à entrada e saída das caixas de visita de 0.7 e 1.5, respectivamente. Estes valores nas singularidades correspondem aos valores máximos obtidos experimentalmente. Utilizando o mesmo hietograma e correndo a simulação obtêm-se novamente as alturas de água nas caixas de visita e condutas (Figura 5.3).

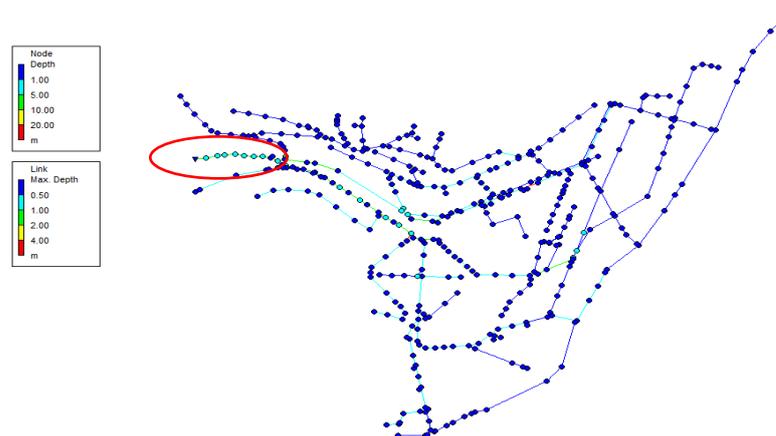
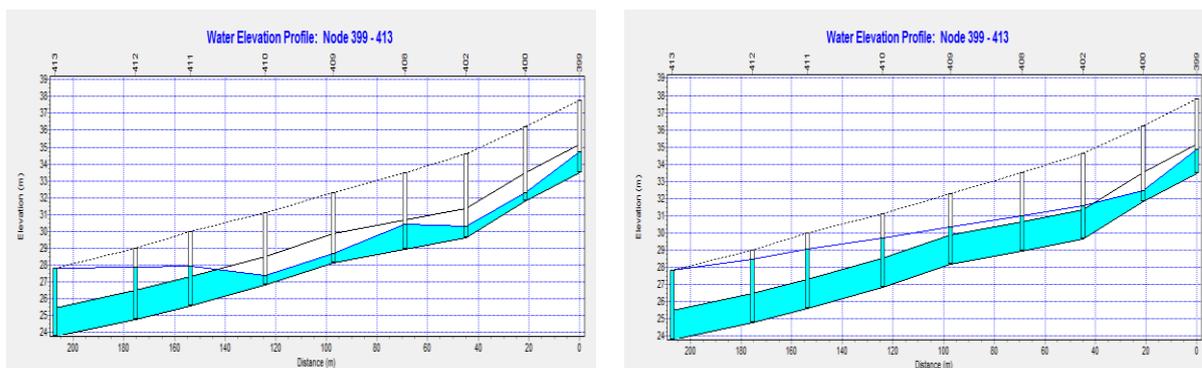


Figura 5.3 - Simulação considerando nas junções  $k_{entrada}=0.7$  e  $k_{saida}=1.5$ .

Utilizando como perdas de carga nas singularidades os valores médios medidos experimentalmente, obtêm-se um maior número de caixas de visita com alturas de água entre 1 m e 5 m. No troço assinalado a vermelho, quando comparado com o mesmo troço na Figura

5.2, verifica-se um maior número de caixas de visita com alturas de água entre 1 m e 5 m. Este troço com elevado declive corresponde a uma zona crítica da cidade onde ocorrem frequentemente inundações. Foram retirados do SWMM perfis longitudinais desse troço para os dois casos descritos (com e sem perdas de carga nas singularidades) (Figura 5.4).



a)

b)

Figura 5.4 – Perfis longitudinais do troço de saída da rede: a)  $k_{\text{entrada}}=k_{\text{saída}}=0$ ; b)  $k_{\text{entrada}}=0.7$ ,  
 $k_{\text{saída}}=1.5$ .

Através da Figura 5.4 verifica-se que não tendo perdas de carga nas singularidades apenas as duas últimas condutas ficam com escoamento em pressão. Com perdas de carga nas singularidades verifica-se para a mesma zona que todas as condutas encontram-se com escoamento em pressão. Neste caso as últimas caixas de visita praticamente atingem a sua capacidade máxima, podendo originar inundações.

As verificações anteriores vão ao encontro dos resultados obtidos no modelo SWMM em regime variável com a alteração dos coeficientes de perda de carga. Com a introdução de coeficientes de perda de carga nas singularidades as alturas piezométricas das caixas de visita aumentam.

## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1. Conclusões

A presente dissertação teve como principal objectivo o estudo da importância das perdas de carga num sistema enterrado. Foi efectuada uma análise rigorosa de alturas de água em vários pontos em diversos escoamentos, em regime permanente e variável, numa instalação experimental, a instalação DD-MLE situada no Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. Construiu-se um modelo numérico em SWMM, calibrou-se com os valores obtidos experimentalmente e testaram-se valores de coeficiente de perda de carga diferentes na simulação de diferentes escoamentos.

A instalação experimental é constituída por duas caixas de visita de diferentes geometrias (caixa de acrílico e caixa de polipropileno) e um colector. Foram testadas gamas de caudais entre 20 l/s e 95 l/s e retiradas as perdas de carga na saída da caixa de acrílico, na entrada da caixa de polipropileno e ao longo do colector, utilizando escoamentos em regime permanente e variável. Os resultados obtidos possibilitaram a comparação dos diferentes comportamentos verificados nos dois tipos de caixas de visita. Verifica-se que a caixa de visita de polipropileno é a que apresenta menores valores de perda de carga, pois possui uma geometria em que na sua passagem o escoamento não sofre contracção da veia líquida. Na caixa de visita de acrílico, ao contrário da caixa de polipropileno, verifica-se a proporcionalidade entre o coeficiente de perda de carga e o caudal ao longo de toda a gama de caudais testados. Nos ensaios experimentais referentes ao regime variável foi analisada a frequência de aquisição de 2 e 5 s, tendo-se concluído que a análise de 2 em 2 segundos possibilita uma análise mais completa. Verificou-se que os valores de  $k$  alteram com o caudal (Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.9 e Figura 4.10). As condições de escoamento, nomeadamente as alturas de água nas caixas de visita alteram-se modificando a contracção da veia líquida e originando diferentes valores de  $k$ .

O modelo em SWMM foi calibrado e validado para os vários escoamentos e foram feitas várias análises de sensibilidade de forma a verificar a influência de cada parâmetro nas alturas piezométricas das caixas de visita. Verificou-se que o escoamento possui regime lento. Foi também elaborado um modelo completo e um modelo simplificado da instalação

experimental, o modelo completo representado por reservatórios e o modelo simplificado por junções. Concluiu-se que ambos os modelos são válidos para a instalação. Como mostrou Melo *et al.* (2012) o modelo simplificado apenas deixa de ter validade para caixas de visita com diâmetro superior a 1.2 m. Foi também testado no modelo numérico escoamentos com regime variável utilizando diferentes valores de perda de carga nas singularidades. Com este estudo verificou-se que é de extrema importância a consideração das perdas de carga no sistema de drenagem.

Com o estudo de todas as componentes da instalação experimental foi feita uma aplicação a um sistema urbano localizado na cidade de Coimbra. No modelo com aplicação de um hietograma de projecto foram feitas simulações considerando ou não considerando perdas de carga nas caixas de visita. Verificou-se que a consideração de perdas de carga nas caixas de visita é de extrema importância, pois sem a consideração das mesmas a rede pode entrar em sobrecarga quando solicitada a eventos de precipitação.

## **6.2. Trabalhos Futuros**

Na sequência deste trabalho poderão ser desenvolvidos trabalhos futuros na instalação experimental DD-MLE, nomeadamente o estudo completo das outras singularidades existentes de modo a obter os coeficientes de perda de carga na entrada da caixa de visita de acrílico e na saída da caixa de visita de polipropileno de forma a ter a análise completa de toda a instalação experimental.

Outro trabalho futuro seria testar outros tipos de escoamentos na instalação experimental considerando a parte enterrada e superficial (drenagem dual). Com os resultados obtidos poderia ser modelado em SWMM e aplicado a um estudo de caso.

Num outro trabalho futuro seria interessante modelar a instalação experimental, DD-MLE de forma que seja possível a introdução da curva de variação dos coeficientes de perda de carga consoante o valor do caudal em regime variável.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aad, M.P.A., Suidan, M.T., and Shuster, W.D. (2010). "Modeling Techniques of Best Management Practices : Rain Barrels and Rain Gardens Using EPA SWMM-5". 434–443.

Barco, J., Wong, K.M., and Stenstrom, M.K. (2008). "Automatic Calibration of the U.S. EPA SWMM Model for a Large Urban Catchment". "Journal of Hydraulic Engineering" *134*, 466–474, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:4(466).

Butler, D., and Davies, J.W. (2011). "Urban Drainage". 3ª edição. Taylor & Francis. ISBN: 9780415455268.

Cambez, M.J., Pinho, J., and David, L.M. (2008). "Using SWMM 5 in the continuous modelling of stormwater hydraulics and quality". "11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK" 1–10.

Carvalho, R., Páscoa, P., Leandro, J., Abreu, J., Lopes, P., Quinteiro, R., and Lima, L.M.P.L. (2013). "Experimental investigation of the linking element gully - drop manhole". "Proceedings of 35th IAHR World Congress 2013".

Chaudhry, M.H. (2008). "Open-Channel Flow". 2ª Edição. Springer. ISBN: 9780387301747.

David, L. (2005). "Descargas de Excedentes de Sistemas de Drenagem Urbana". Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa.

David, L.M., Carvalho, R.F., Isidro, R., and Sobral, M. (2011). "Stormwater control of new urban developments – Planning and modelling the Penalva system". 11–16.

Diogo, A., and Vilela, F. (2014). "Head losses and friction factors of steady turbulent flows in plastic pipes". "Urban Water Journal" *11*, 414–425, DOI: 10.1080/1573062X.2013.768682.

Freitas, B. (2009). "Simulação de um sistema de drenagem pluvial da área de Coimbra para eventos de precipitação com diferentes períodos de retorno". Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra.

Larock, B.E., Jeppson, R.W., and Watters, G.Z. (2000). "Hydraulics of Pipeline Systems". ISBN: 0849318068.

Leandro, J. (2008). "Advanced Modelling of Flooding in Urban Areas Integrated 1D / 1D and 1D / 2D Models". Tese de Doutoramento. University of Exeter.

Lopes, P. (2011). "Modelo Numérico Misto: Superfície Livre/Pressão". Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra.

Marsalek, J. (1984). "Head losses at sewer junction manholes". "Journal of Hydraulic Engineering" *110*, 1150–1154.

Massey, B.S. (2002). "Mecânica dos Fluídos". ISBN: 972-31-0945-X.

Melo, N. (2011). "Avanços na Modelação Numérica de Escoamentos em Meios Urbanos". Projecto de Tese. Universidade de Coimbra.

Melo, N., Leandro, J., Shucksmith, J., Rubinato, M., Djordjevic, S., Saul, A.J., Ramos, H., and De, J.L.M.P. (2012). "Modelling Internal Boundary Conditions of a Sewer Network". "9th International Conference on Urban Drainage Modelling, Belgrade, Serbia" 1–10.

Mendes, P. (2001). "Contribuição para o Estudo da Modelação das Ondas de Cheia Provocadas pela Rotura de Barragens: Aspectos Hidrodinâmicos e Morfodinâmicos". Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra.

Nestor, M., Buchberger, S., Suidan, M.T., and Lu, T. (2014). "Calibration of Rainfall-Runoff Model in Urban Watersheds for Stormwater Management Assessment". DOI: 10.1061/(ASCE)WR.

Paula, T. (2013). "Zonas inundáveis e quantificação do risco de inundação em meios urbanos". Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra.

Pedersen, F.B., and Mark, O. (1990). "Head Losses in Storm Sewer Manholes: Submerged Jet Theory". "Journal of Hydraulic Engineering" *116*, 1317–1328.

Pfister, M., Gisonni, C., and Asce, F. (2014). "Head Losses in Junction Manholes for Free Surface Flows in Circular Conduits". "American Society of Civil Engineers" DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000895.

Quintela, A. de C. (2011). "Hidráulica". 12<sup>a</sup> Edição. ISBN: 978-972-31-0775-3.

Rossman, L.A. (2010). "Manual EPA SWMM 5.0".

Saiyudthong, C., and Guymer, I. (2005). "Simulation os Energy Loss Due To Changes in Pipe Direction Across a Manhole". In 10th National Convention on Civil Engineering, (Thailand, Vol.2.), pp. 5–9.

Santos, F. (2008). "Estudo, Operação e Controlo do Canal, Circuitos Acessórios e Geradores de Ondas do LHRHA". Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra.

Simões, N., Wang, L., Ochoa, S., Leitão, J.P., Pina, R., Marques, A.S., and Maksimovi, Č. (2011). "Urban flood forecast based on raingauge networks". "12nd International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre/Brazil".

Sun, N., Hall, M., Hong, B., and Zhang, L. (2014). "Impact of SWMM Catchment Discretization : Case Study in Syracuse , New York". 223–234, DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000777.

Tucci, C. (1998). "Modelos Hidrológicos". Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre. ISBN: 85-7025-445-8.

Tucci, C., Porto, R., and Barros, M. (1995). "Drenagem Urbana". Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre.