

IMPACTES DO FUNCIONAMENTO DE BOMBAS "IN-LINE" EM REDES PREDIAIS, NAS REDES PÚBLICAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

DIOGO ALEXANDRE RODRIGUEZ DIAS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientadora: Professora Doutora Cristina Maria Monteiro dos Santos

Coorientador: Professor Doutor Francisco de Almeida Taveira Pinto

JULHO DE 2019

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2018/2019

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2018/2019 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2019*.

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

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

À minha família e amigos

“O bom da ciência é que é verdade, acredite ou não nela.”

Neil deGrasse Tyson

AGRADECIMENTOS

A todos as pessoas que contribuíram, direta ou indiretamente, na minha formação e no desenvolvimento desta dissertação de mestrado, um enorme obrigado, em especial:

À minha orientadora, Professora Doutora Cristina Maria Monteiro Santos pelo interesse demonstrado e por todo o apoio e disponibilidade no decorrer deste trabalho;

Ao meu coorientador, Professor Doutor Francisco Taveira Pinto, pelas indicações realizadas e pela pormenorizada revisão da dissertação;

Ao Professor Doutor Joaquim Sousa pelo apoio e a prontidão no esclarecimento de dúvidas relacionadas com o WaterNetGen;

Ao Eng. Flávio Oliveira e à Eng. Susana Garcia, pela disponibilidade e fornecimento de dados das Águas do Porto;

Ao Eng. João Correia da EFAFLU pela disponibilidade e esclarecimento de dúvidas relativamente as bombas "in-line";

Ao Eng. Rui Ferreira da KSB pelas dúvidas retiradas relacionadas com as bombas "in-line";

À minha família, namorada e amigos, pelo apoio, compreensão e presença fundamental em momentos importantes como este.

RESUMO

Ao longo dos anos a sociedade tem vindo a alterar os seus hábitos relativamente ao consumo de água, também se tem verificado um aumento das requalificações de edifícios centenários, bem como as mudanças operacionais por parte das entidades gestoras, em busca de uma poupança de água e energia, contribuíram para o decréscimo de pressões nas redes públicas de abastecimento de água. Por outro lado, o aumento do grau de exigência por parte dos consumidores, associado ao aumento do número de dispositivos instalados levam a que a pressão existente na rede não seja suficiente para garantir o grau de conforto, ou até mesmo, o funcionamento dos mesmos. Desta forma é necessário optar por alternativas capazes de combater este problema.

Assim a presente dissertação apresenta as várias soluções à resolução da insuficiência de pressão focando-se no sistema de bombagem "in-line" e analisando os impactes causados pelo mesmo. Esta alternativa caracteriza-se por ser um sistema indireto com bombagem direta. Isto é, a introdução de um grupo de pressurização na rede predial que eleva a água diretamente aos pontos de consumo. As bombas "in-line" são bombas centrífugas e encontram-se disponíveis para uma diversa gama de caudais e de alturas manométricas. As suas aplicações são diversas desde sistemas de rega, sistemas de abastecimento de água público ou doméstico, serviços industriais e para combate a incêndio, entre outras.

A análise foi executada para dois casos de estudo, uma moradia e um edifício multifamiliar em pontos distintos da cidade do Porto, para os quais se procurou representar a realidade num modelo computacional utilizando o programa EPANET e uma expansão do mesmo conhecida como WaterNetGen. Os modelos foram caracterizados com dados fornecidos pelo projetista (rede predial) e pela entidade gestora (rede pública). Com estes dados simularam-se três situações, a primeira para o caudal de cálculo, a seguinte para a rotina matinal (hora mais crítica) e a terceira simulação para um período de 24 horas.

Após a análise dos resultados obtidos através do EPANET para os casos de estudo, conclui-se que os impactes causados pelas bombas "in-line" na rede pública não existem, o motivo principal da baixa de pressão na rede pública deve-se ao facto do aumento de consumo no edifício. Desta forma, desde que o sistema de bombagem não aumente a pressão dentro da habitação para valores excessivos os impactes causados na rede pública são equivalentes a um abastecimento através de sistema direto.

Palavras chave: Sistemas de abastecimento de água, rede pública, rede predial, sistemas de bombagem, bombas "in-line", EPANET, WaterNetGen.

ABSTRACT

Throughout the years society has been altering their habits regarding water consumption and there has been an increase in the requalification of centennial buildings, as well as operational changes by managing entities, aiming at saving both water and energy, which have contributed for a decrease in pressure of public water supply networks. On the other hand, the increase in the level of demand by consumers, associated to the increasing number of devices installed, lead to a situation in which the pressure existing in the network is not enough to ensure a level of comfort, or even proper functioning of those devices. Thus, it is necessary to choose proper alternatives to tackle this problem.

In line with this issue, this dissertation presents the several solutions available to help solve the lack of pressure, focusing on the "in-line" pumping system and analysing the impacts caused by it. This alternative consists of an indirect system featuring direct pumping, i.e., the fitting of a pressurising group into the building network itself, which elevates water directly to consumption points. "In-line" pumps are centrifugal pumps and they are available for a wide range of flows and manometric heights. They have several applications, from watering systems, public or household water supplying, industrial services and to firefighting, among others.

The analysis was performed for two case studies, a detached house and a block of flats, located at different points in the city of Oporto, where we tried to represent reality through a computer model using EPANET programme and an extension of it known as WaterNetGen. The models were characterised with data supplied by the project maker (building network) and by the managing entity (public network). By using such data, three situations were simulated, the first one concerning the water flow calculation, the second concerning morning routine (the most critical time) and the last one regarding a 24-hour period.

Following the analysis of the results obtained through EPANET for the case studies, one may conclude that the impacts caused by the "in-line" pumps in the public network do not exist, and the main reason for pressure drop is the increase in consumption from within the building. Thus, as long as the pumping system does not increase the pressure inside the household to excessive values, the impacts caused on the public network are equivalent to supplying through a direct system.

Keywords: Water supplying systems, public water supply network, building network, pumping systems, "in-line" pumps, EPANET, WaterNetGen.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1 INTRODUÇÃO 1 |

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS	1
---	---

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	1
---	---

2 REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA 3 |

2.1. SISTEMA DE ABASTECIMENTO PÚBLICO	3
--	---

2.1.1. GENERALIDADES.....	3
---------------------------	---

2.1.2. CHOQUE HIDRÁULICO	6
--------------------------------	---

2.2. SISTEMAS PEDIAIS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	11
---	----

2.2.1. GENERALIDADES.....	11
---------------------------	----

2.2.2. COMPONENTES DO SISTEMA PREDIAL DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	12
--	----

2.2.3. TIPOS DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO PREDIAL DE ÁGUA	15
---	----

2.2.4. DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA QUENTE	19
--	----

2.2.5. CÁLCULO HIDRÁULICO	20
---------------------------------	----

2.2.6. PERDAS DE CARGA	24
------------------------------	----

2.2.7. LINHA DE ENERGIA E LINHA PIEZOMÉTRICA.....	27
---	----

2.3. BOMBAS	28
--------------------------	----

2.3.1. CARACTERIZAÇÃO.....	28
----------------------------	----

2.3.2. BOMBAS DE PRESSURIZAÇÃO	30
--------------------------------------	----

3 Casos de Estudo 37 |

3.1 MODELAÇÃO	37
----------------------------	----

3.1.1 DESCRIÇÃO DE MODELO DE SIMULAÇÃO	37
--	----

3.1.2 EPANET	38
--------------------	----

3.1.3 WATERNETGEN.....	44
------------------------	----

3.2 CRIAÇÃO DO MODELO	47
------------------------------------	----

3.2.1 GENERALIDADES.....	47
--------------------------	----

3.2.2 SIMULAÇÕES REALIZADAS.....	50
3.3 CASO DE ESTUDO 1.....	54
3.4 CASO DE ESTUDO 2.....	57
 4 Análise de Resultados	 63
4.1 CASO DE ESTUDO 1.....	63
4.1.1 SIMULAÇÃO ESTÁTICA.....	63
4.1.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA.....	64
4.1.2.1 ANÁLISE DA HORA MAIS CRÍTICA	64
4.1.2.2 ANÁLISE PARA UM PERÍODO DE 24 HORAS	66
4.2 CASO DE ESTUDO 2.....	68
4.2.1 SIMULAÇÃO ESTÁTICA.....	68
4.2.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA.....	68
4.2.2.1 ANÁLISE DA HORA MAIS CRÍTICA	68
4.2.2.2 ANÁLISE PARA UM PERÍODO DE 24 HORAS	70
 5 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	 73
5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES DO ESTUDO	73
5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	74
 Referências Bibliográficas	 76
 Anexos	 78

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Esquema de um sistema de abastecimento público de água (Alegre, 2004).....	3
Fig. 2 – Rede Ramificada (esquerda), Rede emalhada (centro) e Rede mista (direita).....	5
Fig. 3 – Campo de vetores de velocidade para um fluxo normalizado. (Dutta, et al., 2015).....	7
Fig. 4 – Volante de inércia (Pimentel, 2010).	8
Fig. 5 – Chaminé de equilíbrio simples.	8
Fig. 6 – Reservatório unidirecional (http://pliniotomaz.com.br/wp-content/uploads/2014/01/Capitulo-23-Medidas-para-evitar-golpe-de-ariete.pdf).....	9
Fig. 7 – Conduta de aspiração paralela (Camargo, 1989).	9
Fig. 8 – Válvula de descarga automática (Camargo, 1989).....	10
Fig. 9 – Reservatório de ar comprimido (Lencastre, 1996).....	10
Fig. 10 – Rede de distribuição de água (Pedroso, 2000).	12
Fig. 11 – Instalação da tubagem: à vista/ embutidas/ em caleiras/ tetos falsos (Pedroso 2000).	13
Fig. 12 – Sistema direto.	15
Fig. 13 – Sistema indireto com reserva superior.....	17
Fig. 14 – Sistema indireto com bombagem com e sem reservatório superior.....	17
Fig. 15 – Esquema de cisterna (C) com bombagem (B) direta da rede pública (RP) (esquerda) e de cisterna com bombagem privada (direita) (Oliveira, 2013).	18
Fig. 16 – Sistema misto.....	18
Fig. 17 – Sistema indireto com bombagem direta.....	19
Fig. 18 – Caudais de cálculo em função dos caudais acumulados para um nível médio de conforto (RGSPDADAR, 1995).....	22
Fig. 19 – Processo de determinação do diâmetro.	24
Fig. 20 – Representação do comprimento equivalente (Sá, 2012).....	26
Fig. 21 – Esquema do traçado e dimensionamento de uma rede predial de abastecimento de água (adaptado Teixeira, 2018).	27
Fig. 22 – Variação de energia entre duas secções (Lencastre, 1996).	28
Fig. 23 – Esquema em corte de uma bomba centrífuga (https://www.mathworks.com/help/predmaint/ug/fault-diagnosis-of-centrifugal-pumps-using-steady-state-experiments.html).....	29
Fig. 24 – Exemplo de bombas "in-line" para pequenos consumos e baixas alturas manométricas. EFAFLU-AQUA Domus (esquerda), KSB Delta Compact (direita).....	31
Fig. 25 – Bomba "in-line" para alturas manométricas elevadas, de eixo vertical. KSB Movitec VCI	33
Fig. 26 – Bombas "in-line" multiestágio, de eixo vertical - EFAFLU AQUA ProDRIVE (esquerda) e de eixo horizontal LOWARA E-HM (direita).	33
Fig. 27 – Representação dos Componentes Físicos da Rede. (Rossman, 2002).....	39

Fig. 28 – Esquema da rede para exemplificar a metodologia.	41
Fig. 29 - Esquema da rede sem a correção introduzida no EPANET.	42
Fig. 30 – Esquema da rede com a correção introduzida no EPANET.	43
Fig. 31 – Esquema de ambas as redes representadas no mesmo modelo.	44
Fig. 32 – WaterNetGen análise baseada no consumo.	46
Fig. 33 – WaterNetGen análise baseada na pressão.	46
Fig. 34 - Localização do caso de estudo 1.	54
Fig. 35 - Curva característica da bomba do caso de estudo 1.	56
Fig. 36 – Modelo usado na validação e análise estática, caso de estudo 1.	57
Fig. 37 – Localização do caso de estudo 2.	57
Fig. 38 – Curva característica da bomba do caso de estudo 2.	59
Fig. 39 – Modelo usado na validação e análise estática, caso de estudo 2.	61
Fig. 40 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica com bomba, caso de estudo 1.	64
Fig. 41 – Caudal no ramal na hora crítica, caso estudo 1.	65
Fig. 42 – Pressão a jusante da bomba, caso estudo 1.	65
Fig. 43 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica sem bomba, caso de estudo 1.	66
Fig. 44 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com bomba, caso de estudo 1.	66
Fig. 45 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas sem bomba, caso de estudo 1.	67
Fig. 46 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com recurso ao WaterNetGen, caso de estudo 1.	67
Fig. 47 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica com bomba, caso de estudo 2.	69
Fig. 48 – Caudal no ramal na hora crítica, caso estudo 2.	69
Fig. 49 – Pressão a jusante da bomba, caso estudo 2.	69
Fig. 50 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica sem bomba, caso de estudo 2.	70
Fig. 51 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com bomba, caso de estudo 2.	71
Fig. 52 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas sem bomba, caso de estudo 2.	71
Fig. 53 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com recurso ao WaterNetGen, caso de estudo 2.	71

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Síntese das aplicações e custos dos diferentes materiais (Sá, 2012).	13
Tabela 2 – Materiais das tubagens a usar em redes prediais de abastecimento de água (Teixeira, 2018).	14
Tabela 3 – Caudal mínimo instantâneo para cada dispositivo (RGSPDADAR, 1995).....	21
Tabela 4 – Cálculo para os caudais fictícios a introduzir no EPANET.	42
Tabela 5 – Cálculo das correções a introduzir no EPANET.	43
Tabela 6 – Coeficientes das fórmulas de perda de carga para tubagens novas (Rossman, 2002).	47
Tabela 7 – Valores do coeficiente de perda de carga singular para diferentes (Rossman, 2002).	48
Tabela 8 – Diâmetro dos ramais individuais	49
Tabela 9 – Características PPR - PN20 Coprax (eurotubo.pt)	49
Tabela 10 – Características PEAD PE 80 (alfatubo.pt)	50
Tabela 11 – Caudais usados no modelo (RGSPDADAR, 1995).....	51
Tabela 12 – Estimativa de consumos (L/min) (Medeiros, 2018).....	51
Tabela 13 – Número de habitantes em função da tipologia.	52
Tabela 14 – Distribuição do consumo de água.....	52
Tabela 15 – Fatores de ponta horário.....	53
Tabela 16 – Cota dos nós do caso de estudo 1.....	54
Tabela 17 – Comprimento das tubagens do caso de estudo 1.	55
Tabela 18 – Valores extremos de pressão e caudal do caso de estudo 1.	55
Tabela 19 – Distribuição do consumo do caso de estudo 1.	56
Tabela 20 – Cota dos nós do caso de estudo 2.....	58
Tabela 21 – Comprimento das tubagens do caso de estudo 2.	58
Tabela 22 – Valores extremos de pressão do caso de estudo 2.....	58
Tabela 23 – Distribuição de consumo das frações A, C e E do caso de estudo 2.	59
Tabela 24 – Distribuição de consumo das frações B, D e F do caso de estudo 2.	60
Tabela 25 – Distribuição de consumo da fração G do caso de estudo 2.	60
Tabela 26 – Simulação estática do caso de estudo 1.	63
Tabela 27 – Simulação estática do caso de estudo 2.	68

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

Num sistema de abastecimento de água o consumo energético está em grande parte associado aos equipamentos elevatórios, por este motivo, as entidades gestoras investiram e continuam a investir em pequenas modificações nas bombas e/ou em mudanças operacionais para alcançarem uma melhoria económica sem a necessidade de grandes investimentos e de modificar as infraestruturas existentes.

Associado a estas mudanças operacionais, é possível que exista uma redução de pressão na rede de abastecimento público, contudo esta modificação deverá assegurar a prestação de serviço constante garantindo o fornecimento de água em condições desejáveis aos clientes existentes. Este abaixamento de pressão contribui significativamente para a diminuição das perdas reais de água. Motivada por esta ação, os novos clientes poderão ter dificuldades em garantir o nível de conforto médio em todos os dispositivos. Assim existe a necessidade de recorrer a um conjunto de alternativas que poderá ir desde o aumento do diâmetro das tubagens, à utilização de reservatórios ou até mesmo ao recurso de sistemas elevatórios.

A realização deste estudo deve-se ao aparecimento de pressões insuficientes na rede pública, que até então eram capazes de satisfazer os clientes, mas, devido às mudanças operacionais por parte das entidades gestoras, às alterações dos padrões da sociedade e ao aumento nas requalificações de edifícios originaram um desconforto na utilização dos equipamentos e até mesmo a inoperação de alguns. Este problema pode ser solucionado através do aumento de diâmetro da rede predial, o que nem sempre é suficiente, ou através do uso de reservatório com ou sem bomba ou apenas recorrendo à instalação de uma bomba capaz de pressurizar a água diretamente da rede pública, bomba “in-line”.

Contudo, o aumento significativo do preço por metro quadrado dos imóveis e pela inexistência de locais para a construção de um reservatório leva à necessidade de otimizar o espaço existente assim, o sistema de bombagem “in-line” torna-se muito apelativo.

A presente dissertação tem como objetivo procurar enumerar e quantificar os problemas que este tipo de bombas poderão causar na rede pública de abastecimento de água, com recurso a uma análise computacional onde serão realizados cenários para dois casos de estudo reais, de reabilitações de edifícios na zona do Porto, o caso de estudo 1 é uma moradia localizada na Rua do Molhe e o caso de estudo 2 é um edifício multifamiliar na Rua das Fontainhas.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos:

Capítulo 1 – Introdução – Neste capítulo apresenta-se de forma muito resumida o que se pretende fazer ao longo desta dissertação e o desenvolvimento da sua estrutura.

Capítulo 2 – Redes de Distribuição de Água – Ao longo deste capítulo são revistos alguns conceitos fundamentais sobre o abastecimento público, o abastecimento predial e sistemas de bombagem.

Capítulo 3 – Casos de Estudo – Capítulo onde se apresentam os casos de estudo, se explica o método aplicado e o funcionamento sucinto dos programas utilizados na realização das simulações.

Capítulo 4 – Análise de Resultados – Esta secção é responsável pelo tratamento, apresentação e discussão dos resultados obtidos através dos programas utilizados.

Capítulo 5 – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros – Por último, neste capítulo, são expostas as considerações finais da dissertação tendo por base a análise realizada no capítulo anterior e onde se encontram as recomendações para o prosseguimento do estudo.

2

REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

2.1. SISTEMA DE ABASTECIMENTO PÚBLICO

2.1.1 GENERALIDADES

Entende-se por sistema de abastecimento público o conjunto de obras, equipamentos e serviços postos à disposição de uma comunidade e destinados a fornecer água para consumo doméstico, serviços públicos, utilizações industriais e outros usos. A água a fornecer deverá ser, na medida do possível, em quantidade suficiente e da melhor qualidade no que respeita a condições físicas, químicas e bacteriológicas (Paixão, 1999).

Um sistema de abastecimento público de água compreende os consumos domésticos, industriais, comerciais, públicos, de combate a incêndios e outros não especificados. Geralmente é constituído pelas seguintes etapas (Fig. 1): o serviço “em alta” que compreende a captação de água bruta, elevação e transporte desta, tratamento, adução da água tratada, seguindo-se o serviço “em baixa” constituído pelo armazenamento, distribuição e utilização por parte dos consumidores.

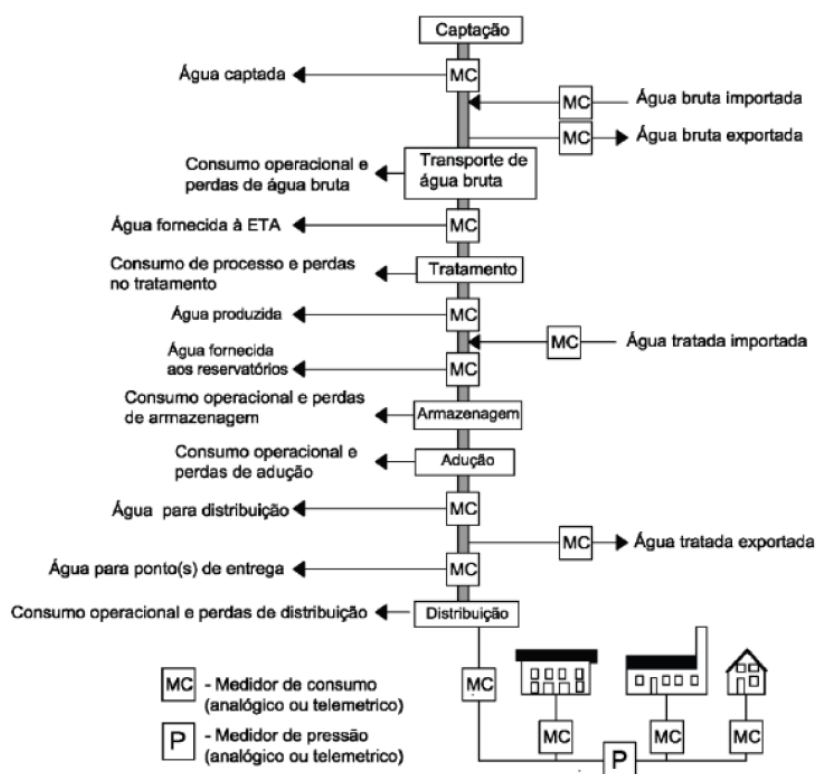


Fig. 1 – Esquema de um sistema de abastecimento público de água (Alegre, 2004).

Em Portugal, os sistemas de abastecimento de água encontram-se maioritariamente desverticalizados, isto é, os sistemas em “alta” e em “baixa” são por norma prestados por entidades gestoras distintas.

No ano de 1995, foi posta em prática uma reforma no sector da água, materializada com o Decreto de Lei nº379/93 de 5 de novembro, e desde então têm sido celebrados diversos contratos entre Câmaras Municipais e empresas privadas para a gestão e exploração da captação, tratamento e distribuição de água.

Com o aumento da privatização de um sector tão importante como este, foi elaborado um documento definidor das metas a serem alcançadas bem como o limite temporal das mesmas, o Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais (PENSAAR). As metas definidas nesse documento passavam pelo cumprimento da legislação em vigor e pela melhoria da cobertura dos sistemas de abastecimento de água, drenagem e tratamento de águas residuais. O PENSAAR sofreu diversos ajustes com o decorrer do tempo até que mais tarde, a 30 de abril de 2015, através do Despacho nº4385/2015 foi aprovado em Diário da República o plano estratégico PENSAAR 2020. Este novo plano estratégico, tem como base uma estratégia menos focalizada na construção de infraestruturas, mas sim na gestão das existentes, no seu funcionamento e na prestação de serviços de maior qualidade de uma forma sustentável. Os objetivos estratégicos deste novo plano, definidos como “eixos”, e as “metas operacionais” encontram-se no Anexo 1. As seguintes “metas operacionais” dizem respeito ao sistema de abastecimento de água.

- Cumprimento do normativo;
- Melhoria da qualidade do serviço de abastecimento de água;
- Otimização da utilização da capacidade instalada e aumento da adesão ao serviço;
- Redução das perdas de água;
- Recuperação sustentável dos gastos;
- Otimização e/ou Redução dos gastos operacionais.

Por outro lado, está também em vigor o Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de agosto – Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR), que define as condições necessárias para o bom funcionamento destes sistemas, garantindo a segurança, a saúde pública e o conforto dos utilizadores. Este regulamento encontra-se atualmente em processo de revisão. No seu artigo 13.º estão definidos os valores mínimos a considerar para o dimensionamento da rede pública para qualquer que seja o horizonte de projeto, em função da dimensão do agregado populacional. No entanto, estes valores de consumo, dependem também de outros fatores como o estilo de vida da população.

Segundo o mesmo decreto, no artigo 21º, são definidos os valores de pressões máxima e mínima para as condutas de distribuição, respetivamente 600 kPa e 100 kPa. Refere ainda não ser aceitável uma grande flutuação de pressões em cada nó do sistema, impondo uma variação máxima de 300 kPa ao longo do dia.

A pressão máxima na rede de distribuição, corresponde na maioria dos casos aos períodos noturnos, isto é, quando o consumo doméstico e industrial é reduzido. Por outro lado, a pressão mínima na rede ocorre nos períodos de maior consumo, com aumento do caudal e consequentemente da perda de carga nos tubos, em comparação com o período noturno. O caso mais desfavorável de pressões mínimas acontece quando o caudal nas condutas iguala o caudal de dimensionamento (caudal máximo teórico) e o reservatório de distribuição trabalha à cota mínima. No entanto, estas disposições alteram-se no caso da zona em estudo se encontrar sob a regulação de uma válvula redutora de pressão, sendo que a relação entre o consumo e a pressão pode não ocorrer da maneira descrita.

A pressão mínima necessária na rede de distribuição deve ser determinada tendo em conta uma análise económica contemplando os diâmetros das condutas, a energia consumida na elevação no interior dos edifícios, a topografia do terreno, etc.

Como já foi referido anteriormente, o diploma impõe na alínea e), do artigo 21º, que a pressão de serviço em qualquer dispositivo de utilização predial para o caudal de ponta não deve ser inferior a 100 kPa o que, na rede pública de distribuição de água e ao nível do arruamento, corresponde aproximadamente a:

$$H = 100 + 40 n \quad (1)$$

Em que H representa a pressão mínima [kPa], e n o número de pisos acima do solo, incluindo o piso térreo.

Uma rede de distribuição é constituída por um conjunto de tubagens que percorre as vias públicas conduzindo a água até aos diferentes pontos de consumo. Estas tubagens podem ser de diferentes materiais, pressões nominais e diâmetros, sendo a tubagem de maior diâmetro a que forma a rede principal e que alimenta as tubagens de menor diâmetro, responsáveis por levar a água diretamente ao ponto de consumo. Esta tubagem final, denomina-se por ramal predial ou ramal de ligação. Além das tubagens existem outros elementos que completam a rede de distribuição tais como, válvulas, ventosas, hidrantes e outros. No estudo hidráulico de uma rede de distribuição, esta é, esquematicamente, representada por nós, troços e malhas.

O ramal de ligação constitui o último elemento que pertence ao sistema de abastecimento público e, como parte integrante da rede de distribuição, a sua instalação e manutenção é da responsabilidade da entidade gestora.

Tem sido uma prática comum as entidades gestoras setorizarem as redes de abastecimento públicas, para melhor controlo e gestão. A cada sector gerado atribui-se o nome de zona de medição e controlo (ZMC), que é constituída por um determinado número de pontos a abastecer e tem um número mínimo de troços de entrada assim como o número mínimo de troços de saída de caudal. O processo de sectorização é influenciado por diferentes fatores tais como: a topografia, as densidades populacionais e de ramais, a idade das tubagens, o tipo de consumidores abrangidos, etc. Nas zonas de fronteira são colocados manómetros e caudalímetros, de forma a garantir um controlo de pressão e caudal, respetivamente.

As principais razões associadas à criação de ZMC, subzonas com uma só entrada e apenas uma saída para a rede pública geral, é a existência de diferentes tipos de disposição das redes de distribuição o que resulta na variação do sentido do escoamento, e sem a existência destas zonas seria difícil garantir uma monitorização tão eficaz. Outra vantagem relacionada com a setorização da rede é a possibilidade de pôr em prática uma regularização da pressão em função do ponto mais crítico e assim diminuir o número de perdas de água e o consumo energético provocado pela bombagem (Oliveira, 2013).

As diferentes disposições das redes de distribuição (Fig. 2), podem ser classificadas em: redes emalhadas, ramificadas, ou mistas, que resultam da união dos dois tipos anteriores.

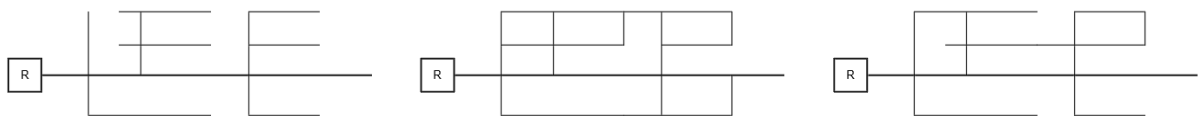


Fig. 2 – Rede Ramificada (esquerda), Rede emalhada (centro) e Rede mista (direita).

Um sistema é ramificado quando as canalizações que o compõem se dividem sucessivamente a partir dum ponto comum de alimentação, nunca se fechando (Lencastre, 1996). As redes de distribuição do tipo ramificado apresentam um menor custo de investimento inicial, no entanto apresentam algumas desvantagens. A reduzida versatilidade destas redes é uma delas pois, como o escoamento é unidirecional, se existir a necessidade de proceder a reparações numa conduta, todo o escoamento a jusante será interrompido. Outro inconveniente associado a estas redes é, no caso de não existir consumo nos últimos pontos da rede, pode levar à ocorrência de estagnação da água nestes troços, o que leva à alteração da qualidade da água fornecida.

Por outro lado, as redes do tipo emalhado apresentam melhorias significativas em relação às desvantagens das redes ramificadas. As redes deste tipo permitem o escoamento bidirecional, o que contribui para uma melhor redistribuição da pressão aquando de grandes variações nos consumos. A promoção da autolimpeza das condutas é outra melhoria, bem como o facto de o escoamento não ter de ser completamente interrompido na eventualidade de uma reparação bastando, para isso, isolar o troço a ser reparado com válvulas de seccionamento e o escoamento na rede é automaticamente redistribuído. O maior inconveniente que estas redes apresentam é um investimento inicial superior, facilmente justificado pelas vantagens oferecidas na fase de exploração. Do ponto de vista teórico, as redes emalhadas exigem um processo de cálculo de maior complexidade, sendo necessário recorrer a métodos como o de Hardy-Cross para a resolução do problema.

2.1.2 CHOQUE HIDRÁULICO

A designação “Choque Hidráulico”, ou “Golpe de Ariete”, é utilizado para descrever a propagação da onda de pressão provocada pelas alterações ao escoamento que, para a água, são consequência de ações involuntárias como a rotura ou bloqueio dos circuitos e, mais especificamente no caso das condutas elevatórias, as ações de arranque e paragem dos grupos elevatórios. Uma súbita mudança de velocidade de um fluido incompressível, como a água, provoca uma transferência de energia cinética para a tubagem e poderá provocar excessos de pressão, tanto positiva como negativa, ruídos e forças destrutivas que poderão colocar em risco os sistemas hidráulicos (Lopes, 2016).

As sobrepressões e subpressões na tubagem, provocadas por um choque hidráulico, acontecem devido a variações de pressão que ocorrem durante o regime transitório e que correspondem a valores superiores e inferiores de pressão ocorridos durante o regime permanente. Entenda-se por regime transitório o regime variável que ocorre na passagem de um regime permanente para outro regime permanente (Lencastre, 1996).

Os efeitos provocados pelo choque hidráulico numa conduta, são semelhantes quer esta seja gravítica ou elevatória, mas existem algumas diferenças. Nas condutas gravíticas não há, em geral, a influência de máquinas hidráulicas, mas sim de válvulas cuja lei de fecho e de abertura deve ser cuidadosamente estudada de modo a não originar grandes variações de pressão. Em condutas elevatórias, a variação do regime do escoamento é motivada pelas máquinas hidráulicas associadas.

De uma forma simplificada, uma das causas principais do choque hidráulico em condutas gravíticas é quando o escoamento na secção a jusante de uma conduta é interrompido repentinamente por uma válvula de seccionamento. Nesta situação o escoamento junto à válvula é instantaneamente interrompido, mas na parte inicial deste troço de conduta o fluido está em movimento e começa a comprimir. Devido à compressão, um pequeno volume do fluido continua a entrar na tubagem mesmo quando a secção a jusante se deixou de movimentar. A energia cinética da água do sistema é convertida em energia pressão à medida que a massa de água tende a comprimir. Como esta pressão não pode

continuar além da válvula de seccionamento, a onda de pressão será redirecionada para montante do bloqueio.

Durante o choque hidráulico, as pressões podem atingir, em certos locais da conduta, valores próximos dos valores de tensão de vapor do líquido, o que levará à alteração das características do comportamento do escoamento, motivado pelo aparecimento de uma fase gasosa não dissolvida, consequência da vaporização do líquido e da libertação de gases dissolvidos. A fase gasosa poderá estar presente até fenómenos dissipativos atenuarem as variações de pressão. É importante ter presente que o desaparecimento brusco desta fase gasosa leva geralmente à ocorrência de sobrepressões elevadas que podem causar danos significativos pontualmente na conduta. Estas sobrepressões têm sido um dos motivos pelo qual, em projeto, se tem evitado valores de pressão próximos dos da tensão de vapor do líquido durante o regime variável.

Por outro lado, a diminuição da pressão pode chegar a valores absolutos muito baixos o que aumenta o risco de rotura da veia líquida. A ocorrência de subpressões pode também provocar o colapso da conduta por compressão exterior ou rápida deterioração do seu revestimento interno.

Outra causa do choque hidráulico é quando a coluna de água líquida dentro de um circuito hidráulico é separada e posteriormente unida novamente, gerando uma onda de choque. Este acontecimento pode ocorrer de duas formas, uma em que a água muda de estado (cavitação), a outra associada ao arranque e paragem das bombas, que resulta numa rápida mudança na pressão do fluxo e do sistema, que pode causar o encerramento súbito das válvulas de retenção, enquanto as mudanças na direção do fluxo podem induzir a separação da coluna de água (Fig. 3).

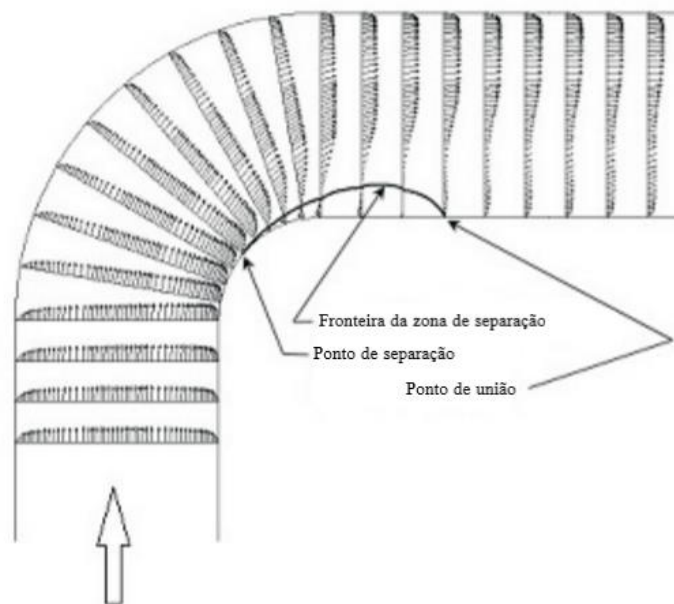


Fig. 3 – Campo de vetores de velocidade para um fluxo normalizado. (Dutta, et al., 2015)

A cavitação é um fenómeno cuja modelação matemática é delicada devido ao fato de poder adquirir diferentes comportamentos conforme as características do circuito hidráulico, nomeadamente o traçado do perfil desse circuito e a lei de variação do caudal em função do fecho de uma válvula ou paragem de bomba. No entanto é possível identificar dois tipos fundamentais de cavitação (Pimentel, 2010):

- No primeiro, a fase gasosa concentra-se em certos troços da conduta, preenchendo a quase totalidade da secção transversal e provoca uma descontinuidade visível na coluna líquida. Este tipo de cavitação tende a verificar-se nos pontos altos da conduta ou em secções imediatamente a jusante do órgão obturador e tem vindo a ser designada por rotura da veia líquida ou separação da coluna de água.
- No segundo, designado por Kranenburg, de escoamento bolhoso ou cavitante, a fase gasosa encontra-se espalhada por um comprimento considerável da conduta sob a forma de um elevado número de bolhas de diferentes dimensões. Este tipo tende a ocorrer em condutas horizontais ou em troços em que o declive é inferior ao declive da linha piezométrica em regime permanente.

Para minimizar os efeitos do choque hidráulico é necessário absorver e atenuar as pressões, tendo em conta as características do circuito hidráulico, como o tipo de conduta e a topografia, e considerando aspetos económicos, construtivos e de segurança. Algumas das soluções existentes são a inclusão de:

- Volante de inércia (Fig. 4);
- Chaminé de equilíbrio (Fig. 5);
- Reservatório unidirecional (Fig. 6);
- Conduta de aspiração paralela (Fig. 7);
- Válvula de descarga automática (Fig. 8);
- Reservatório de ar comprimido (Fig. 9);

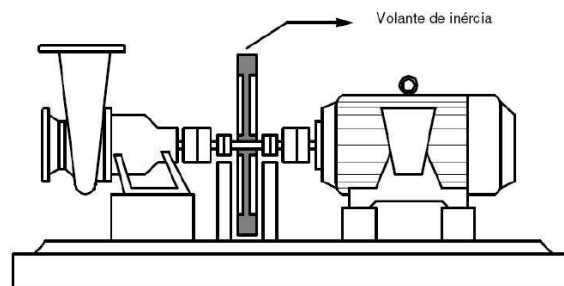


Fig. 4 – Volante de inércia (Pimentel, 2010).

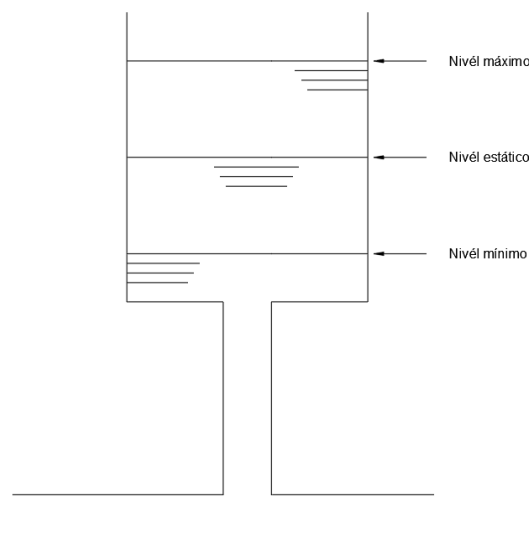


Fig. 5 – Chaminé de equilíbrio simples.

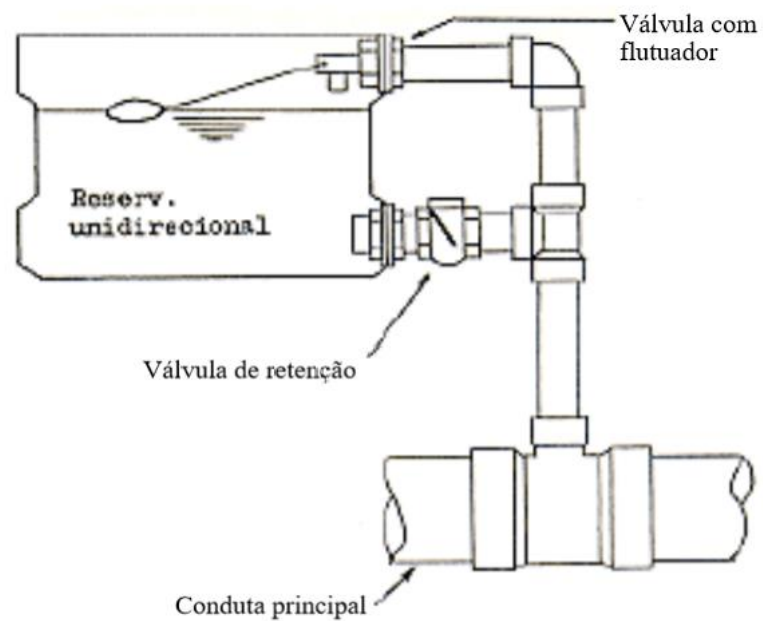


Fig. 6 – Reservatório unidirecional (<http://pliniotomaz.com.br/wp-content/uploads/2014/01/Capitulo-23-Medidas-para-evitar-golpe-de-ariete.pdf>).

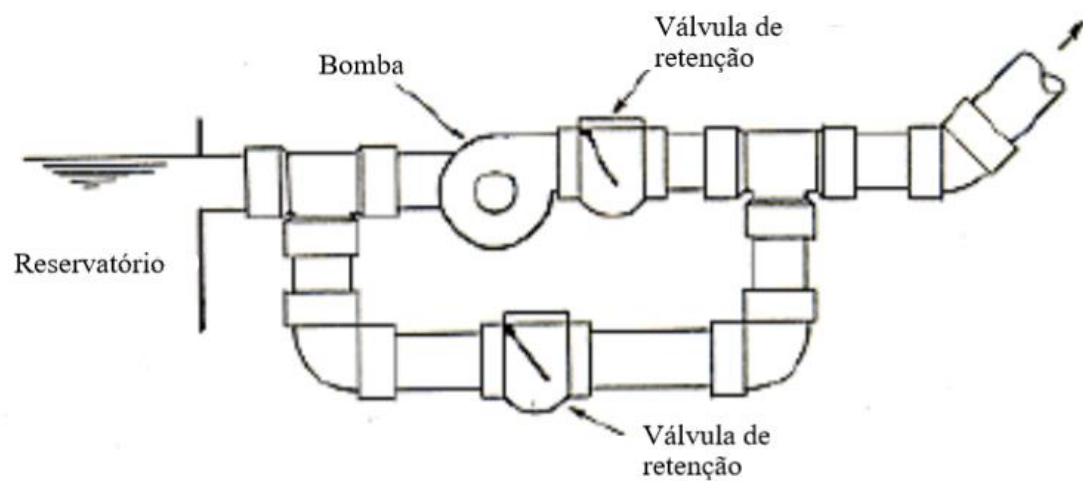


Fig. 7 – Conduta de aspiração paralela (Camargo, 1989).

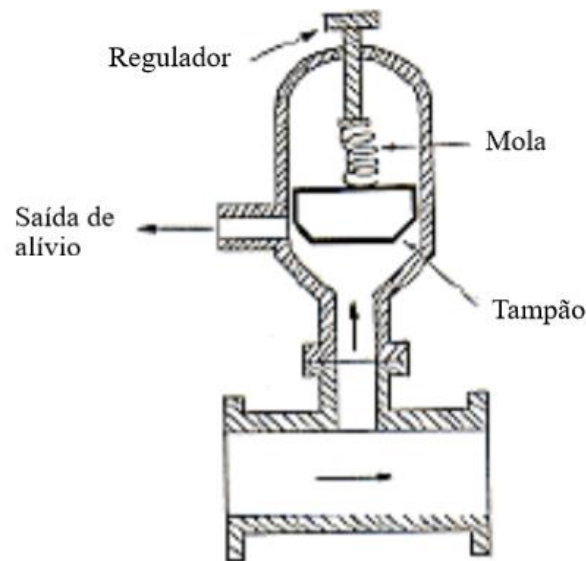


Fig. 8 – Válvula de descarga automática (Camargo, 1989).

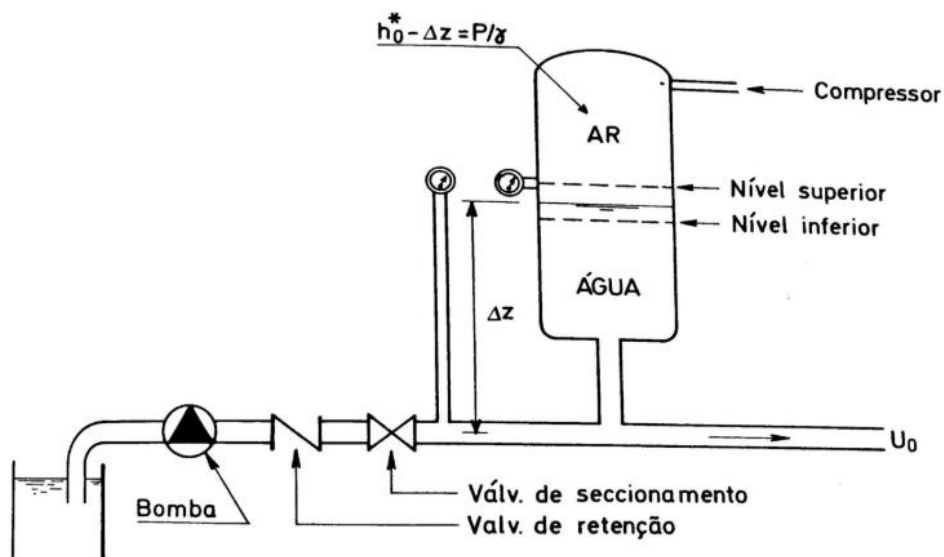


Fig. 9 – Reservatório de ar comprimido (Lencastre, 1996).

Por vezes prevenir a subida de pressão é a melhor estratégia. Controlar o tempo de encerramento das válvulas é uma destas soluções preventivas, pois a pressão adicional gerada por esta manobra é inversamente proporcional ao tempo de fecho da válvula, isto é, quanto mais lentamente a válvula for fechada, menos significativo será o aumento de pressão. No que diz respeito às bombas, o controlo de velocidade eletrónico durante o arranque e paragem da bomba permite um aumento ou uma diminuição gradual da velocidade da bomba e, consequentemente do caudal e da pressão, de forma a evitar a separação da coluna de água, inversão de fluxo e o encerramento súbito da válvula de retenção, bombas com curvas características mais acentuadas são mais indicadas para solucionar este problema do que curvas mais planas.

O reservatório de ar comprimido é um dos dispositivos de proteção mais utilizados contra o efeito dos regimes transitórios provocados pelo arranque e paragem de bombas. Quando as condições topográficas não são suficientes para prever a instalação de uma chaminé de equilíbrio, pode-se recorrer a um reservatório fechado cuja parte superior tem ar sob pressão e cuja parte inferior tem um certo volume de água. Os seus efeitos são semelhantes aos de uma câmara de equilíbrio com secção variável. Logo após a paragem das bombas, o reservatório fornece água à conduta, diminuindo assim a pressão no seu interior, e reduzindo a variação de pressão na rede provocada pelo choque hidráulico. Na fase seguinte, inverte-se o sentido do escoamento e a água é de novo armazenada no reservatório, comprimindo o ar. De forma a melhorar o efeito do reservatório de ar comprimido, à semelhança das câmaras de equilíbrio, por vezes coloca-se na ligação entre a conduta e o reservatório um dispositivo que provoque uma perda de carga assimétrica, isto é, maior no sentido conduta-reservatório e menor no sentido inverso (Lencastre, 1996).

2.2. SISTEMAS PREDIAIS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

2.2.1. GENERALIDADES

As instalações de abastecimento de água devem ser projetadas de modo a garantir um nível de desempenho satisfatório. Para isso é necessário ter em conta as condições de segurança e o conforto dos utilizadores, garantindo a potabilidade da água, bem como o seu fornecimento de modo contínuo e seguro.

O projeto das redes de abastecimento de água é uma das especialidades exigidas no âmbito do licenciamento para se obter a licença de construção, incluindo-se num processo geral que inclui a arquitetura e as restantes especialidades de engenharia, como as estruturas, as redes e instalações de mecânica, eletricidade, telecomunicações, drenagem de águas residuais e gás. Como cada caso é único, na ótica de funcionamento e utilização final, é obrigatório que exista um constante diálogo com a arquitetura e as demais especialidades, discutindo assim quais serão as melhores soluções.

Numa primeira abordagem, antes de se iniciar o projeto, devem ser conhecidas as características da rede pública de abastecimento, a sua localização e os respetivos níveis de pressão máxima e mínima. Por outro lado, deve-se avaliar se o fornecimento de água é suficiente, isto é, se existem ou não cortes no seu fornecimento e caso existam, com que frequência ocorrem. Esta avaliação poderá determinar a necessidade de prever sistemas de compensação que evitem o desconforto resultante da descontinuidade do abastecimento público.

No projeto de novos sistemas e de acordo com o art.º 87.º do regulamento geral, há que ter em conta:

- A pressão disponível na rede geral de alimentação e a necessidade nos dispositivos de utilização;
- O tipo e número de dispositivos de utilização;
- O grau de conforto pretendido;
- A minimização de tempos de retenção da água nas canalizações.

Segundo este mesmo artigo, as pressões de serviço nos dispositivos de utilização devem situar-se entre os 50 kPa e os 600 kPa, sendo recomendável, por razões de conforto e durabilidade dos materiais, que se mantenham entre os 150 kPa e os 300 kPa. Por vezes não é possível proceder à alimentação diretamente da rede, por não cumprir algumas das condições previstas e já anteriormente referidas.

As regras para a correta conceção e funcionamento de uma rede de abastecimento predial, encontram-se estipuladas dos artigos 82º ao 113º, do diploma citado anteriormente (DL 23/95).

2.2.2. COMPONENTES DO SISTEMA PREDIAL DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Na Fig. 10 pode-se observar uma rede predial de distribuição de água que na generalidade é constituída pelo conjunto de vários subsistemas, tais como:

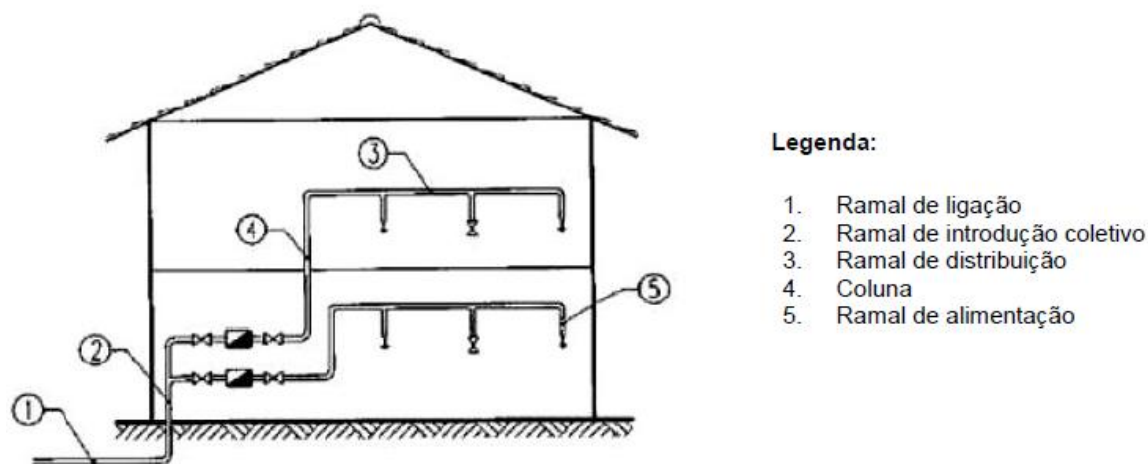


Fig. 10 – Rede de distribuição de água (Pedroso, 2000).

- Ramal de ligação: canalização compreendida entre a rede pública e o limite da propriedade;
- Ramal de introdução coletivo: canalização compreendida entre o limite da propriedade e os ramais de introdução individuais dos consumidores, em edifícios com mais de um consumidor;
- Ramal de introdução individual: canalização compreendida entre o ramal de introdução coletivo e os contadores de água dos consumidores, ou entre o limite predial e o contador, no caso de se destinar à alimentação de um só consumidor;
- Ramal de distribuição: canalização compreendida entre os contadores individuais e os ramais de alimentação;
- Coluna: parte da canalização que apresenta um desenvolvimento vertical ou de prumada de um ramal de introdução ou de um ramal de distribuição;
- Ramal de alimentação: canalização destinada a alimentar os diferentes dispositivos de utilização instalados.

Na Fig. 10 estão também representados os contadores, cuja instalação é feita em zonas comuns ou junto à entrada de uma fração para efeitos de contabilização da quantidade de água que é consumida por cada cliente. Para a correta instalação deste equipamento é também necessário instalar válvulas, sendo as mais comuns as válvulas de seccionamento. Estas válvulas são introduzidas a montante dos ramais de distribuição, a montante dos purgadores de ar, de ambos os lados dos ramais de introdução, nos dispositivos instalados e nos equipamentos cujo objetivo é a produção de água quente. Estas válvulas são colocadas sempre na rede predial de abastecimento de água caso seja necessário efetuar a manutenção de qualquer zona que o abastecimento de água abranja, sem ser necessário efetuar um corte geral (Teixeira, 2018).

As redes de abastecimento predial podem ser projetadas e instaladas de várias formas: à vista, instaladas em roços, galerias e tetos falsos ou embutidas nas paredes. Não devem pôr em causa o comportamento estrutural dos edifícios, como tal, o regulamento geral impede que se localizem sob elementos de fundação ou que sejam embutidas em elementos estruturais. Não é de igual forma permitido que ocupem

espaços destinados a chaminés, sistemas de ventilação ou que sejam incorporadas nos pavimentos, exceto se forem flexíveis e embainhadas (Fig. 11). Em edifícios de escritórios ou similares, geralmente as tubagens são colocadas em galerias ou tetos falsos de forma a otimizar a instalação e reduzir o custo de manutenção. No caso de edifícios com um pé direito baixo estas são instaladas em paredes ou pavimentos conforme as condições referidas anteriormente.

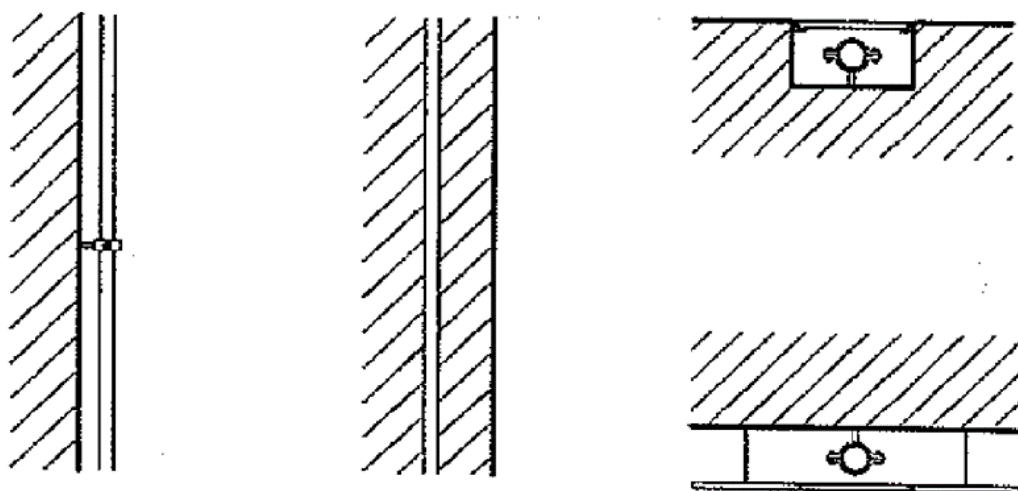


Fig. 11 – Instalação da tubagem: à vista/ embutidas/ em caleiras/ tetos falsos (Pedroso 2000).

Os materiais a serem aplicados nas redes prediais e o respetivo sistema de instalação adotado têm de ser apropriados para o contacto com a água e para consumo humano, em conformidade com a legislação em vigor.

A tabela seguinte indica o tipo de utilização permitida para cada material assim como o seu custo de instalação (entre 1 e 5, sendo o 1 o mais económico e o 5 o mais dispendioso).

Tabela 1 – Síntese das aplicações e custos dos diferentes materiais (Sá, 2012).

Material	Água de consumo humano		Rede de combate a incêndios	Custo da instalação	Normas
	Fria	Quente			
PVC	✓	x	x	1	NP EN ISO 1452
PVC-C	✓	✓	x	1	EN ISO 15877
PEAD	✓	x	x	3	NP EN 12201
PP	✓	✓	x	2	NP EN ISO 15874
PEX	✓	✓	x	2	NP EN ISO 15875
Cobre	✓	✓	✓	4	NP EN 12449
Aço	✓	✓	✓	4	NP EN 10216
Aço Inox	✓	✓	✓	5	NP EN 10216
Aço Galvanizado	✓	✓	✓	5	NP EN 1123
Multicamada	✓	✓	x	3	NP EN ISO 21003

No mercado existe uma grande variedade de materiais disponíveis podendo assim o projetista optar por aqueles que satisfaçam as exigências pretendidas.

Ao longo dos anos tem-se verificado uma evolução nos materiais aplicados. Na primeira metade do séc. XX, estes eram rígidos, metálicos ou não-metálicos.

A partir dos anos 50/60 e no que se refere a pequenos diâmetros, o ferro galvanizado dominava as opções de utilização, assim como as ligações em chumbo eram muito frequentes, contudo o conhecimento adquirido no que toca aos aspetos nocivos desta substância para a saúde humana levou à sua substituição em instalações existentes e em novas instalações a aplicação de novos materiais.

Com o aparecimento no mercado de polímeros a utilização de materiais metálicos tem apresentado um decréscimo na sua instalação, pois as tubagens termoplásticas apresentam uma maior flexibilidade e leveza, uma maior resistência a agentes corrosivos e são economicamente mais vantajosos. (Anexo 2 e Anexo 3)

Assim, os materiais usados em tubagens dividem-se em dois grandes grupos, as tubagens metálicas e as tubagens termoplásticas. Na Tabela 2 está representada a sua distribuição (Pedroso, 2000).

Tabela 2 – Materiais das tubagens a usar em redes prediais de abastecimento de água (Teixeira, 2018).

Tubagens Metálicas	Tubagens Termoplásticas
Aço galvanizado	Policloreto de vinilo (PVC)
Cobre	Polietileno de alta densidade (PEAD)
Aço inox	Polietileno reticulado (PEX)
Aço (ferro preto)	Polipropileno (PP)
	Poliéster com fibra de vidro (PRV)

O material da tubagem irá influenciar o diâmetro interno da mesma, independentemente do fornecedor. Além desta alteração, parâmetros como a rugosidade, celeridade, resistência ao choque, também serão influenciados. O diâmetro interior é o valor utilizado em qualquer cálculo hidráulico pois é este que nos permite determinar a área útil por onde se dá o escoamento. Características como estas podem ser consultadas nos catálogos dos fornecedores. Importa ainda referir que não existem vantagens económicas em solicitar diâmetros personalizados.

Desta forma, é indispensável saber quais os materiais e os acessórios a usar, a sua finalidade, bem como os vários tipos de válvulas destinados à instalação de uma rede. As exigências dos utilizadores finais devem ser também tidas em consideração, mas sem interferir com a segurança ou com o correto funcionamento do sistema de abastecimento.

O traçado esquemático de uma rede de abastecimento procura conciliar o projeto de arquitetura com os diferentes projetos de especialidade e, ao mesmo tempo, resolver os diferentes constrangimentos que são colocados no desenvolvimento da solução, de forma a servir os diferentes dispositivos hidráulicos a prever no edifício e otimizar o sistema. É por isso de grande importância a existência de comunicação entre todos os projetistas/intervenientes do processo. Durante esta fase é preciso também ter presente os conceitos do cálculo hidráulico, como não criar mudanças bruscas de direção e/ou de diâmetro evitando assim problemas como a cavitação que origina o desgaste prematuro da tubagem e ruídos.

No caso de não serem cumpridas as necessidades mínimas regulamentares de pressão nos dispositivos com localização mais desfavorável, pode-se optar por uma solução como a instalação de um grupo

hidropressor, que deve ser afastado da habitação para garantir a máxima redução do ruído provocado pela bomba e facilitando igualmente a sua manutenção (Pedroso 2000).

2.2.3. TIPOS DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO PREDIAL DE ÁGUA

O abastecimento direto (Fig. 12), o mais comum, é efetuado sempre que as condições existentes na rede de abastecimento público apresentem níveis de pressão e caudal que satisfaçam a regulamentação em vigor e garantam as condições de segurança e conforto definidas em projeto, trata-se portando de um sistema cujos dispositivos de utilização são abastecidos diretamente da rede pública. Os símbolos utilizados nas imagens seguintes estão de acordo com o Anexo 4.

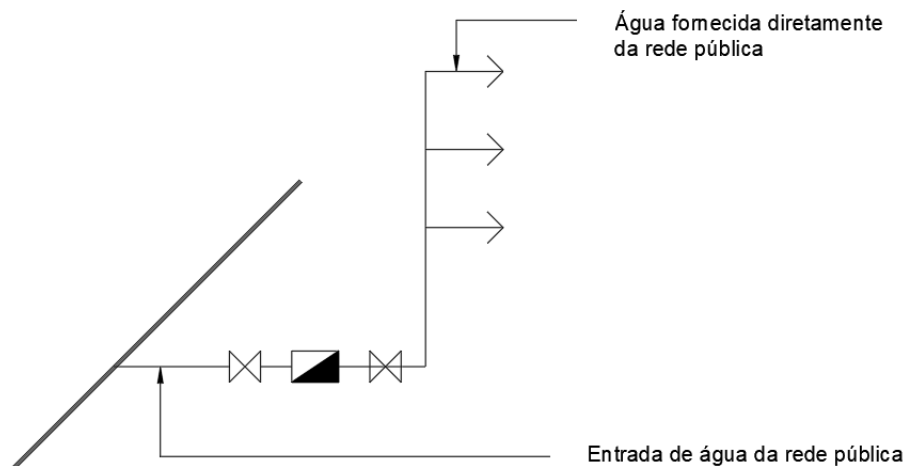


Fig. 12 – Sistema direto.

Este método de distribuição garante uma melhor qualidade da água, devido ao fato que esta não tem de permanecer um período mais ou menos longo num reservatório ou cisterna. Sendo o reservatório dispensável, este método de distribuição torna-se também mais económico. A principal desvantagem deste sistema é no caso de existir uma grande variação da pressão na rede pública, esta é capaz de provocar o mau funcionamento dos dispositivos, assim como, não garantir a continuidade de abastecimento sempre que ocorram interrupções de fornecimento e/ou diminuição de caudal e de pressão na rede pública.

Por outro lado, sempre que não é possível recorrer ao abastecimento direto, existe como opção o abastecimento indireto. Este método de abastecimento pode ser realizado com um ou mais reservatórios, ou sem reservatório. No caso de utilização de reservatório para o armazenamento da água, e de forma a garantir a preservação da qualidade da mesma, é necessário adotar cuidados redobrados durante o processo construtivo e o seu funcionamento. É importante a proteção destes reservatórios e a sua limpeza periódica: os reservatórios de água destinada ao consumo humano, devem ser previstos de forma a que a sua localização permita uma fácil inspeção e conservação; devem, ainda, ter proteção térmica e estar afastados de locais sujeitos a temperaturas extremas.

Os aspetos a ter em conta na construção de um reservatório predial, atendendo ao disposto nos artigos 101º, 102º e 103º do Regulamento das Águas do Porto, são os seguintes:

- A localização deve situar-se em zonas que permitam uma fácil inspeção e execução dos trabalhos de manutenção ou reparação interior ou exterior;
- Todas as aberturas estejam protegidas contra a entrada de insetos, pequenos animais, poeiras e luz;
- Deve ser garantida a ventilação do compartimento de modo a que o ar em contato com a água possa ser frequentemente renovado;
- O descarregador de superfície deve estar localizado a uma cota não superior à cota de adução da água de forma a que não haja possibilidade de contaminação da água, em caso de avaria da válvula flutuadora;
- A adução e saída da água devem estar devidamente posicionadas de modo a facilitar a circulação da água armazenada, devendo preferencialmente a adução estar localizada no lado oposto ao da saída de água;
- A descarga de fundo deve ser implantada na soleira, com válvula adequada, associada a câmara de limpeza;
- O circuito de saída deve ser protegido com ralo e colocado, no mínimo, a 0,15 m acima da soleira, para que as impurezas não sejam arrastadas;
- Deve ser impermeável, estanque e resistente, com materiais certificados para o contacto com água para consumo humano e que facilitem a sua limpeza;
- Deve ser dotado de duas células para volumes compreendidos entre 2m³ e 20m³, três células entre 21m³ e 40m³ e com quatro células entre 41m³ e 60m³. Acima destes volumes as Águas do Porto definirá o número de células a adotar;
- Um reservatório não deve servir simultaneamente para armazenamento de água para consumo humano e para a rede de incêndio;

Os reservatórios podem ser de betão, alvenaria de tijolo ou de blocos de cimento, aço ou outros materiais, no entanto, a qualidade da água armazenada tem de ser mantida para não afetar a saúde pública, tendo os materiais utilizados de assegurar esta condição (Medeiros, 2005).

Um sistema do tipo indireto deve ser adotado apenas quando o método direto não consegue satisfazer, com segurança, as necessidades de abastecimento. Refira-se que a conservação e manutenção da rede predial é da responsabilidade dos respetivos proprietários.

Assim, caso não seja possível garantir em todos os dispositivos os níveis de pressão e/ou caudal desejáveis, opta-se então pelo sistema de abastecimento indireto, em que a água, que vem diretamente da rede pública, é armazenada por exemplo, em reservatório(s) e a partir dele(s) é distribuída pelos vários dispositivos de utilização que podem ser do mesmo cliente ou de clientes diferentes.

Por vezes o reservatório serve apenas para armazenar água durante períodos mais críticos de baixa pressão na rede, fazendo-se a distribuição a partir deste para os diferentes dispositivos. Desta forma evita-se a instalação de um sistema de bombagem e todos os custos associados a este sistema.

Sempre que a pressão disponível na rede seja suficiente para elevar água ao reservatório deve-se optar pelo sistema indireto com reservatório elevado (Fig. 13), mesmo que essa capacidade de elevação apenas esteja disponível em certos períodos diários, mas que garanta a reposição completa da reserva (Medeiros, 2005). Apesar da vantagem óbvia de se poupar em sistemas de bombagem a jusante, esta configuração da rede é pouco utilizada por necessitar de espaço em pisos superiores que são mais apelativos aos compradores e constrangimentos estruturais que encarecem a estrutura do edifício.

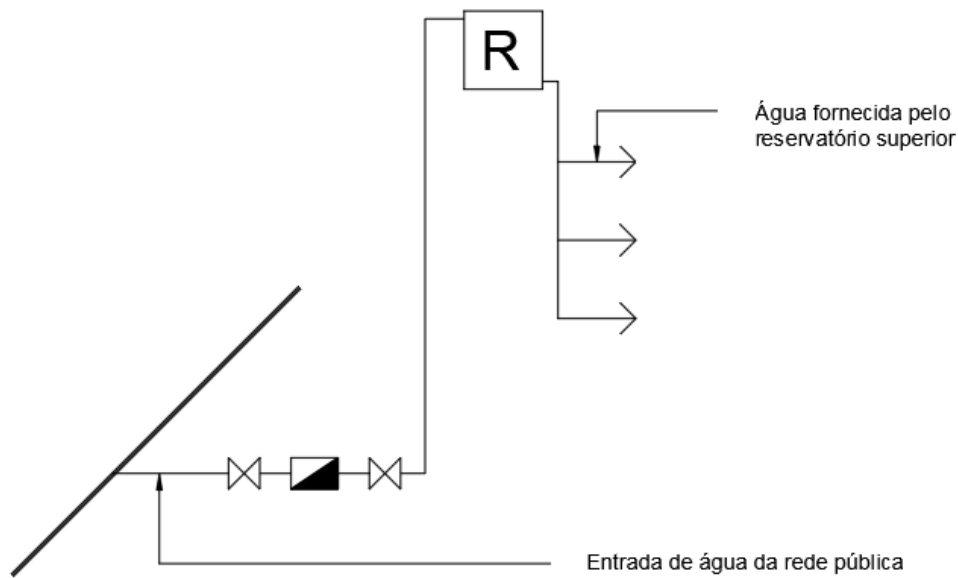


Fig. 13 – Sistema indireto com reserva superior.

Mas, quando a pressão vinda da rede pública é insuficiente para elevar a água ao reservatório superior, uma opção alternativa é o uso de um reservatório inferior com um sistema de bombagem a jusante capaz de elevar a água a um reservatório superior ou diretamente aos dispositivos a abastecer (Fig. 14).

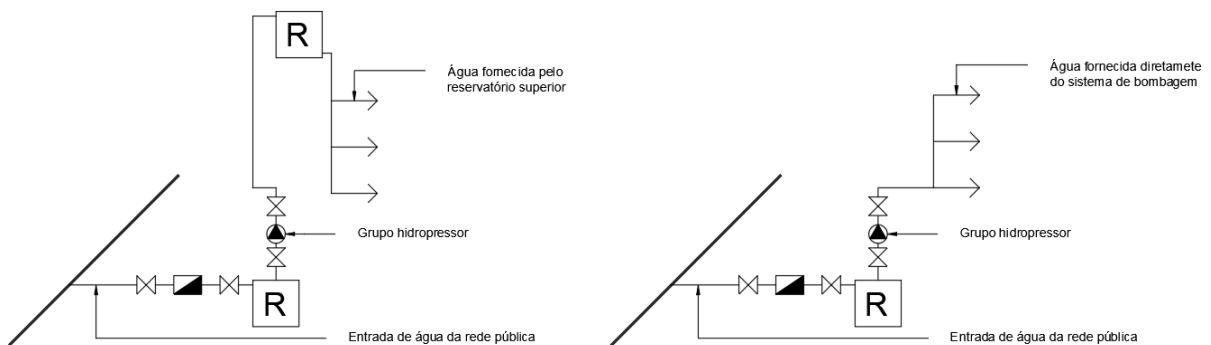


Fig. 14 – Sistema indireto com bombagem com e sem reservatório superior.

O mesmo poderá acontecer em edifícios com elevado número de pisos acima do solo ou que se encontrem num local de baixa pressão na rede. É comum, nestes casos, instalar uma cisterna ou reservatório para o abastecimento interno (Fig. 15). O caudal fornecido pela rede pública é, normalmente, armazenado na cave do edifício e posteriormente elevado por bombagem em função das necessidades. Esta situação é de fácil aceitação por parte da entidade gestora, uma vez que, os custos associados à instalação e manutenção do grupo hidropressor são da responsabilidade dos consumidores.

Para uma situação idêntica à anterior, existe ainda a possibilidade de o grupo hidropressor ser instalado no ramal de ligação à rede pública e a bombagem ser realizada para um reservatório no topo do edifício. Regra geral, esta solução (Fig. 15) não é aprovada pelas entidades gestoras, uma vez que todos os custos são da sua responsabilidade, esta alternativa é apenas adotada em casos excecionais levando à existência de poucos exemplares.

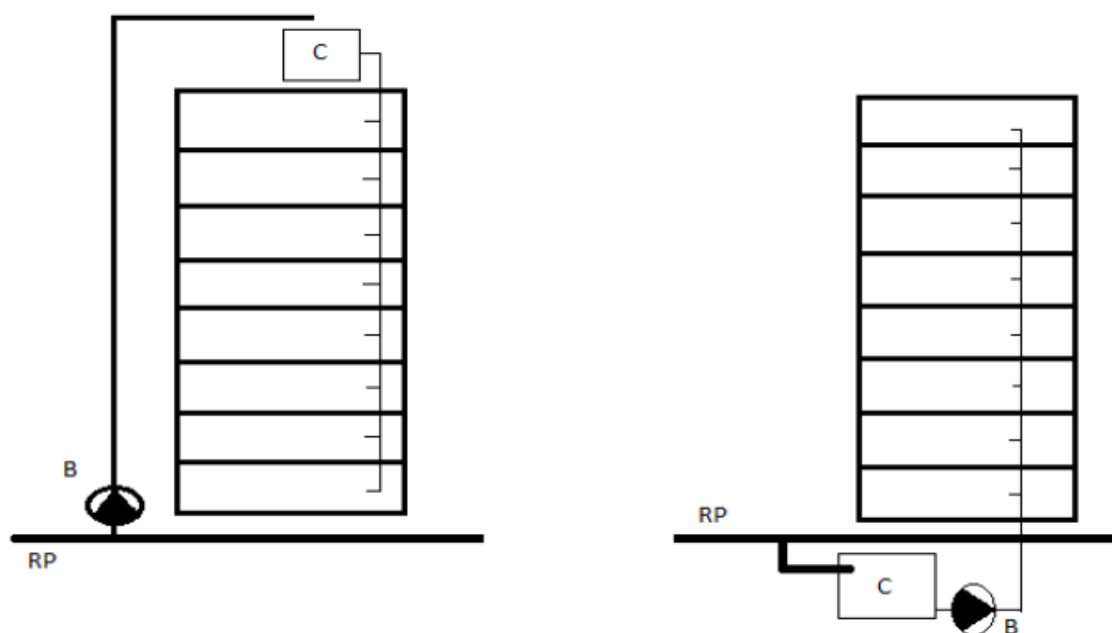


Fig. 15 – Esquema de cisterna (C) com bombagem (B) direta da rede pública (RP) (esquerda) e de cisterna com bombagem privada (direita) (Oliveira, 2013).

Existe ainda outra alternativa que passa pela escolha de um sistema de alimentação misto, isto é, sempre que a rede pública não puder garantir as pressões necessárias, deverá ser prevista um sistema de bombagem com tanque de compensação (Medeiros, 2005). Num sistema deste tipo existe uma parte dos dispositivos ligados diretamente à rede pública e outra parte que são abastecidos através do reservatório (Fig. 16).

Um exemplo deste tipo de sistema são os edifícios multifamiliares em que para os pisos inferiores a pressão na rede é suficiente para o abastecimento dos equipamentos de uma forma confortável, mas em contrapartida a parte superior do edifício necessita de bombagem com ou sem reservatório.

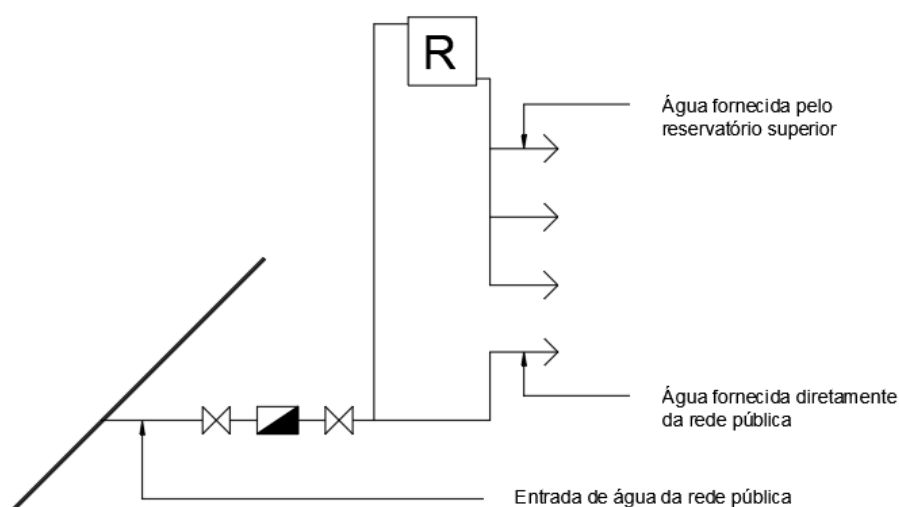


Fig. 16 – Sistema misto.

A outra solução consiste na pressurização da água diretamente da rede, não sendo obrigatório a utilização de um sistema de armazenamento, ou seja, a água pode ser elevada diretamente da rede pública para a rede predial por interposição de um grupo hidropressor (Fig. 17). As possíveis desvantagens da utilização deste método são: caso o consumo associado à bombagem seja significativo, pode provocar a montante do grupo elevatório uma diminuição da pressão no ramal domiciliário (e na conduta da rede pública) ou nos outros edifícios abastecidos pela mesma rede. Este método, em oposição aos anteriores em que eram empregues reservatórios, apresenta como vantagem a redução de custos de construção e manutenção, e a diminuição considerável do volume ocupado por estes.

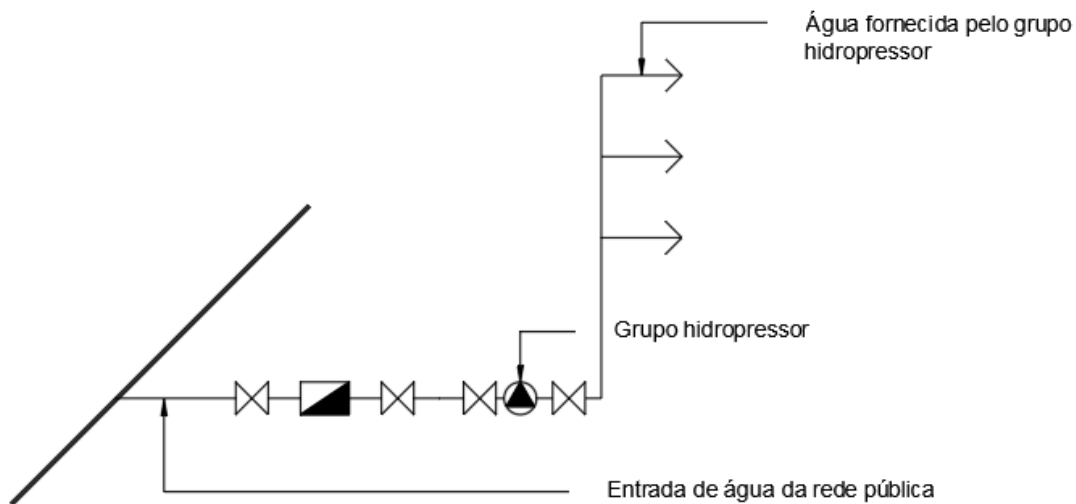


Fig. 17 – Sistema indireto com bombagem direta.

As consequências deste tipo de abastecimento serão estudadas nesta dissertação através de dois casos de estudo situados na cidade do Porto que irão procurar quantificar o problema, deste modo será possível saber se esta questão merece a devida atenção ou se é praticável.

2.2.4. DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA QUENTE

Os sistemas de produção e distribuição de água quente são apresentados no Manual dos Sistemas Prediais de Distribuição e Drenagem de Águas (Pedroso, 2000) no que se refere à conceção da rede e ao dimensionamento das instalações de aquecimento de água. Este manual tem presente a satisfação dos consumos previstos nas condições mais frequentes de utilização procurando minimizar os gastos energéticos a partir de um dimensionamento prático e rendimentos térmicos eficientes.

Os sistemas prediais de distribuição de água quente têm como objetivo assegurar a distribuição de água num estado de temperatura, qualidade e quantidade adequado ao uso sanitário. A temperatura da água não deve exceder os 60°C, tal como o disposto no artigo 97.º, do Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de agosto.

O modo como é feito o dimensionamento hidráulico da rede predial de água quente não difere muito do dimensionamento para o abastecimento predial de água fria. São considerados da mesma forma os limites de pressão, caudais instantâneos, os caudais de calculo, as velocidades regulamentares, bem como a rugosidade dos materiais. No caso da rugosidade, é de notar que, devido ao aumento da temperatura nas tubagens e à sua dilatação diametral, o coeficiente de rugosidade será menor e consequentemente menor será a perda de carga unitária, logo, o material e a sua rugosidade, devem ser pensados de modo a suportar tais temperaturas (Medeiros, 2018).

No que diz respeito aos equipamentos, importa que eles cumpram o seu propósito de modo a que não causem perturbações no sistema, e que não prejudiquem o seu desempenho a nível global.

No estudo, além de se garantir o correto funcionamento dos dispositivos, existem outras condicionantes técnicas a ter em conta nos sistemas de abastecimento de água quente, tais como o isolamento térmico das tubagens e a previsão do circuito de recirculação ou de retorno.

O isolamento térmico das tubagens em Portugal, assume especial importância nas canalizações de água quente. Estas devem ser isoladas com materiais adequados, isto é, materiais não corrosivos, incombustíveis, resistentes à humidade e protegidos sempre que haja risco de condensação de vapor de água, de infiltrações ou de choques mecânicos.

A opção técnica apresentada anteriormente deve ser tomada, de forma a reduzir o gradiente entre a temperatura da água à saída do equipamento de aquecimento e à sua chegada no dispositivo de utilização. Outra vantagem passa pela diminuição da influência na temperatura ambiente dos compartimentos por onde passam estas tubagens e no caso de estarem instaladas à vista, reduz o risco de eventuais queimaduras por contacto com as tubagens (Pedroso, 2000)

A recirculação de água quente evita o desperdício de água ao reduzir o tempo de espera até à chegada de água quente ao dispositivo. Para se tornar vantajoso, um circuito de retorno deve ser instalado sempre que o equipamento produtor de água quente esteja a uma distância considerável dos dispositivos a abastecer e o isolamento térmico das tubagens é essencial. É um sistema especialmente rentável nos edifícios não familiares.

A escolha de aparelhos de produção de água quente deve ser considerada em fase de projeto, pois o local da sua instalação irá depender da fonte energética selecionada, as opções passam pelo aquecimento elétrico, a gás, energia solar, com outros combustíveis, ou misto. Estes aparelhos podem ser de utilização individual, no caso de ser necessário um equipamento por fogo, ou de utilização coletiva, quando um só equipamento alimenta várias unidades. Além disso ainda se podem dividir em: equipamentos de aquecimento instantâneo ou de passagem, quando a água é aquecida de forma gradual, à medida que esta circula pelo aparelho (esquentador), ou por equipamento de aquecimento por acumulação, caso em que a água é aquecida e fica armazenada em acumuladores (termoacumuladores) (Medeiros, 2005).

2.2.5. CÁLCULO HIDRÁULICO

Após estar definido o local da passagem das tubagens de abastecimento de água, procede-se ao cálculo hidráulico tendo por base as normas e as regras que estão em vigor.

Deste processo é possível obter informação como os diâmetros a utilizar, as perdas de carga, contínuas e localizadas, o caudal, a velocidade da água dentro da tubagem e o valor das pressões que se verificam ao longo da rede. Criar metodologias de cálculo que passem por todas as normas em vigor, é uma forma de eliminar lapsos por parte do projetista.

No dimensionamento hidráulico de redes prediais, além do conhecimento dos valores de pressões máximas e mínimas na rede pública, é importante, para a correta aplicação de todos estes cálculos, ter uma base de conhecimento específica das leis da hidráulica e ter noção do comportamento quando são alterados alguns dos parâmetros. O dimensionamento hidráulico da rede predial de água fria e quente é efetuado de acordo com os seguintes elementos (art.º 94, do regulamento geral):

- Os caudais de cálculo;
- As velocidades regulamentares;
- A rugosidade dos materiais.

A determinação do caudal de cálculo de uma conduta tem por base o somatório dos caudais instantâneos multiplicado por um coeficiente de simultaneidade. Assim sendo, é fundamental saber os caudais instantâneos de cada dispositivo, alimentado por este troço. O regulamento geral indica valores mínimos desses caudais. O valor total do caudal resulta do traçado feito previamente onde fica definido o tipo e o número de dispositivos. A este caudal total, o regulamento geral atribui a nomenclatura de caudal acumulado e representa o caudal total que pode ser requerido por uma rede ou por parte da mesma.

Tabela 3 – Caudal mínimo instantâneo para cada dispositivo (RGSPDADAR, 1995).

DISPOSITIVOS DE UTILIZAÇÃO PARA:	CAUDAIS MÍNIMOS (l/s)
Lavatório individual	0,10
Lavatório colectivo (por bica)	0,05
Bidé.....	0,10
Banheira	0,25
Chuveiro individual	0,15
Pia de despejo com torneira de Ø 15mm	0,15
Autoclismo de bacia de retrete	0,10
Mictório com torneira individual	0,15
Pia lava-louça	0,20
Bebedouro	0,10
Máquina de lavar louça	0,15
Máquina ou tanque de lavar roupa	0,20
Bacia de retrete com fluxómetro	1,50
Mictório com fluxómetro	0,50
Boca de rega ou de lavagem de Ø 15mm	0,30
Boca de rega ou de lavagem de Ø 20mm	0,45
Máquinas industriais e outros aparelhos não especificados	(em conformidade com as indicações dos fabricantes)

$$Q_a = \sum Q_i \quad Q_c = k_s * Q_a \quad (2)$$

Em que Q_a representa o caudal acumulado, Q_i o caudal instantâneo e k_s o coeficiente de simultaneidade. Com o valor do caudal acumulado é possível determinar o valor do caudal de cálculo usando um fator corretivo, que tem em conta a probabilidade de vários dispositivos funcionarem em simultâneo, em função do número de utilizadores, do número de dispositivos e do nível de conforto desejado.

O coeficiente de simultaneidade pode ser determinado graficamente ou analiticamente, chegando assim ao valor de cálculo. A Fig. 18, representa o método gráfico para a estimativa do caudal de cálculo que inclui já o coeficiente de simultaneidade, definido como Método de Delebecque.

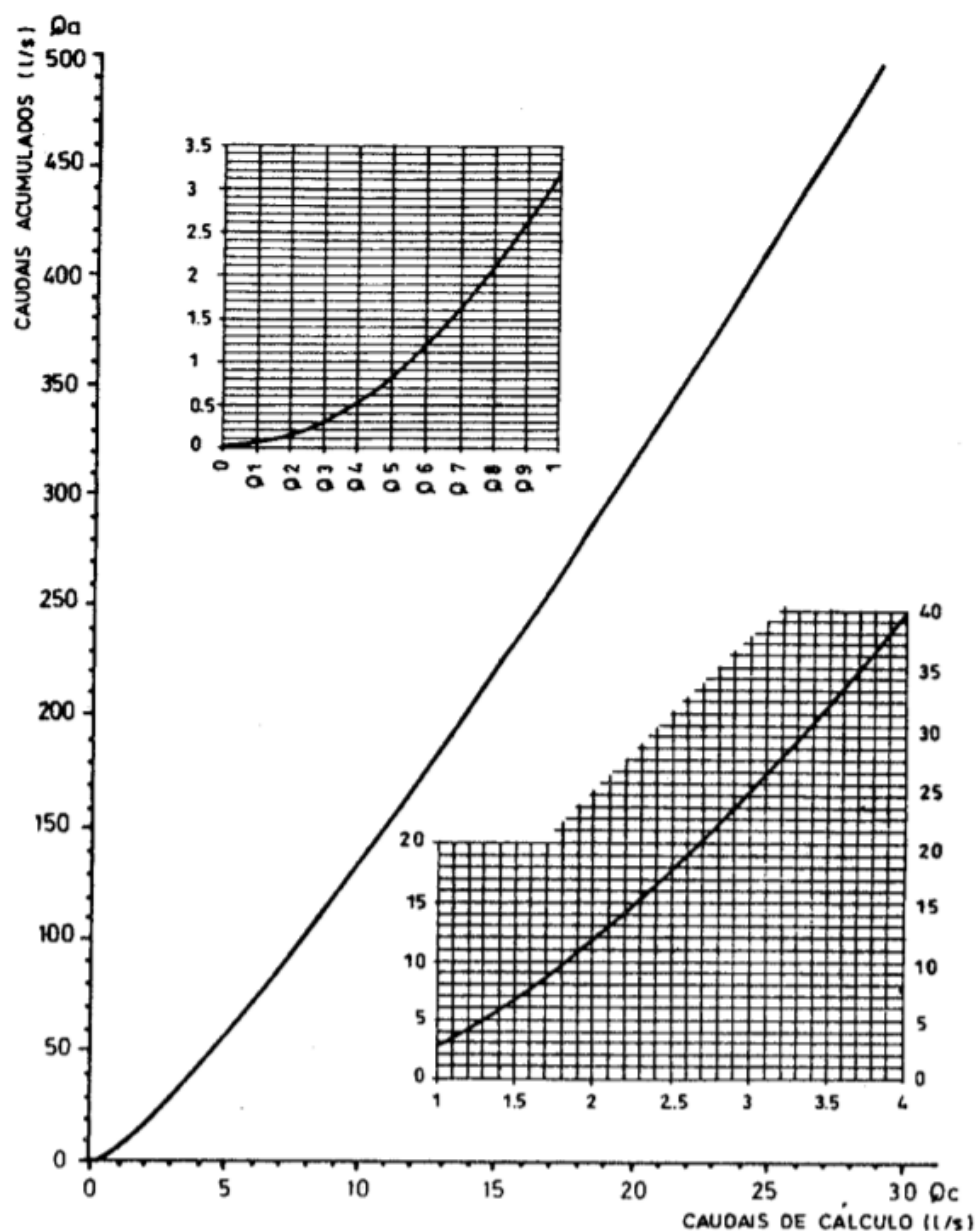


Fig. 18 – Caudais de cálculo em função dos caudais acumulados para um nível médio de conforto (RGSPDADAR, 1995)

No diagrama da Fig. 18 está representada a curva de conforto médio, a curva de referência para a determinação dos caudais de dimensionamento segundo o regulamento português. Como a sua aplicação é morosa e existe uma incerteza associada à leitura dos resultados, as curvas podem ser traduzidas sob a forma de equações, permitindo um cálculo rápido e conciso. Com o passar do tempo as equações foram

sendo ajustadas de forma a se aproximarem da curva. As equações atualmente usadas representam o comportamento da curva com grande exatidão, de forma a garantir o cumprimento do regulamento no dimensionamento da rede predial para edifícios são as seguintes:

$$\begin{aligned} Q_c &= 0.5469 * Q_a^{0.5137} & Q_a \leq 3.5 \text{ L/s} \\ Q_c &= 0.5226 * Q_a^{0.5364} & 3.5 < Q_a \leq 25 \text{ L/s} \\ Q_c &= 0.2525 * Q_a^{0.7587} & Q_a > 25 \text{ L/s} \end{aligned} \quad (3)$$

Se for necessário garantir um conforto mais elevado podem-se utilizar as seguintes expressões para a determinação do caudal de cálculo:

$$\begin{aligned} Q_c &= 0.6015 * Q_a^{0.5825} & Q_a \leq 3.5 \text{ L/s} \\ Q_c &= 0.5834 * Q_a^{0.5872} & 3.5 < Q_a \leq 25 \text{ L/s} \\ Q_c &= 0.3100 * Q_a^{0.7750} & Q_a > 25 \text{ L/s} \end{aligned} \quad (4)$$

Estas correções produzem um caudal de cálculo menor do que o caudal acumulado.

No caso de existirem fluxómetros instalados, a fórmula usada para a determinação do caudal de cálculo é composta por mais uma parcela, que se refere especificamente a este tipo de equipamentos sanitários (Pedroso, 2000).

$$Q_c = Q_a * k_s + n * Q_i \quad (5)$$

Em que n representa o número de fluxómetros e Q_i o caudal instantâneo dos fluxómetros.

Existem ainda outros métodos para o dimensionamento das tubagens, como:

- Método do Coeficiente de Simultaneidade Modificado;
- Método da Norma Brasileira ou Método Alemão;
- Método do Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CTSB).

Os valores limite da pressão hidráulica também devem ser tomados em conta de forma a ser possível garantir o correto funcionamento de todos os equipamentos, pois caso a pressão seja inferior à mínima pode não ser cumprido o caudal instantâneo mínimo imposto pelo regulamento ou no pior cenário o equipamento pode não ser abastecido.

As velocidades de escoamento são impostas pelo regulamento geral e estão compreendidas entre 0,5 m/s e 2 m/s, e são aplicáveis para toda a rede predial, desde o ramal de distribuição, até aos ramais de alimentação. O valor limite inferior, tem com objetivo garantir a autolimpeza interna da tubagem, caso este não seja respeitado podem-se depositar sólidos suspensos e posteriormente dar-se a sua acumulação provocando problemas no funcionamento da rede e deterioração da qualidade de água.

As duas variáveis anteriores, a pressão e a velocidade, são fortemente influenciadas pela escolha do diâmetro da tubagem, que passa por um processo iterativo. Assim com o caudal de cálculo já determinado é possível proceder ao cálculo do diâmetro mínimo da tubagem recorrendo à Equação da Continuidade:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_c}{\pi * U * 10^3}} * 10^3 \quad (6)$$

Em que, D representa o diâmetro interno (mm), Q_c o caudal de cálculo (L/s) e U a velocidade do escoamento (m/s).

Numa primeira abordagem de forma a facilitar o cálculo atribui-se à velocidade o valor de 1 m/s, que para além de simplificar o cálculo, cumpre os limites de velocidade impostos pelo RGSPDADAR. A etapa seguinte consiste em escolher uma tubagem com o diâmetro interno o mais aproximado do calculado, procedendo à verificação da velocidade máxima novamente. No caso da velocidade não cumprir os limites regulamentares, será necessário escolher um novo diâmetro. Em situações onde as pressões exigidas e as pressões fornecidas pela rede são próximas, é necessário algum cuidado no dimensionamento da rede predial de abastecimento de água pois, a escolha de um determinado diâmetro pode ou não possibilitar que a água chegue com a pressão pretendida aos dispositivos. A Fig. 19 resume o processo anteriormente explicado.

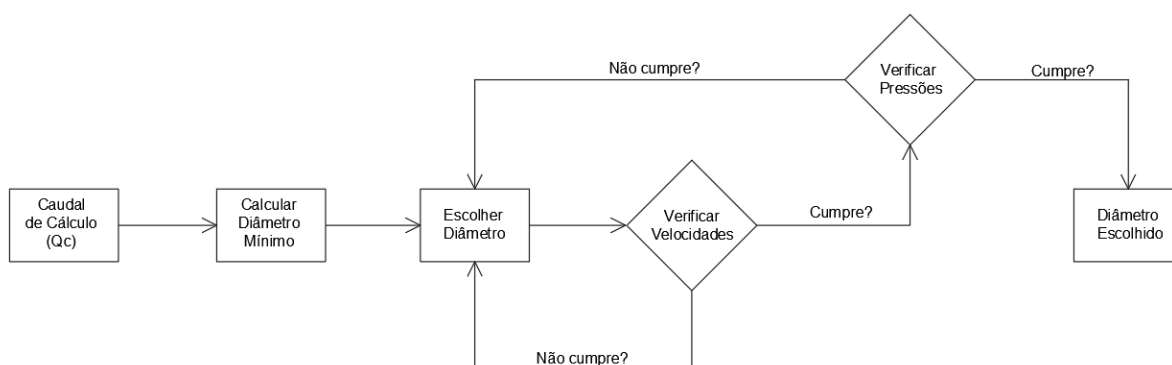


Fig. 19 – Processo de determinação do diâmetro.

Relativamente à rugosidade de uma conduta, são vários os fatores que poderão intervir no aumento da mesma, como o material da conduta, o tipo, modo de aplicação e conservação do revestimento interior, e o estado da atividade de bactérias ferruginosas.

No Anexo 5 apresenta-se os valores de rugosidade para os diferentes tipos de materiais.

2.2.6. PERDAS DE CARGA

O movimento de um fluido dentro de uma tubagem provoca uma diminuição da pressão de forma gradual ao longo da mesma, fenómeno que se denomina por perda de carga e resulta das forças de atrito entre as paredes internas da tubagem e a água e a turbulência existente no líquido. As perdas de carga podem-se classificar de duas formas:

- Contínuas, provocadas pela característica interna da tubagem e pela temperatura;
- Localizadas, associadas a desníveis, variações de direção e pela passagem por dispositivos.

A perda de carga contínua pode ser determinada através de uma das seguintes fórmulas:

- fórmula de Hazen-Williams;
- fórmula de Darcy-Weisbach;
- fórmula de Chezy-Manning.

A fórmula de Hazen-Williams é uma das mais usadas e tem um elevado grau de empirismo. Por outro lado, a fórmula de Darcy-Weisbach é teoricamente a mais correta, aplicada a todos os regimes de escoamento e a todos os líquidos (Leite, 2008).

Para este tipo de perdas é necessário calcular inicialmente o número de Reynolds (Re), valor adimensional, para determinar se o escoamento é laminar ($Re < 2000$) ou turbulento ($Re > 4000$). O

intervalo entre estes valores é denominado por zona crítica e onde se considera a ocorrência de regime turbulento.

$$Re = \frac{\rho * U * D_{int}}{\mu} \quad (7)$$

Em que, ρ representa a massa volúmica da água (kg/m³), U a velocidade do escoamento (m/s), D_{int} o diâmetro interno da tubagem (m) e μ a viscosidade dinâmica da água (m²/s)

A viscosidade da água depende da sua temperatura. No entanto, o dimensionamento pode ser realizado com o valor da viscosidade da água fria pois os resultados estão do lado da segurança. Assim, considera-se que o líquido está a 20°C para o qual corresponde um valor de viscosidade de 1,01 x10⁻⁶ m²/s. No caso da água quente o valor de viscosidade é de 0.5 x10⁻⁶ m²/s.

O passo seguinte é calcular o fator de perda de carga ou resistência (λ), assim como o número de Reynolds (valor adimensional que traduz a dissipação de energia como consequência do contacto da água com as paredes da tubagem). Em caso de escoamento laminar pode-se utilizar a seguinte formula de Hagen-Poiseuille:

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (8)$$

Nas tubagens de abastecimento de água em regra o escoamento é turbulento e nestes casos o valor pode ser calculado pela fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7 D_{int}} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (9)$$

Como a fórmula anterior obriga a um processo iterativo, normalmente como alternativa a facilitar o cálculo e sem grande margem de erro é utilizada a fórmula de Haaland:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -1,8 \log \left(\left(\frac{\varepsilon}{3,7 D_{int}} \right)^{1,11} + \frac{6,9}{Re} \right) \quad (10)$$

Com isto é possível retirar o fator de perda de carga e determinar a perda de carga unitária, que resulta da dedução da equação de Hagen-Poiseuille que traduz a lei de resistência dos escoamentos laminares uniformes em tubos circulares:

$$\lambda = \frac{J D_{int}}{\frac{U^2}{2g}} \Leftrightarrow J = \frac{\lambda U^2}{D_{int} 2g} \quad (11)$$

Em que, J representa a perda de carga unitária (mm/m), λ o fator de perda de carga e D_{int} o diâmetro interno (mm).

As perdas de carga localizadas são perdas resultantes de mudanças de direção, e perturbações causadas por acessórios e pela passagem por dispositivos, etc. A importância de as incluir nos cálculos depende do grau de exatidão pretendido. De uma forma expedita é razoável considerar entre 15% a 25% das perdas de carga continuas dependendo da sinuosidade e da extensão do traçado.

O método de cálculo mais rigoroso, passa pelo uso da fórmula seguinte:

$$\Delta H_{Loc} = K \frac{U^2}{2g} \quad (12)$$

Em que, ΔH_{Loc} representa a perda de carga localizada, K o coeficiente de perda de carga localizada, valor fornecido pelos fabricantes, função das características geométricas, da rugosidade e do número de Reynolds, U a velocidade do fluido e g a aceleração da gravidade.

Outra alternativa é transformar essas perdas de carga num comprimento equivalente que depois será multiplicado pelo valor de perda de carga unitária (J). Isto é, todas as tubagens têm um comprimento real, as curvas, válvulas e restantes singularidades existentes na rede predial representam uma perda de carga e como tal estas perdas de carga podem ser traduzidas em troços retos equivalentes (com o mesmo valor de perda de carga localizada). Este processo é conhecido como “Comprimento Equivalente”.

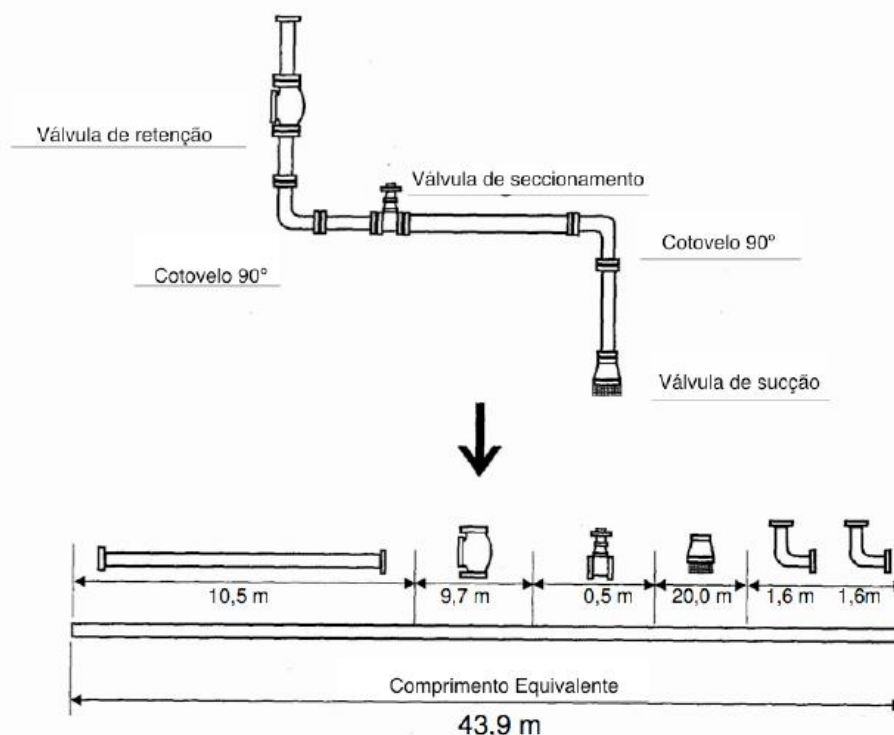


Fig. 20 – Representação do comprimento equivalente (Sá, 2012).

Existem tabelas semelhantes à apresentada no Anexo 5 que demonstra o processo de cálculo do comprimento equivalente de uma tubagem com um dado diâmetro e para um determinado tipo de singularidade.

A Fig. 21, representa de forma esquemática os passos a ter em consideração no dimensionamento de uma rede predial.

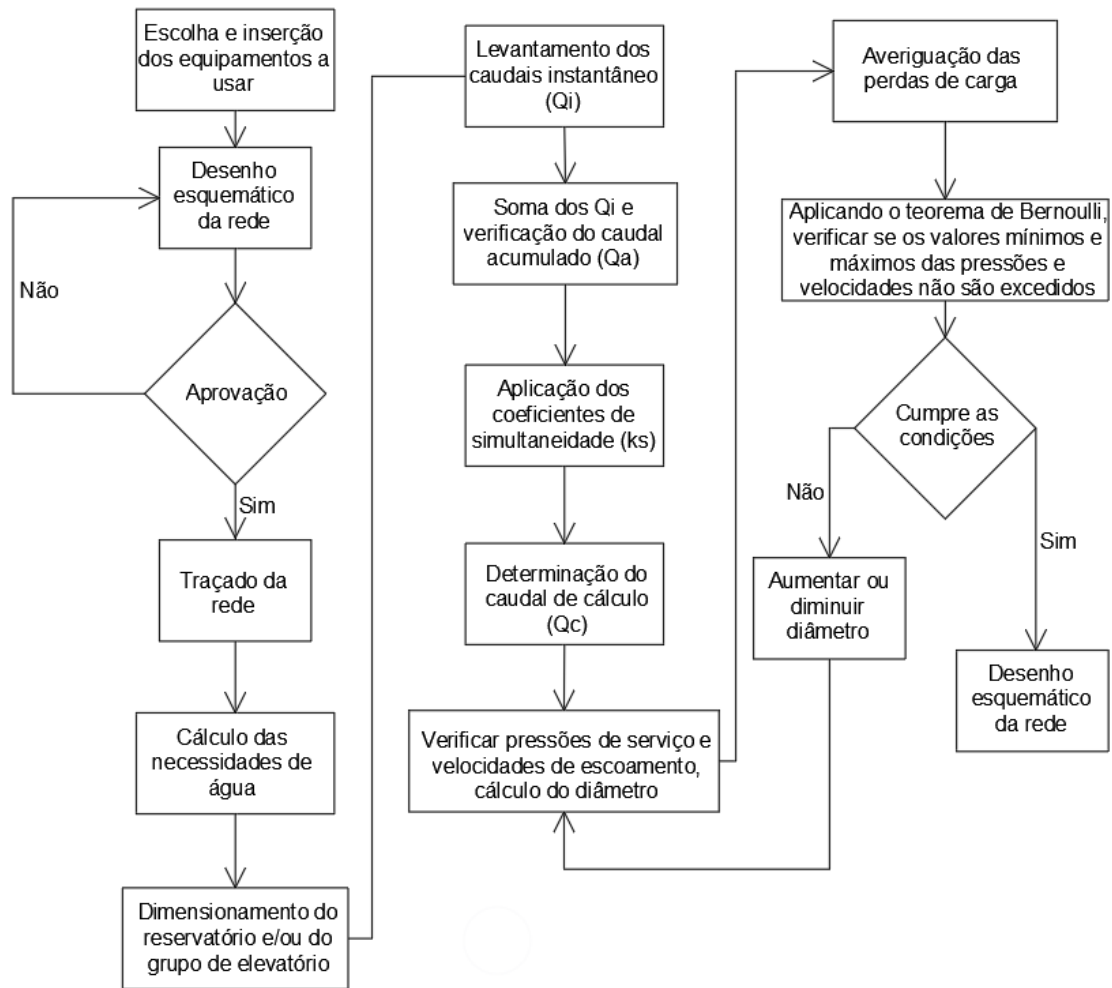


Fig. 21 – Esquema do traçado e dimensionamento de uma rede predial de abastecimento de água (adaptado Teixeira, 2018).

2.2.7. LINHA DE ENERGIA E LINHA PIEZOMÉTRICA

A determinação da energia total, por unidade de peso escoado em cada secção, em relação a um plano horizontal é dada por:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (13)$$

Em que E representa a energia, z a cota em relação a um referencial, p a pressão, γ o peso específico, α o ângulo entre a horizontal e a linha de energia, U a velocidade do fluido e g a aceleração gravítica.

De acordo com o teorema de Bernoulli, considerando-se duas secções 1 e 2, em que as cargas totais são E1 e E2, respetivamente, a diferença $\Delta E_{1-2} = E_1 - E_2$ resulta nas perdas totais de energia do escoamento: energia perdida em calor, por atrito das partículas umas com as outras ou das partículas com as paredes da tubagem; ou energia hidráulica convertida em energia mecânica ou inversamente, por intermédio duma máquina hidráulica (turbina ou bomba) (Lencastre, 1996).

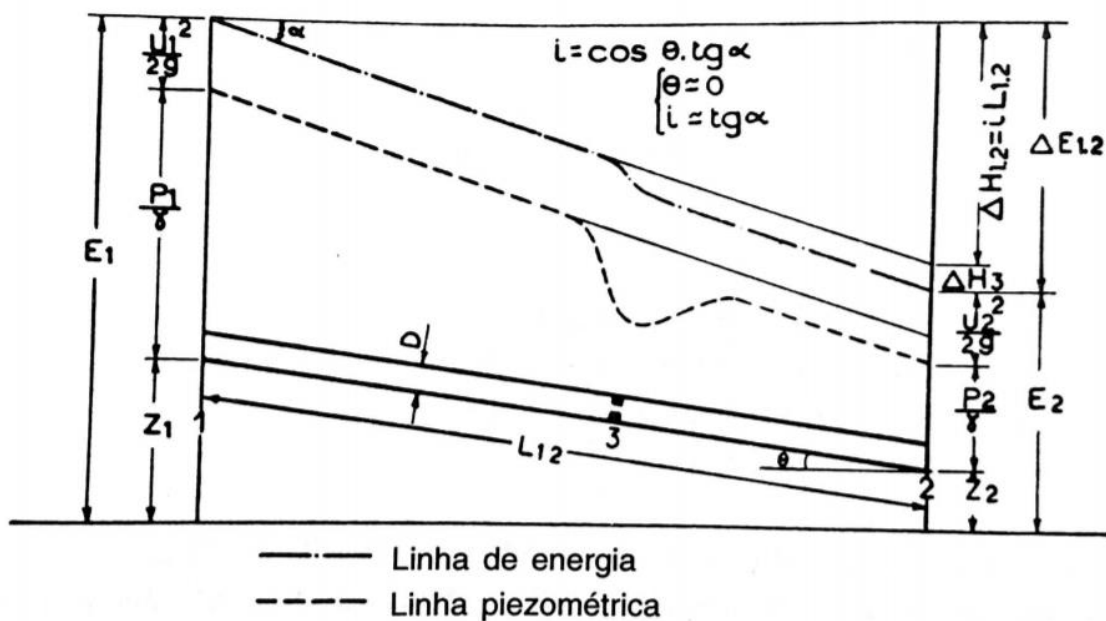


Fig. 22 – Variação de energia entre duas secções (Lencastre, 1996).

A linha de energia é descendente sempre no sentido do escoamento, o que nem sempre acontece com a linha piezométrica.

De uma forma simplificada, o cálculo da pressão numa dada secção é determinado pela diferença de cotas dos dois pontos, pela perda de carga total no percurso e pela pressão a jusante.

$$\frac{P_{Jus}}{\gamma} = \frac{P_{Mon}}{\gamma} - \Delta z - \Delta H \quad (14)$$

2.3. BOMBAS

2.3.1. CARACTERIZAÇÃO

Denomina-se por bomba uma máquina hidráulica capaz de fornecer energia ao escoamento. Dependendo do modo como é transferida a energia ao fluido as bombas podem-se classificar de diferentes formas: bombas centrífugas, bombas rotativas e bombas alternativas.

Nas bombas centrífugas (Fig. 23), o aumento de pressão resulta do recurso à força centrífuga imprimida ao fluido por uma roda ou propulsor, que se move dentro de um corpo ou caixa que orienta o fluido desde a entrada até à saída. Quanto à forma do propulsor, existem três classes fundamentais, bombas de escoamento radial, bombas de escoamento misto, e bombas de escoamento axial (Lencastre, 1996).

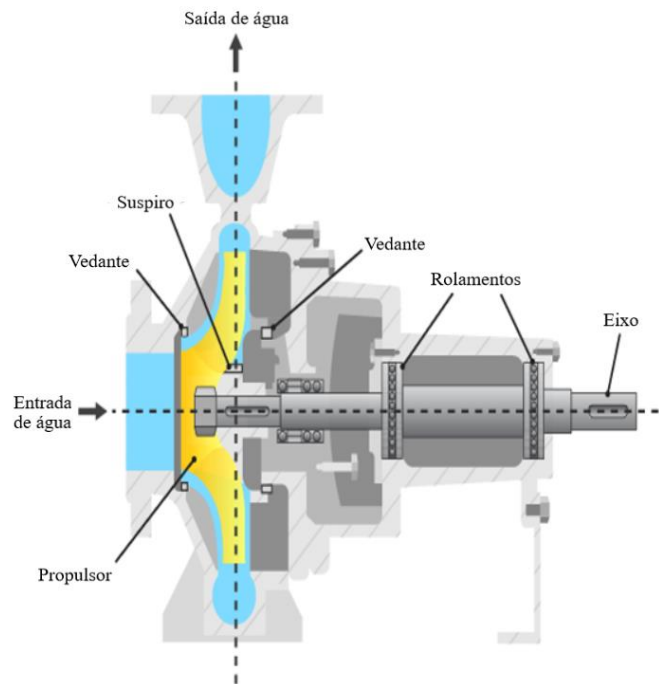


Fig. 23 – Esquema em corte de uma bomba centrífuga (<https://www.mathworks.com/help/predmaint/ug/fault-diagnosis-of-centrifugal-pumps-using-steady-state-experiments.html>).

Nas bombas de escoamento radial, ou vulgarmente conhecidas como bombas centrífugas, a pressão é desenvolvida principalmente por ação da força centrífuga. O fluido entra axialmente pelo centro e sai radialmente pela periferia. Se a entrada se faz por ambos os lados dizem-se de aspiração dupla. Este tipo de bomba adapta-se principalmente a grandes alturas de elevação.

Existem também bombas de escoamento misto, em que a pressão é desenvolvida em parte pela força centrífuga e em parte pela ação da sucção das pás sobre o líquido. O líquido entra axialmente e sai numa direção média entre a axial e a radial. Este tipo de bombas é ideal para alturas médias de elevação.

Por último, existem as bombas de escoamento axial, em que a pressão é desenvolvida sobretudo pela ação da sucção, o caudal entra axialmente e sai quase axialmente. Este tipo de bombas adapta-se bem a baixas alturas de elevação.

Nas bombas de escoamento radial ou misto, o propulsor pode ser aberto ou fechado. Quanto ao tipo de caixa, existem caixas do tipo voluta ou espiral, e circular ou tipo turbina. A primeira, do tipo voluta, é desenhada de modo a manterem-se velocidades iguais à volta do propulsor e a reduzir a velocidade da água, na passagem para a secção de saída. A do tipo circular, tem secção constante e concêntrica com o propulsor, que é neste caso contornado por pás fixas que guiam o escoamento e reduzem a velocidade da água, transformando-a em energia potencial de pressão.

Quanto ao número de propulsores, as bombas podem classificar-se em: bombas de um só andar, quando existe apenas um propulsor, ou de andares múltiplos, quando existe mais do que um propulsor. No caso de andares múltiplos, estes podem estar ligados em série ou em paralelo ou podemos ainda ter, séries de andares ligados em paralelo, e então a ligação é mista.

Relativamente ao sentido de rotação as bombas classificam-se no sentido direto e inverso. Para determinar o sentido de rotação de uma bomba de eixo horizontal, deve-se olhar para a bomba do lado do motor. Na determinação do sentido de rotação de uma bomba de eixo vertical, olha-se de cima para

baixo. Em ambos os casos, se o eixo roda no sentido horário esta funciona no sentido inverso. No caso contrário é de sentido direto.

A posição do eixo é também uma forma de classificar as bombas, podendo ser de eixo vertical, horizontal ou inclinado.

A forma como é realizada a ligação entre a bomba e o motor também é um modo de classificação das bombas. Assim temos bombas em que a ligação entre o motor e a bomba é muito próxima e realizada por uma extensão do eixo do motor. Outra forma de executar esta ligação é através de um acoplamento flexível entre o eixo do motor e o eixo da bomba.

As bombas centrífugas são caracterizadas pelo caudal, a altura de elevação, pela carga absoluta de aspiração acima da tensão de vapor, pela potência e pelo rendimento, pela velocidade de rotação e pela velocidade específica (Lencastre, 1996).

Numa bomba centrífuga, na primeira fase o fluido é direcionado para o centro desta. Um motor elétrico, ou de outra fonte de energia gira e obriga a que a rotação do rotor seja igual à do motor. O rotor transfere parte da sua energia cinética para o fluido, o que resulta no aumento da velocidade. A voluta é responsável por transformar de forma eficiente a velocidade do escoamento em pressão, através do aumento uniforme da secção da mesma.

As bombas centrífugas podem variar em função do fabricante, mas tipicamente são utilizados materiais como o aço inoxidável, bronze ou ferro. Quando utilizadas em água potável é frequente estas serem de bronze (ASHRAE, 2012).

O trabalho do rotor por unidade de massa é dado pela fórmula de Euler, e é independente do fluido. Por outro lado, o aumento de pressão é proporcional à densidade do fluido. Como exemplo temos a massa volúmica da água é 1000 kg/m^3 e a do ar é de cerca $1,20 \text{ kg/m}^3$, sendo a relação entre eles aproximadamente 800. Se uma bomba é capaz de elevar água a 40 mca esta, com o mesmo rotor a trabalhar no ar é capaz de elevar na tubagem de aspiração a água a 50 mm. Normalmente, isto não permite que a água chegue à bomba, o que implica que a bomba não se consegue iniciar de forma autónoma. Para iniciar a operação, a bomba e o tubo de sucção devem ser preenchidos com água na primeira utilização. A utilização de uma válvula de pé evita o retorno da água presente na tubagem vertical de aspiração não sendo necessário assim realizar o preenchimento desta com água a cada utilização, no entanto, é possível a entrada de algum ar no tubo de aspiração devido à perda de aperto na válvula. Para solucionar este problema algumas bombas têm um dispositivo que permite evacuar o ar presente no circuito hidráulico, denominam-se auto-ferrantes como os seguintes modelos (Dick, 2015):

- Bomba de canal lateral;
- Bomba periférica;
- Bomba centrífuga auto-ferrante;
- Bomba de jato.

2.3.2. BOMBAS DE PRESSURIZAÇÃO

Como foi referido anteriormente, no capítulo 2.2.3, nem sempre as entidades gestoras conseguem garantir o fornecimento de água a todos os pontos de consumo de forma satisfatória, isto é, com níveis de pressão e caudal de acordo com o nível de conforto desejado. As soluções possíveis foram apresentadas nesse mesmo capítulo e passam pela instalação de sistema de pressurização com ou ser reservatórios associados.

A bombagem "in-line" (Fig. 24) foi descrita anteriormente como sendo um sistema indireto com bombagem direta. Apesar de ser uma das opções possíveis, esta nem sempre é aprovada por parte das entidades gestoras devido à instabilidade que poderá criar na rede pública.



Fig. 24 – Exemplo de bombas "in-line" para pequenos consumos e baixas alturas manométricas. EFAFLU-AQUA Domus (esquerda), KSB Delta Compact (direita).

O ponto 1 e 2 do artigo 105º do Regulamento da Águas do Porto determina que, nestas situações, o aumento de pressão seja efetuado a partir de um reservatório e de um sistema de bombagem (Fig. 14) por forma a garantir a adequada gestão da rede pública, principalmente no controle de pressão a disponibilizar a todos os clientes. No entanto, poderão existir situações excecionais que, devidamente justificadas, fundamentem a não adoção da solução regulamentar. Os critérios para a aprovação de equipamentos privados de bombagem direta da rede pública sem reservatório são os seguintes:

- Licenciamento de edifício objeto de remodelação/renovação e/ou enquadrado no âmbito do Decreto-Lei n.º 53/2014, de 8 de abril e artigo 60º do 555/99, de 16 de dezembro, na sua atual redação;
- Edifício originalmente desprovido de reservatório;
- Impossibilidade estrutural e/ou espacial, em dispor da área técnica para localização de reservatório;
- O número de bombas em linha restringe-se ao mínimo e apenas às frações em que os cálculos hidráulicos evidenciem inequivocamente essa necessidade;
- A bomba em linha está localizada à cota do piso da fração que serve e a jusante do respetivo contador;
- O caudal bombado é inferior ou igual a 2,5 m³/h;
- A altura manométrica da bomba é inferior ou igual a 15 mca

No manual de redes prediais da Empresa Portuguesa das Águas Livres (EPAL) é apresentado um conjunto de regras aquando da existência de equipamentos eletromecânicos de pressurização que são as seguintes:

- Prever pelo menos dois grupos de bombas, de forma a que em caso de avaria de um dos grupos, o(s) restante(s) garanta(m) o abastecimento;
- Os grupos devem ser de velocidade variável, exceto quando se destinarem exclusivamente para a rede de combate a incêndio;
- Possuir bypass aos grupos hidropressores, com válvula de seccionamento e válvula de retenção;
- Como recomendação, estes equipamentos devem ser ainda dotados de um reservatório de ar comprimido, destinado a amortecer a possível ocorrência de choque hidráulico.

O aumento de pressão na rede predial, é um dos processos com maior grau de exigência no dimensionamento da rede de abastecimento de água de um edifício. Para garantir a pressão ideal são instaladas bombas de forma a contrariar a deficiência de pressão provocada por um dos seguintes motivos (Pienta, 2015):

- O aumento da população ou desenvolvimento da área;
- A instalação de válvulas redutoras de pressão;
- A idade das tubagens e o aumento das incrustações;
- Os requisitos mínimos de pressão aumentarem.

O sistema de pressurização consiste em somar à pressão existente a montante um valor de pressão de forma a garantir a pressão desejada a jusante do grupo hidropressor, isto é:

$$P_j = P_m + P_r - \text{Perdas} \quad (15)$$

Em que, P_j representa a pressão a jusante (pressão desejada na rede predial), P_m a pressão a montante (pressão disponível na rede pública de abastecimento), P_r a pressão de reforço (Pressão adicional necessária) e Perdas as perdas de pressão através do circuito interno do sistema de pressurização.

De forma a realizar um correto dimensionamento de um sistema de pressurização é necessário ter em conta quatro valores de pressão. Na rede predial é obtido o valor de pressão de projeto e na rede pública é solicitado junto das entidades gestoras a pressão máxima, e pressão mínima recorrente e a pressão mínima permitida. A diferença entre a pressão de projeto e a pressão mínima na rede de abastecimento público determina a altura manométrica da bomba para o caudal de dimensionamento da instalação. Valores imprecisos de pressões resultam no incorreto dimensionamento da bomba e motor (Pienta, 2015).

Regra geral, este tipo de equipamento é instalado na cave do edifício, na casa das máquinas, no entanto outras soluções serão possíveis de acordo com as vantagens que apresentarem em relação à cave. A pressão da rede normalmente consegue satisfazer os andares térreos, isto significa, em alguns casos uma grande poupança na aquisição do grupo hidropressor, nos custos energéticos e posterior manutenção.

No caso de edifícios com uma altura considerável (Fig. 25), vários são os métodos que podem ser usados para abastecer os pisos superiores. Geralmente, a bombagem é dividida por zonas. Contudo, nestas situações os projetistas devem consultar os fabricantes para decidirem o método mais adequado para o caso específico. Válvulas redutoras de pressão podem ser instaladas por andar ou grupo de andares de forma a regular a pressão. Para as diferentes soluções, os custos dos equipamentos, do consumo energético, e da futura manutenção podem variar consideravelmente.



Fig. 25 – Bomba "in-line" para alturas manométricas elevadas, de eixo vertical. KSB Movitec VCI

Existem três categorias de equipamentos de pressurização de água, bombas e motores de velocidade constante, bombas de velocidade variável e motores de velocidade constante e por último bombas e motores de velocidade variável.

As bombas multiestágio (Fig. 26) do tipo difusor são usadas principalmente na configuração vertical. A cabeça da bomba atua como um suporte do motor permitindo assim que seja mantido constante o alinhamento entre o motor e a bomba. O acoplamento pode ser realizado por parafusos ou através de rosca diretamente no eixo do motor. Para permitir rotações mais elevadas os propulsores têm um diâmetro pequeno. Os rolamentos são lubrificados com água e não necessitam de manutenção. As bombas podem operar para caudais muito reduzidos devido à proximidade entre os rolamentos (Pienta, 2015).



Fig. 26 – Bombas "in-line" multiestágio, de eixo vertical - EFAFLU AQUA ProDRIVE (esquerda) e de eixo horizontal LOWARA E-HM (direita).

Os componentes associados a um sistema hidropressor padrão são:

- Bombas e motores;
- Paineis de controlo;
- Controlos integrados;
- Válvulas redutoras de pressão (apenas em sistemas de velocidade constante);
- Tubagens, válvulas de seccionamento, sensores de pressão, válvulas solenoides.

Depois de o caudal de cálculo estar definido, o projetista deve escolher o número de bombas a instalar e pode optar por três bombas, sendo uma delas indicada para pequenos caudais ou por apenas duas bombas, no entanto estas têm de estar interligadas com um dispositivo que permita encerrar as mesmas para baixos valores de caudal. Situações como edifícios habitacionais, lares de idosos, complexos desportivos, edifícios de escritórios, escolas, fabricas, etc., apresentam períodos de baixo caudal. Contudo, hospitais e grandes complexos hoteleiros são menos propensos a ter longos períodos desse tipo. Se for adotado um sistema de três bombas, o projetista tem de decidir a proporção para cada bomba, neste caso o mais comum é atribuir 20 % do caudal de cálculo a uma, e 40 % do caudal de cálculo a cada uma das outras duas. Se um sistema de duas bombas for selecionado, cada uma das bombas escolhidas terá a capacidade de bombagem de 65 % do caudal de cálculo, no limite, do ponto de vista económico cada uma delas terá uma capacidade de bombagem na ordem dos 50 % do caudal de cálculo (Pienta, 2015).

Nesta fase é apenas necessário determinar a altura manométrica que a bomba terá que fornecer ao fluido para garantir que este vence os desníveis e as perdas de carga, alcançando assim o ponto crítico com a pressão desejada.

As formas de controlar a pressão na rede predial passam por interligar as bombas com variadores de frequência ou então a utilização de válvulas redutoras de pressão. O conceito dos variadores de frequência é que estes fazem variar a velocidade do motor, que por sua vez irá aumentar ou diminuir a velocidade do impulsor da bomba o que resultará em manter uma pressão constante para um caudal variável. Curvas de bombas mais íngremes oferecem mais vantagem ao possuírem variadores de frequência em relação a bombas com curvas planas.

Um sistema de pressurização deve ser capaz de fornecer uma pressão constante e adequada à instalação hidráulica. O uso de água num edifício multifamiliar facilmente varia ao longo do dia, apresenta um pico de consumo pela manhã, com grande parte dos seus habitantes a preparem-se para o trabalho, durante a noite o consumo é praticamente nulo. Contudo, apesar do consumo variar muito ao longo do dia é extremamente importante manter uma pressão constante no edifício para garantir um funcionamento adequado dos equipamentos.

Os sistemas hidropressores de velocidade variável, reduzem os custos de bombagem de um edifício, através de uma operação inteligente que tem por base o consumo de água do edifício. Com o controle de velocidade variável os motores do grupo hidropressor variam a velocidade de funcionamento para satisfazer um sensor de pressão localizado próximo do ponto mais crítico da rede predial para garantir que os andares superiores recebam pressão adequada em todos os momentos. Esta estratégia de controlo permite que o grupo de bombas ajuste automaticamente a sua velocidade para manter uma pressão à saída constante, apesar de qualquer variação no consumo ou na pressão da rede. Além destas vantagens, diminui significativamente a possibilidade de ocorrer choque hidráulico, devido ao arranque e paragem suave do sistema de bombagem, e diminui também os consumos energéticos (Pienta, 2015).

Este tipo de sistemas é composto por um conjunto de sensores que monitorizam a rede como transdutores de pressão, pressostatos, sensores de corrente, relés, interruptores de fluxo, temporizadores, etc. Enquanto a pressão no sistema se mantiver constante, não é necessário ser colocado em funcionamento outro equipamento de bombagem. No entanto, se a capacidade máxima de funcionamento for alcançada, entrará em serviço o outro equipamento, ficando o conjunto a operar em paralelo.

3

CASOS DE ESTUDO

3.1 MODELAÇÃO

3.1.1 DESCRIÇÃO DE MODELO DE SIMULAÇÃO

A modelação de redes de abastecimento de água é uma parte fundamental do projeto e permite verificar se a obra existente ou a realizar irá satisfazer a população de forma eficiente e com segurança (Methods, *et al.*, 2003).

Com a ajuda de modelos de simulação é possível prever, com uma margem de erro controlada, o comportamento hidráulico e os parâmetros de qualidade da rede e assim antecipar os problemas em sistemas existentes ou futuros. Os modelos permitem uma rápida simulação de uma vasta gama de cenários, sem ser necessário colocar o sistema existente em modos de operação desconhecidos. Com esta capacidade é possível pensar com antecedência na melhor solução, poupando tempo, dinheiro e incómodos à população (Coelho, *et al.*, 2006).

Tradicionalmente é feito um esforço para simplificar os modelos, de forma a não ter em conta todos os componentes do sistema pois a sua consideração pode resultar num número tão elevado de condutas e válvulas que a manutenção do modelo e sua visualização se torna pouco prática. Esta simplificação é viável se a importância dos componentes retirados ou substituídos por outros equivalentes, é reduzida do ponto de vista hidráulico. Com a crescente necessidade de modelar a qualidade da água surge a obrigatoriedade de representar os modelos de uma forma completa para estes poderem ser válidos. Assim, a prática atual tende a evitar as simplificações hidráulicas e geométricas (Coelho, *et al.*, 2006).

Apesar do aumento da complexidade dos sistemas de abastecimento de água, a capacidade de processamento dos computadores tem vindo a aumentar, a par do aperfeiçoamento dos programas de modelação e com isto os objetivos anteriores são alcançados melhor do que nunca (Methods, *et al.*, 2003).

Existem diversos programas para simulação de redes. Parte deles carecem de uma licença como o WaterGEMS, InfoWater e KYPipe mas, por outro lado, o EPANET é disponibilizado livremente e o utilizador pode adaptá-lo a aplicações específicas (Arandia, 2018).

De forma a escolher o programa a utilizar devem-se ter em conta vários aspetos como (Alegre, *et al.*, 2004):

- O custo;
- A facilidade de utilização;
- A operacionalidade e flexibilidade do programa;
- A robustez do modelo;

- A velocidade de processamento;
- As componentes representadas;
- A interface com o utilizador;
- As características do modelo de qualidade;
- A integração com bases de dados de CAD, SIG e SCADA;
- O apoio técnico e a documentação.

3.1.2 EPANET

O EPANET, originalmente desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos, é atualmente, um dos programas mais utilizados graças à grande confiança que nele existe por parte da comunidade académica e técnica, juntamente com o facto de ser de livre acesso e permitir diversas funções, entre as quais:

- Simulação de estudos de expansão de redes de distribuição;
- Calibração de modelos hidráulicos;
- Avaliação de consumos;
- Análise do decaimento do cloro residual;
- Avaliar a idade da água em determinados pontos da rede;
- Análise das condições de combate a incêndio.

A consolidação de conhecimentos é possível com a consulta do “MANUAL DO UTILIZADOR EPANET 2.0”, da autoria de Lewis A. Rossman da United States Environmental Protection Agency. Se necessário pode ser consultada a tradução para língua portuguesa, feita pelo Núcleo de Engenharia Sanitária do Departamento de Hidráulica e Ambiente do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) (Costa, 2009).

O EPANET é um programa que permite estudar modelos de simulação, analisando o comportamento hidráulico e a qualidade da água do sistema. Permite executar simulações estáticas e simulações dinâmicas. O primeiro tipo de simulação é utilizado para analisar casos pontuais, como consumos gerados por marcos de incêndio ou condições de consumo médio na rede. O segundo, é para analisar o desempenho do sistema num intervalo de tempo, em função do nível dos reservatórios, dos consumos, da abertura das válvulas, etc.

O programa inclui um conjunto de ferramentas de cálculo para apoio à simulação, das quais se destacam (Rossman., 2002):

- Cálculo da perda de carga utilizando as fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ou Chezy-Manning;
- Consideração das perdas de carga singulares em curvas, variação de diâmetro, etc.;
- Dimensão (número de componentes) ilimitada da rede a analisar;
- Modelação dos principais tipos de válvulas, incluindo válvulas de seccionamento, de retenção, reguladoras de pressão e de caudal;
- Modelação de bombas de velocidade constante ou variável;
- Cálculo da energia de bombagem e do respetivo custo;
- Múltiplas categorias de consumo nos nós, cada uma com um padrão próprio de variação;
- Modelação de reservatórios de armazenamento de nível variável de formas diversas, através de curvas de volume em função da altura de água/ tempo;
- Modelação de reações de decaimento do cloro no escoamento em tubagens e reservatórios;

- Possibilidade de basear as condições de operação do sistema em controlo simples, dependentes de uma só condição, ou em controlo com condições múltiplas.

A modelação EPANET de um sistema de abastecimento de água, inicia-se com a conceção da representação esquemática da rede, considerando o sistema como sendo um conjunto de tubos ligados a nós ou a outros dispositivos (válvulas, reservatórios ou bombas). A fase seguinte consiste na edição das propriedades de cada componente, descrição das condições de operacionalidade e seleção das opções de simulação. Dadas como concluídas as fases anteriores procede-se à execução da simulação hidráulica ou de qualidade da água e posterior análise dos resultados da solução base. Neste momento os resultados são confirmados com a realidade, ou com um método de cálculo alternativo, para validar ou calibrar o modelo. Por fim, feita a validação, são ensaiados diversos cenários e analisados os resultados (Coelho, *et al.*, 2006).

Estas simulações só são possíveis de realizar com uma rede completamente caracterizada e uma modelação hidráulica fiável de forma a garantir o menor afastamento da realidade. No modelo é possível inserir os vários componentes da rede: as tubagens (condutas), nós, bombas e válvulas de controlo, reservatórios de nível fixo (RNF) e reservatórios de nível variável (RNV), cuja posição é definida através de coordenadas planimétricas e de uma cota. (Coelho, *et al.*, 2006).

A Fig. 27 demonstra a forma como cada componente físico do sistema é representado no EPANET, seguindo-se uma breve descrição dos componentes mais importantes (Rossman, 2002).

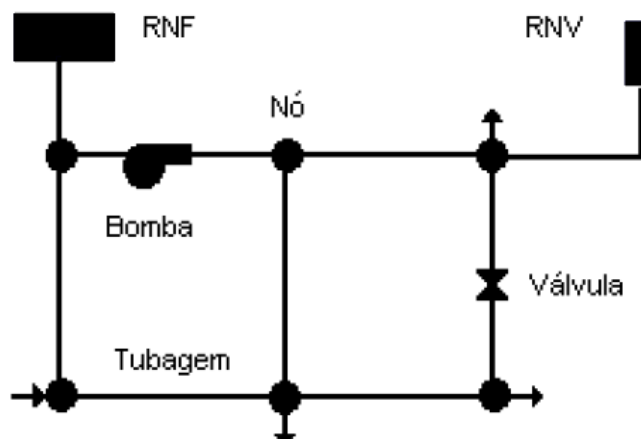


Fig. 27 – Representação dos Componentes Físicos da Rede. (Rossman, 2002)

Os reservatórios de nível fixo são nós especiais que representam um volume de armazenamento de água de capacidade ilimitada e carga hidráulica constante. Constituem, assim, origens ou sumidouros de água externos à rede. São utilizados para simular lagos, rios ou aquíferos ou, mais frequentemente, ligações a outros sistemas. O reservatório de nível fixo é um ponto de fronteira cujas propriedades são totalmente independentes do funcionamento da rede.

Os reservatórios de nível variável são também nós especiais da rede, possuindo uma capacidade de armazenamento limitada e podendo o volume de água armazenada variar ao longo da simulação. Estes reservatórios podem ser modelados para operar entre alturas de água mínima e máxima, o que resulta na interrupção da saída ou da entrada de caudal, respetivamente.

As tubagens são troços que transportam água dos pontos com carga hidráulica mais elevada para o ponto com carga hidráulica mais baixa. Possuem ainda uma função especial que é ativada na definição das suas propriedades: a capacidade de simular uma válvula de seccionamento ou uma válvula de retenção. O EPANET assume que o escoamento ocorre em pressão em todas as tubagens ao longo da simulação.

As válvulas são representadas por troços que permitem limitar a pressão ou o caudal num determinado ponto da rede, e os principais resultados obtidos pela simulação são o caudal e a perda de carga. O EPANET permite simular vários tipos de válvulas, cada tipo caracterizado por um parâmetro específico de funcionamento e todos eles inseridos na mesma célula. As válvulas com modelação direta existentes no EPANET são as seguintes:

- Válvula de Controlo da Pressão a Jusante ou Válvula Redutora de Pressão, VRP (PRV)
- Válvula de Controlo da Pressão a Montante ou Válvula de Alívio, VA (PSV)
- Válvula de Perda de Carga Fixa, VPCF (PBV)
- Válvula Reguladora de Caudal, VRC (FCV)
- Válvula de Controlo de Perda de Carga ou Válvula de Borboleta, VB (TCV)
- Válvula Genérica, VG (GPV)

Uma bomba é modelada como um troço especial da rede que fornece energia para o escoamento, aumentando a sua carga hidráulica. Os principais dados a inserir para definição de uma bomba no EPANET são: o nó inicial e final, e a sua curva característica. Como dados de saída temos: o caudal bombado e a altura de elevação. Se não for conhecida a curva característica da bomba, esta pode ser representada pela potência, fornecendo um valor constante de energia ao escoamento. As bombas podem ser ligadas ou desligadas de acordo com as condições de operação na rede. No EPANET, o escoamento através de uma bomba é unidirecional, pelo que não é necessário a introdução de uma válvula de retenção. A cada bomba pode ser associada uma curva de rendimento do grupo eletrobomba assim como a tabela de preços de energia e, com isto, é possível determinar o consumo de energia e o custo da bombagem. No caso de uma bomba de velocidade variável, a propriedade “regulação de velocidade” é utilizada para a respetiva parametrização.

É possível a introdução de vários tipos de curvas no EPANET, como a curva característica da bomba, a curva de rendimento da bomba, a curva de volume e a curva de perda de carga. As curvas contêm pares de dados, representando assim uma relação entre duas grandezas.

A curva característica da bomba permite definir as condições de funcionamento desta, representando nela uma relação entre a altura de elevação e o caudal. A altura de elevação representa a energia fornecida ao escoamento pela bomba e é representada no eixo das ordenadas, em metros. O caudal é representado no eixo das abcissas, nas unidades respetivas. O programa realiza um ajuste à curva automaticamente em função dos pares de valores que forem introduzidos.

A curva que relaciona o rendimento do grupo eletrobomba (eixo das ordenadas) com o caudal elevado (eixo das abcissas) denomina-se curva de rendimento da bomba e é apenas utilizada para cálculos energéticos e, se não for fornecida para uma bomba específica, deve fixar-se um valor global constante para o rendimento, através do editor de Opções de Energia. Tal como para a curva característica da bomba, também a curva de rendimento é gerada a partir de pares de valores introduzidos pelo utilizador.

Por fim, em relação às componentes mais significativas de um modelo EPANET, importa também referir os padrões temporais. Um padrão temporal consiste num conjunto de fatores multiplicativos que representam a forma como uma determinada grandeza varia com o tempo. O consumo nodal, a carga hidráulica num reservatório de nível fixo, os esquemas de bombeamento e a entrada de um parâmetro de qualidade da água na rede são exemplos de grandezas que podem estar associados a um padrão

temporal. Em cada intervalo de tempo, o valor da grandeza mantém-se constante, igual ao produto do seu valor nominal pelo respetivo fator multiplicativo do padrão. A duração dos padrões temporais será igual à duração da simulação e terá o número de intervalos definidos pelo utilizador, cada intervalo corresponde a um fator multiplicativo.

O uso do EPANET para o estudo de sistemas prediais de abastecimento de água não é comum, devido ao facto deste não se basear em conceitos probabilísticos relacionados com a possibilidade de funcionamento em simultâneo dos dispositivos de utilização. No dimensionamento predial, o caudal de cálculo não obedece ao princípio da continuidade nos nós, assim sendo, para se poder introduzir redes prediais no EPANET e simular múltiplos cenários é necessário recorrer a um procedimento específico. A resolução do problema associado à continuidade dos caudais de cálculo na rede de distribuição foi baseada no trabalho desenvolvido por Mário Valente Neves e Simão Leite, explicado de seguida.

Na Fig. 28 está representado um exemplo simplificado de uma rede predial, construído de forma idêntica à dos casos de estudo. Esta rede possui cinco pontos de consumo: um lavatório (Lv) com um consumo de 0,1 L/s, uma bacia de retrete (Br) com um consumo de 0,1 L/s, um chuveiro (Ch) com um consumo de 0,15 L/s, uma pia lava-louça (Ll) com um consumo de 0,2 L/s e uma máquina de lavar louça (MLL) com um consumo de 0,15 L/s. Na Fig. 29 é possível verificar que os consumos em cada nó assim como o caudal em cada tubagem.

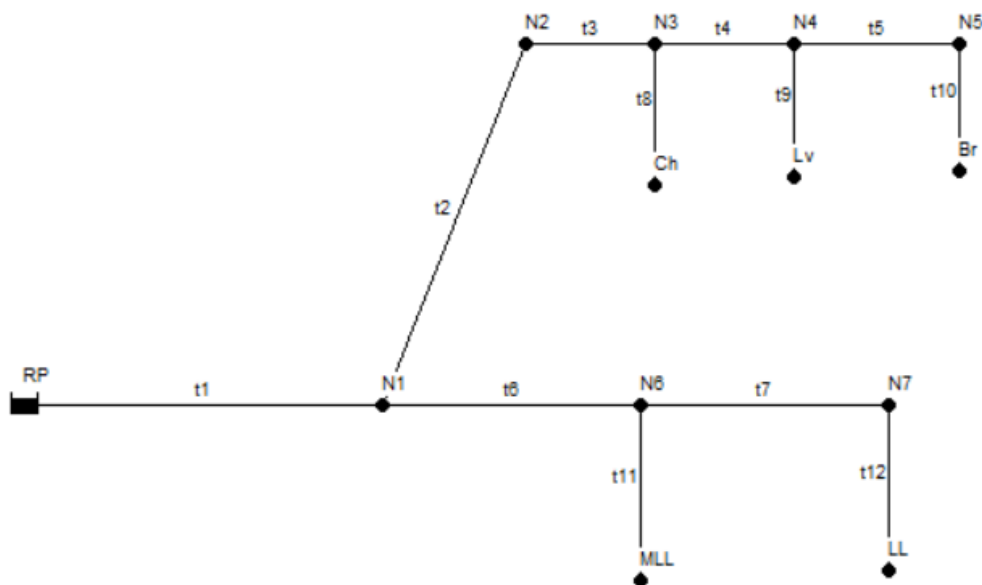


Fig. 28 – Esquema da rede para exemplificar a metodologia.

Deve ser escolhido um ponto de extremidade da rede e de seguida percorrer a mesma rede em sentido contrário ao deslocamento da água, quando se alcança um ponto de interceção das tubagens calcula-se o caudal acumulado, o caudal de cálculo, e o somatório do caudal de jusante (que corresponde à soma do caudal de cálculo de cada uma das condutas a jusante do nó). Com isto obtém-se duas situações distintas: o caudal de cálculo é maior ou igual ao somatório do caudal de jusante e não é necessário editar valores na rede; ou o inverso, e é necessário introduzir nesse nó a diferença entre o caudal de cálculo e o somatório do caudal de jusante no parâmetro consumo. O EPANET interpreta os caudais efluentes como positivos e os afluentes negativos. O objetivo deste método é que o caudal na tubagem a montante do nó em análise seja igual ao caudal de cálculo e não ao caudal acumulado.

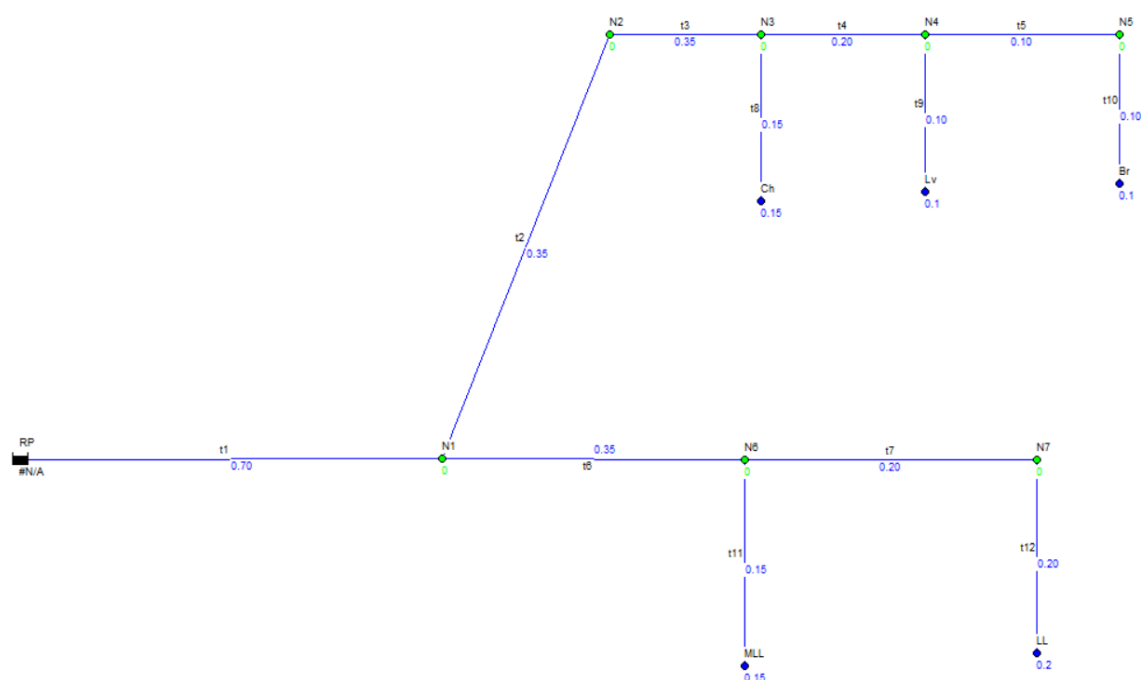


Fig. 29 - Esquema da rede sem a correção introduzida no EPANET.

Assim através da explicação anterior foi possível chegar aos resultados da Tabela 4, valores estes que ao serem introduzidos nos nós da rede permitem que as condutas do modelo estarão com um caudal igual ao caudal de cálculo (Fig. 30).

Tabela 4 – Cálculo para os caudais fictícios a introduzir no EPANET.

Nó	Qacum	Qcalc	$\Sigma Q_{jusante}$	Q Epanet
N4	0,200	0,239	0,200	0
N3	0,350	0,319	0,350	-0,031
N6	0,350	0,319	0,350	-0,031
N1	0,700	0,455	0,638	-0,183

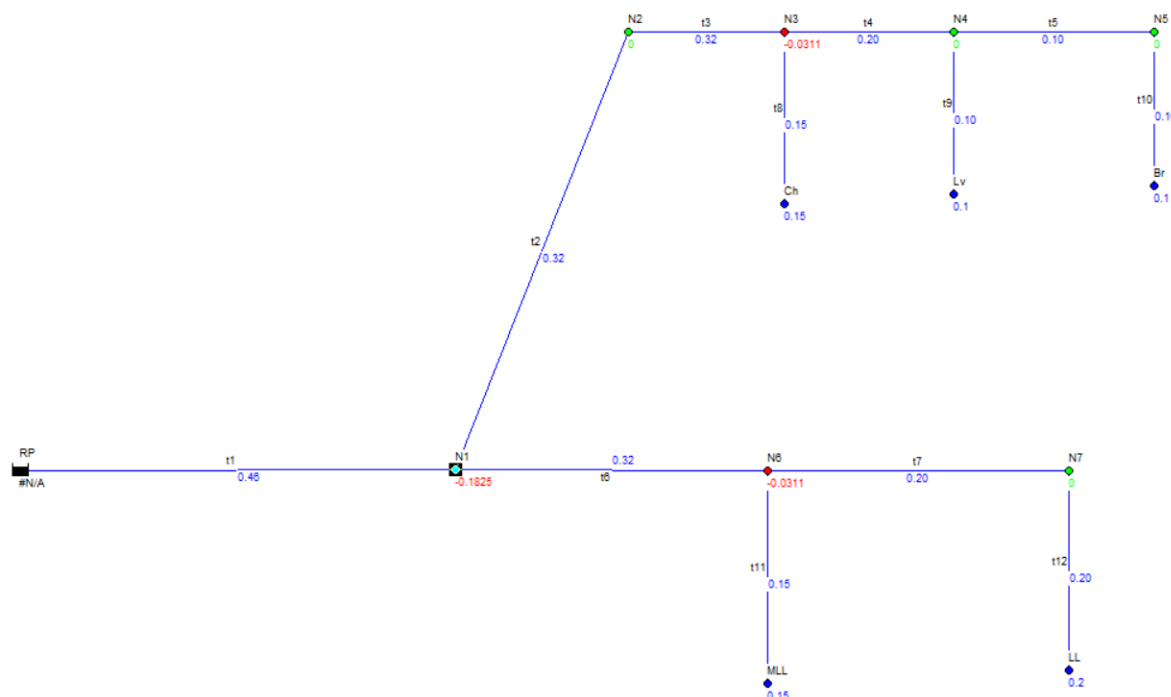


Fig. 30 – Esquema da rede com a correção introduzida no EPANET.

Os esquemas representados anteriormente apenas consideravam a rede de água fria. No entanto, os modelos executados simulam as duas redes, a rede de água fria e a rede de água quente. De forma a determinar o valor de caudal de cálculo na conduta a montante do ponto de derivação da rede de água fria que se dirige para o termoacumulador, foi necessário introduzir um caudal fictício. Nesta situação, o caudal de cálculo foi calculado para um valor de caudal acumulado que considera o somatório do caudal instantâneo de todos os dispositivos e ainda 50% do somatório do caudal instantâneo dos dispositivos abastecidos por água quente, ou seja:

$$QaNc = Qins(Ch + Lv + Ll) * 1,5 + Qins(Br + Ml)$$

Para a situação em que são consideradas as duas redes, o exemplo dado é o da Fig. 31 e a forma como foram obtidos os caudais de cálculo neste modelo encontram-se na Tabela 5.

Tabela 5 – Cálculo das correções a introduzir no EPANET.

Nó	Qacum	Qcalc	ΣQjusante	Q Epanet
N50	0,25	0,268	0,250	0
N20	0,450	0,319	0,450	-0,087
Nc	0,925	0,525	0,818	-0,292

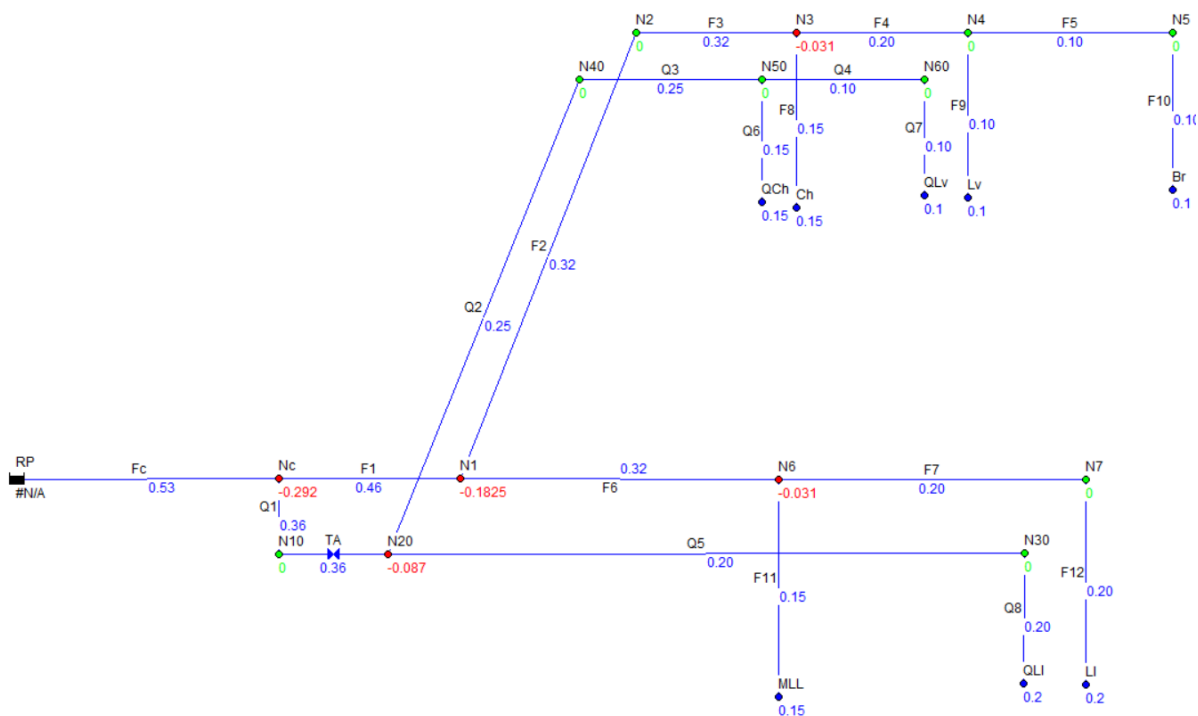


Fig. 31 – Esquema de ambas as redes representadas no mesmo modelo.

Como foi explicado anteriormente o modelo tem em conta a rede de abastecimento de água quente, no entanto, apesar do coeficiente de viscosidade da água quente ser diferente do da água fria, o EPANET efetuou todos os cálculos dependentes deste valor com um coeficiente de viscosidade para a água a 20°C, isto é, $1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para a realização deste estudo é importante os modelos aproximarem-se o mais possível da realidade, assim foram adotadas diversas medidas para validar os modelos. Algumas características pontuais das redes, foram discutidas com o projetista, assim como foram também confirmados os valores das perdas de carga ao longo da rede predial.

É de igual forma importante obter dados provenientes da envolvente e assim estabelecer as condições fronteira. Os dados relativos à rede pública foram disponibilizados pela entidade gestora, que forneceu as informações relativas ao caudal e pressão para um período de 24h e num intervalo de 15 minutos, permitindo simular diversos cenários realistas. Outros valores da rede pública importados para o modelo foram os diâmetros e os comprimentos das condutas e as cotas dos nós de ligação.

3.1.3 WATERNETGEN

O WaterNetGen é uma extensão do EPANET, capaz de gerar de forma automática modelos de redes de distribuição de água. Apresenta melhorias em relação ao EPANET ao introduzir vários recursos orientados ao trabalho, como a divisão e a alteração do tipo de nó/tubagens. As principais características da expansão são:

- Dimensionamento de tubagens;
- Indicadores de desempenho,
- Avaliação de desempenho,

- Análise baseada no consumo;
- Análise baseada na pressão;
- Simulação de fugas.

A capacidade de dimensionamento do WaterNetGen permite a atribuição de diâmetros a tubagens para que a rede satisfaça algumas restrições de velocidade e pressão. Desta forma, pode ser fornecido ao programa, um catálogo de tubagens com os seus diâmetros e custos e de seguida com um conjunto de regras simples (velocidade máxima e pressão mínima necessária) o programa realiza o dimensionamento (Muranho, *et al.*, 2012).

O WaterNetGen assim como o EPANET permite uma análise que tem por base o consumo que é realizada considerando o valor de consumo introduzido em cada nó pelo utilizador. Uma característica deste programa que difere do EPANET é a capacidade de realizar uma análise baseada na pressão que considera os consumos em cada nó como variáveis que dependem da pressão disponível e vários são os métodos que têm sido propostos ao longo dos anos para formular essa dependência. A relação entre pressão-consumo, requer a definição de parâmetros como a pressão de referência e a pressão mínima, para cada nó. Esta análise consiste num processo iterativo que ocorre até à convergência de valores.

Recorreu-se a esta expansão de modo a realizar uma análise com base na pressão. Assim ao definir um intervalo de pressões para o qual o consumo varia entre 0 e o valor de consumo base, possibilita saber qual o valor de consumo nesse ponto em função da pressão do mesmo. Quando a pressão na rede é mais elevada do que a pressão de referência estabelecida anteriormente, o consumo no nó é o consumo base, quando está compreendida entre os dois limites o programa através de um processo iterativo calcula um valor de consumo para esse nó e se a pressão for menor do que o limite inferior, o consumo nesse nó irá ser igual a 0.

Assim como o EPANET, esta expansão não tem como foco a simulação de redes prediais, para isso foi necessário realizar umas adaptações como por exemplo, alterar a fórmula responsável pelo cálculo da pressão do limite superior. Essa fórmula por defeito é igual à fórmula 1 e foi alterada nas opções e passou a ser apenas N, assim facilitou a criação do limite superior de pressão de cada nó, este parâmetro pode ser configurado individualmente em cada nó, e por defeito corresponde ao número de pisos acima do solo. O limite inferior é possível configurar recorrendo às categorias de consumo e através da edição do campo "Pressure Lower-Bound".

A seguir é demonstrado um exemplo simples de aplicação desta expansão, onde foi criado um reservatório à cota 25 m e um nó que simula um edifício à cota 0 com um consumo de 0,7 L/s. Nesse nó o número de pisos acima do solo é 4. A pressão mínima nesse nó, segundo a fórmula por defeito da expansão será igual a 260 kPa (26,513 mca). Existe uma tubagem entre o reservatório e o nó com um comprimento de 100 m e um diâmetro interno igual a 34 mm.

Se a simulação for realizada com a opção DDA (análise baseada no consumo), os resultados obtidos serão iguais à análise do EPANET, ou seja, obtém-se um consumo de 0,7 L/s e uma pressão de 22,73 mca, valor inferior à pressão mínima isto quer dizer que parte do consumo não seria satisfeito, o que leva a concluir que estes resultados não são realistas (Fig. 32).

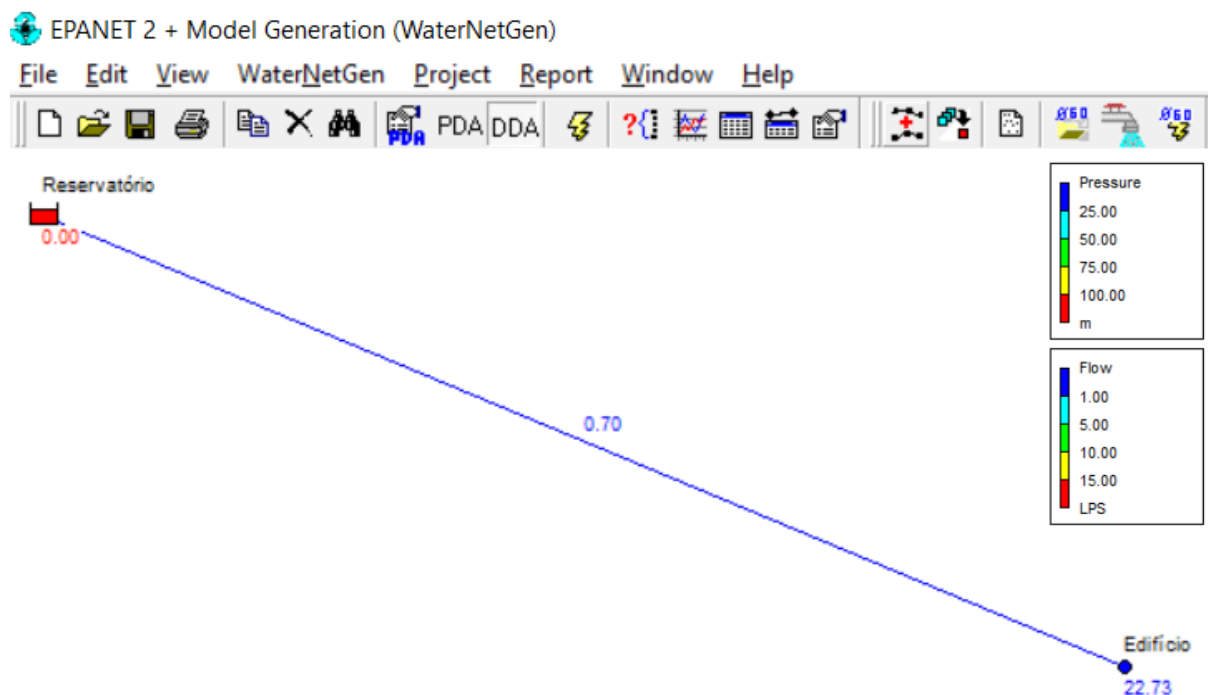


Fig. 32 – WaterNetGen análise baseada no consumo.

Ao realizar a simulação com a opção PDA (análise baseada na pressão) é obrigatório definir o limite para o qual o consumo é 0, nesta situação a pressão considerada para este limite foi de 0. O programa neste caso emite um aviso que relembra que a pressão é insuficiente para satisfazer o consumo base, sendo possível visualizar a redução de consumo nesse nó (Fig. 33).

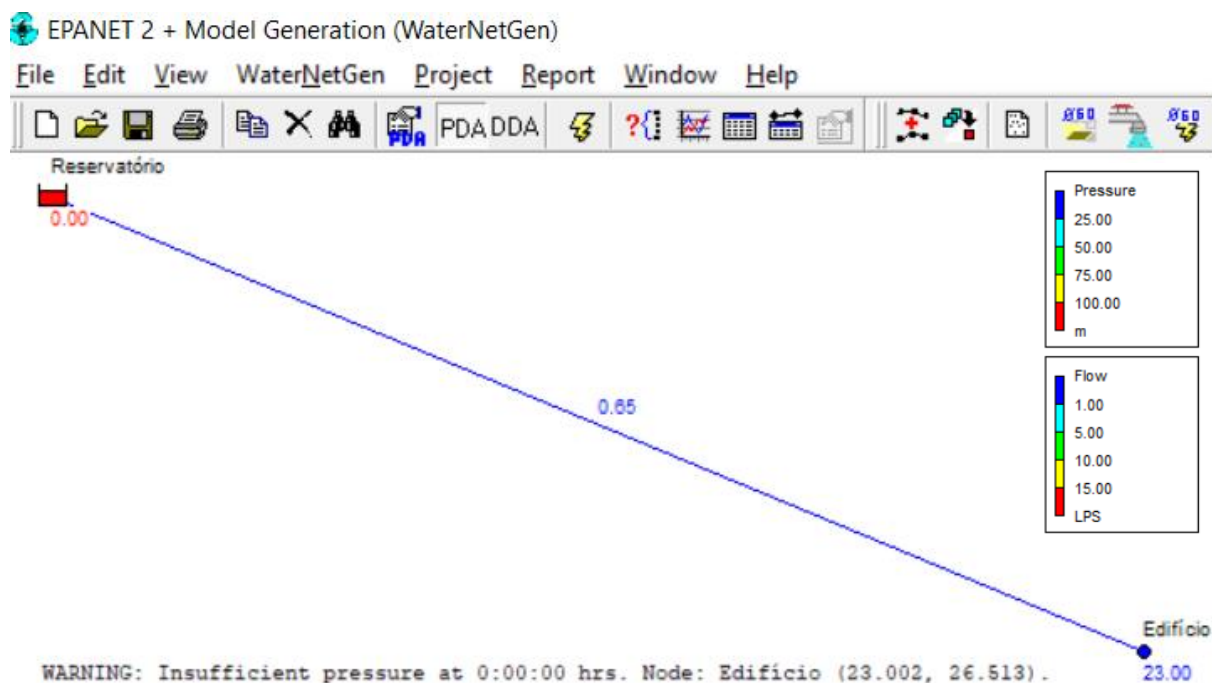


Fig. 33 – WaterNetGen análise baseada na pressão.

3.2 CRIAÇÃO DO MODELO

3.2.1 GENERALIDADES

As redes prediais referentes aos casos de estudo desta dissertação já tinham sido dimensionadas tendo sido transposta a proposta existente para o EPANET de forma a se poder simular diferentes cenários e analisar os impactes resultantes.

Para tal, foi necessário, numa primeira fase, definir nas opções hidráulicas do programa as unidades em que o consumo nos nós e o caudal nos troços são expressos, que influencia as unidades de outros parâmetros (Anexo 7). Quando optamos por unidades de caudal expressas em litros ou metros cúbicos os restantes parâmetros são de acordo com as unidades do sistema internacional (SI).

Ainda nas opções é possível alternar entre três fórmulas diferentes para o cálculo das perdas de carga em função do caudal de uma tubagem: fórmula de Hazen-Williams, fórmula de Darcy-Weisbach ou fórmula de Chezy-Manning. Para o cálculo da perda de carga é necessário a introdução de um valor de rugosidade nas propriedades das condutas, assim no caso de se alterar a fórmula para o cálculo da perda de carga é necessário atualizar os valores correspondentes a esse parâmetro (Tabela 6).

Tabela 6 – Coeficientes das fórmulas de perda de carga para tubagens novas (Rossman, 2002).

<i>Material</i>	<i>C, Hazen-Williams (adimensional)</i>	<i>ϵ, Darcy-Weisbach (mm)</i>	<i>n, Manning (adimensional)</i>
ferro fundido	130 – 140	0.25	0.012 - 0.015
Betão ou com revestimento de betão	120 – 140	0.3 - 3	0.012 - 0.017
Ferro galvanizado	120	0.15	0.015 - 0.017
Plástico	140 – 150	0.0015	0.011 - 0.015
Aço	140 – 150	0.03	0.015 - 0.017
grés	110	0.3	0.013 - 0.015

Para os dois casos de estudo deste trabalho, as unidades escolhidas foram os L/s e as perdas de carga foram calculadas pela fórmula de Darcy-Weisbach, com um valor de rugosidade (ϵ) igual a 0,01 mm para as condutas de PP-R PN20 e um valor de 0,04 mm para as condutas de PEAD PE80, ambos os valores coincidentes com os valores adotados em projeto. Nos casos em estudo todas as condutas da rede predial são de plástico, sendo que o manual do EPANET, recomenda que nestes casos o parâmetro correspondente à rugosidade seja igual a 0,0015 mm. O valor utilizado não foi o recomendado pelo manual, mas sim o de projeto, valor mais conservativo, ou seja, resulta numa perda de carga continua maior.

Para as perdas de carga localizadas, o manual do EPANET também apresenta uma tabela com coeficientes de perda de carga recomendados em função do tipo de singularidade (Tabela 7). O programa possui um campo nas propriedades das condutas para a introdução deste valor.

Tabela 7 – Valores do coeficiente de perda de carga singular para diferentes (Rossman, 2002).

<i>SINGULARIDADE¹⁶</i>	<i>COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA</i>
Válvula de globo, abertura completa	10.0
Válvula de ângulo, abertura completa	5.0
Válvula de retenção de batente, abertura completa	2.5
Válvula de cunha, abertura completa	0.2
Curva a 90° (raio pequeno)	0.9
Curva a 90° (raio médio)	0.8
Curva a 90° (raio grande)	0.6
Curva a 45°	0.4
Curva de retorno	2.2
Tê standard – escoamento na linha	0.6
Tê standard – escoamento linha – ramal	1.8
Entrada em aresta viva (reservatório – tubagem)	0.5
Entrada em aresta viva (tubagem – reservatório)	1.0

No entanto, as perdas de carga localizadas foram calculadas de forma simplificada também usada em projeto, considerando que são iguais a 20 % das perdas de carga continuas.

$$\Delta H_{Total} = \Delta H_{cont} + \Delta H_{Loc} = 1,2 L J \quad (16)$$

Assim, no modelo EPANET, o comprimento de cálculo das tubagens foi ajustado para contemplar as perdas de carga localizadas, ou seja, multiplicado por 1,2.

Equipamentos como termoacumuladores e contadores introduzem na rede perdas localizadas muito significativas. A simulação destes aparelhos foi feita através da introdução de uma válvula de perda de carga fixa (PBV).

Outra característica comum aos dois casos de estudo é a cota a que se encontra a saída de água dos equipamentos. No modelo os dispositivos de utilização como chuveiros (Ch) encontram-se a 2,0 m do nível do piso e os restantes dispositivos encontram-se a 1 m.

Os diâmetros também tiveram de ser inseridos no programa. O esquema da rede de abastecimento de água predial, fornecida pelo projetista, forneceu o diâmetro nominal de cada tubagem e o material da mesma. De seguida, com recurso a catálogos de tubagens foi possível preencher o campo diâmetro, relativo ao diâmetro útil. Desta forma, para ambos os casos, procurou-se construir um modelo que representasse o melhor possível a rede definida em projeto.

As tubagens utilizadas em ambos os casos de estudo tinham as características definidas nas Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10.

Tabela 8 – Diâmetro dos ramais individuais

Dispositivo	Diâmetro Nominal (mm)
Lavatório (Lv)	16
Chuveiro (Ch)	16
Bacia de retrete (Br)	16
Bidé (Bd)	16
Máquina da Louça (Ml)	16
Banheira (Ba)	20
Lava-loiça (Ll)	20
Tanque (Tq)	20
Máquina da roupa (Mr)	20
Torneira de lavar (TL)	20

Tabela 9 – Características PPR - PN20 Coprax (eurotubo.pt)

Diâmetro Nominal (mm)	Diâmetro Interno (mm)	Espessura (mm)
16	10,6	2,7
20	13,2	3,4
25	16,6	4,2
32	21,2	5,4
40	26,6	6,7
50	33,2	8,4

Tabela 10 – Características PEAD PE 80 (alfatubo.pt)

Diâmetro Nominal (mm)	Diâmetro Interno (mm)	Espessura (mm)
25	21	2
32	27,2	2,4
40	34	3,0
50	42,6	3,7
110	93,8	8,1
125	106,6	9,2

3.2.1 SIMULAÇÕES REALIZADAS

Foram realizadas várias simulações (estáticas e dinâmica do sistema), para os dois casos de estudo apresentados no capítulo seguinte tentando cobrir grande parte das situações possíveis recorrendo a extremos e a valores médios.

As simulações realizadas tinham como objetivo testar as seguintes situações:

- Caudal de cálculo (simulação estática);
- Intervalo mais crítico de utilização normal (simulação dinâmica);
- Simulação de um dia padrão (simulação dinâmica).

Foram tidas em conta as seguintes condições da rede pública de abastecimento de água:

- Pressão mínima;
- Pressão máxima;
- Caudal mínimo;
- Caudal máximo.

Os pontos da extremidade de jusante da rede predial foram analisados com especial atenção para garantir as pressões mínimas regulamentares, assim como, os pontos da rede pública de abastecimento de água de forma a analisar o seu comportamento e quantificar os impactes produzidos pelos sistemas de bombagem.

A simulação de uma situação estática, onde o caudal é igual ao caudal de cálculo permite validar o modelo, pois os resultados retirados do EPANET têm de coincidir obrigatoriamente com as folhas de cálculo utilizadas pelo projetista. Desta forma, a validação foi executada começando no troço mais a jusante da rede e foram confirmados os valores de pressão e cota dos nós e os caudais de cálculo em cada tubagem. Além disso, nesta situação, a rede está sujeita à solicitação máxima. Os valores utilizados para simular o consumo, correspondem aos caudais mínimos instantâneos definidos pelo RGSPDADAR, apresentados na Tabela 11, as tubagens são dimensionadas para esses valores de consumo, no entanto, os caudais de utilização variam em função da pressão da rede, estes valores podem ser estimados e são apresentadas na Tabela 12.

Tabela 11 – Caudais usados no modelo (RGSPDADAR, 1995).

Dispositivo	Caudal (L/min)	Caudal (L/s)
Lavatório	6	0,10
Bidé	6	0,10
Chuveiro individual	9	0,15
Autoclismo	6	0,10
Pia lava louça	12	0,20
Máquina da louça	9	0,15
Máquina da roupa ou tanque	12	0,20
Boca de rega ou lavagem 15mm	18	0,30

Tabela 12 – Estimativa de consumos (L/min) (Medeiros, 2018).

Dispositivo	Baixa pressão (2 a 10 mca)	Alta pressão (10 a 40 mca)	Dispositivos Economizadores de Água
Torneira de lavatório	10	20	8
Misturador de cozinha	12	20	6
Torneira de jardim/tanque	12	20	8
Mictório com fluxómetro	10	15	8
Mictório	8	15	8
Torneira	8	15	6
Chuveiro	15	20	14

A hora mais crítica foi simulada através da criação de uma série temporal. Essa série temporal tem a duração de 1 hora e está dividida em intervalos de 1 minuto, corresponde à rotina matinal. A Tabela 15 permite afirmar pelos autores Santos e Matos, que estudaram outros casos na cidade do Porto, que o consumo máximo ao longo do dia se realiza entre as 7 horas e as 8 horas, altura em que o fator de ponta horário é máximo. Pelos dados obtidos através das Águas do Porto existe algum desfaseamento.

A partir da análise de vários artigos de onde foram retiradas as capitações que mais se adequavam ao tipo de população e as taxas de utilização de cada equipamento. Foi também definida uma rotina para cada caso que caracteriza a hora mais crítica. A tipologia das habitações determina o número de habitantes e foi seguida a regra apresentada na Tabela 13.

Tabela 13 – Número de habitantes em função da tipologia.

Tipologia	Nº habitantes
T0	2
T1	2
T2	3
Tn	n+1

Assumiu-se que a captação para os dois casos analisados seria de 100 litros por habitante por dia independentemente da tipologia da habitação, seja um edifício unifamiliar ou multifamiliar e do dia da semana. A distribuição do consumo pelos diferentes dispositivos foi realizada tendo por base a Tabela 14.

Tabela 14 – Distribuição do consumo de água.

Dispositivo	(Santos, 2012)		(Matos, 2013)	(Medeiros, 2018)
	Moradia	Edifício Multifamiliar		
Lavatório	10%	9%	13,70%	11,7%
Bidé	1%	1%	-	-
Chuveiro individual	31%	36%	27,30%	46,7%
Autoclismo	30%	30%	17,69%	14,0%
Pia lava louça	28%	4%	30,00%	14,6%
Máquina da louça	2%	2%	2,46%	-
Máquina da roupa ou tanque	8%	9%	8,80%	8,2%
Lavagens+Rega	5%+7%	2%+0%	-	4,9%

Com estes dados é possível determinar o consumo diário de água numa habitação e distribuí-la pelos equipamentos sanitários, tendo em conta a taxa de utilização de cada um deles. O tempo de funcionamento de cada equipamento foi determinado através do quociente entre o volume de água atribuído a cada um e o caudal mínimo instantâneo desse equipamento. Assim é possível estimar o tempo diário de funcionamento de cada equipamento.

As simulações para um dia padrão tiveram em conta os fatores de ponta horário, obtidos através da análise dos dados fornecidos pela entidade gestora, os quais foram comparados com os referidos na bibliografia. Através dos caudais escoados nas condutas de abastecimento água pública e da média desses valores foi possível retirar um perfil típico de consumo para os dois casos de estudo: Molhe e Fontainhas. No entanto, este perfil típico tem em conta as perdas de água, por este motivo é que os valores mínimos dos fatores de ponta são superior aos sugeridos por outros autores, como é possível verificar na Tabela 15.

Tabela 15 – Fatores de ponta horário.

Horas	Águas do Porto		(Santos, 2012)	(Matos, 2013)
	Molhe	Fontainhas	Anexo 8	
1	0,651	0,822	0,271	0,240
2	0,512	0,521	0,155	0,118
3	0,465	0,381	0,116	0,151
4	0,450	0,321	0,078	0,101
5	0,446	0,304	0,155	0,177
6	0,581	0,291	1,318	0,572
7	0,969	0,387	2,792	1,093
8	1,236	0,838	2,869	2,733
9	1,345	1,303	1,473	1,303
10	1,426	1,640	1,086	1,026
11	1,457	1,500	1,086	1,396
12	1,422	1,439	0,737	1,488
13	1,368	1,399	0,737	2,069
14	1,294	1,329	1,280	1,383
15	1,221	1,309	1,590	0,664
16	1,112	1,269	1,512	0,320
17	1,015	1,146	1,318	0,517
18	0,988	1,089	0,116	0,635
19	1,031	1,109	0,388	0,950
20	1,112	1,159	0,582	1,699
21	1,120	1,172	1,784	1,665
22	0,942	1,149	1,357	1,943
23	0,957	1,092	0,698	0,967
24	0,934	1,055	0,504	0,790

3.3 CASO DE ESTUDO 1

O Caso de Estudo 1 localiza-se na cidade do Porto, na Rua do Molhe (Fig. 34). É uma zona de cariz residencial e constituída por moradias unifamiliares.

O edifício em análise resulta de uma proposta de reabilitação e constitui uma habitação unifamiliar, de tipologia T4, com 3 pisos e um anexo. Assumiu-se que nesta moradia habitam 5 pessoas.

As tubagens, no rés do chão e no primeiro piso, estão localizadas junto ao teto de cada piso e no último junto à laje de piso, alimentando um compartimento através de prumadas.

As perdas de carga localizada adotadas para o contador e para os termoacumuladores foram de 3 mca.

Após o dimensionamento de toda a rede predial é possível determinar qual o percurso hidraulicamente mais desfavorável e a pressão necessária a montante da rede predial, tendo em conta todas as perdas de carga. Neste caso de estudo, o caudal de cálculo para a moradia unifamiliar é de 4,5 L/s e será necessário uma pressão de 32,43 mca na rede pública para garantir 10 mca no ponto mais crítico.

As cotas dos nós da rede de abastecimento público foram fornecidas pela entidade gestora (Águas do Porto, E.M.) e encontram-se na Tabela 16, o comprimento da tubagem entre esses nós também foi facultada por essa entidade e são apresentados na Tabela 17.

Para além dos dados anteriores, foram também cedidos para o desenvolvimento desta dissertação os valores de pressão e de caudal ao longo de 24 horas, retirados do modelo EPANET da entidade gestora. Na Tabela 18 podem ser observados os dados mais significativos para o estudo.

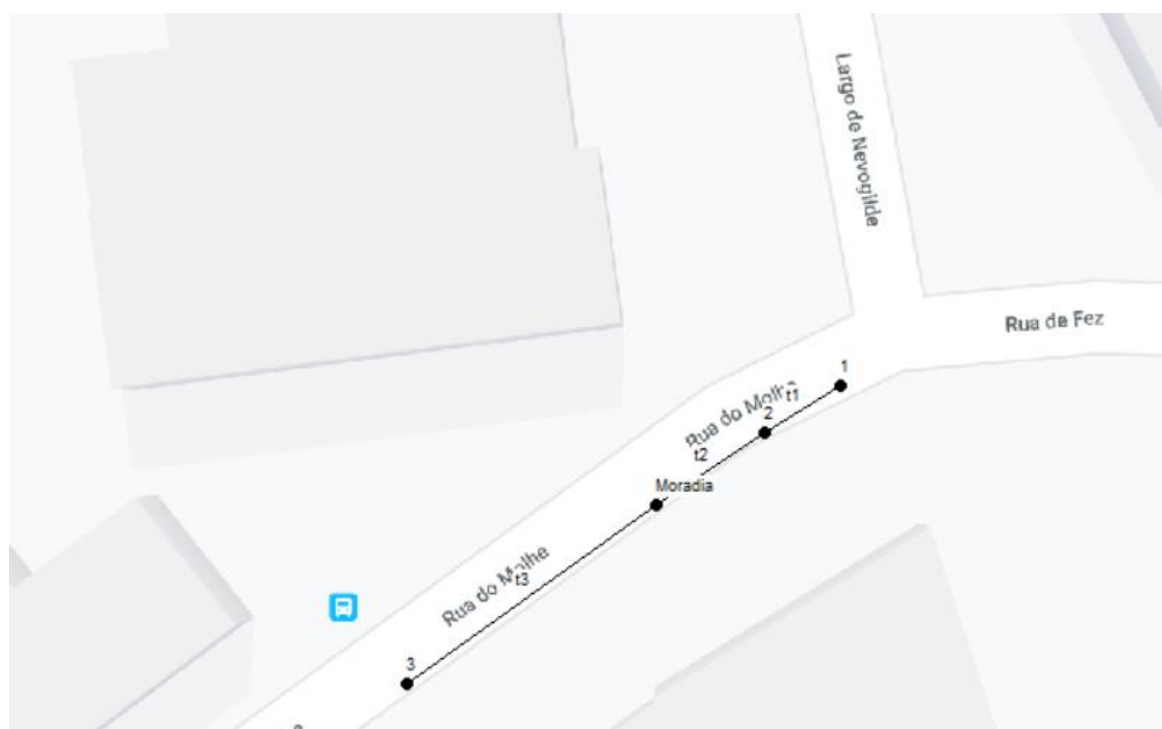


Fig. 34 - Localização do caso de estudo 1.

Tabela 16 – Cota dos nós do caso de estudo 1.

Cota dos nós			
1	2	Moradia	3

41,54 m	41,44 m	41,16 m	39,64 m
---------	---------	---------	---------

Tabela 17 – Comprimento das tubagens do caso de estudo 1.

Comprimento da tubagem		
t1	t2	t3
1,44 m	5,62 m	27,02 m

Esta zona é regulada por uma válvula redutora de pressão que permite ser parametrizada por intervalos de tempo e, desta forma, o valor de pressão máxima não está diretamente relacionado com o valor mínimo de caudal e vice-versa.

A válvula redutora de pressão permite diminuir as perdas reais. Para a instalação destas válvulas, as Águas do Porto procederam a uma análise de todo o seu sistema e ponderaram a redução de pressão que podiam aplicar uma vez que um dos principais fatores a afetar as perdas reais em sistemas de abastecimento de água é o nível de pressão a que as infraestruturas estão sujeitas. Outra vantagem associada à diminuição de pressão na rede foi a diminuição de custos energéticos associados à bombagem de água para abastecer a cidade do Porto.

Tabela 18 – Valores extremos de pressão e caudal do caso de estudo 1.

Hora	Pressão (mca)			Caudal (L/s)		
	1	2	3	t1	t2	t3
04:15	17,98	18,08	19,83	0,28	0,20	0,20
05:00	32,53	32,63	34,37	0,95	0,67	0,67
09:30	17,81	17,91	19,66	0,92	0,66	0,66
10:15	27,48	27,58	29,32	0,95	0,67	0,67

Neste local da rede, o valor mínimo de pressão é aproximadamente 17,91 mca, o que é insuficiente e será necessário recorrer a um sistema de pressurização. Este sistema de pressurização terá de conseguir no limite elevar um caudal igual ao caudal de cálculo a uma altura de 14,52 m.

Para este caso, o modelo Delta Compact MVP 2/0406 da marca KSB, definido em projeto e cujos detalhes são apresentados em anexo, satisfaz a condição desejada e apresenta a curva característica representada na Fig. 35.

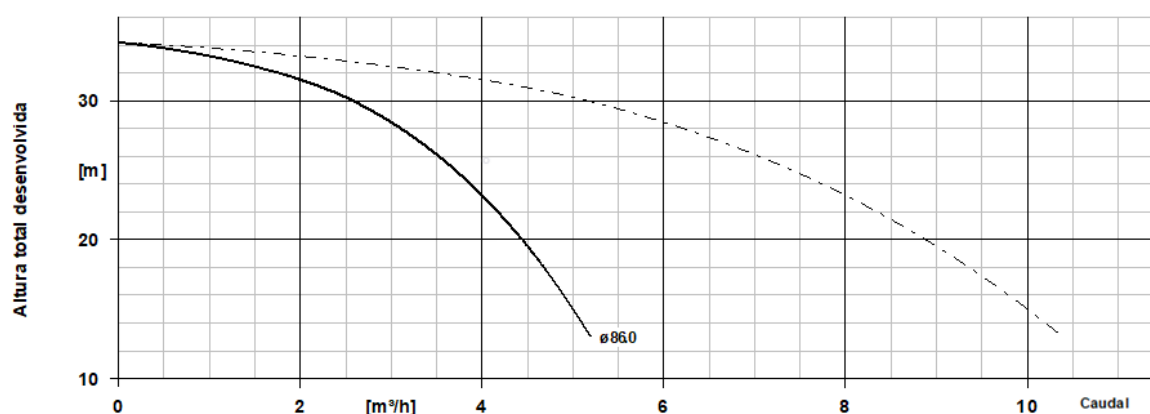


Fig. 35 - Curva característica da bomba do caso de estudo 1.

Para o cálculo da hora mais crítica, como foi explicado anteriormente, foi criada uma rotina baseada na taxa de utilização de cada dispositivo e, para este caso de estudo, a taxa de utilização é apresentada na Tabela 19, assim como os minutos de utilização, para uma capitação de 100 L/hab/dia e para 5 moradores.

Tabela 19 – Distribuição do consumo do caso de estudo 1.

Dispositivo	Taxa de utilização	Minutos/dia
Lavatório	10%	9,17
Bidé	1%	0,92
Chuveiro individual	42%	25,67
Autoclismo	17%	15,58
Pia lava louça	7%	3,21
Máquina da louça	2%	1,22
Máquina da roupa ou tanque	8%	3,67
Lavagens+Rega	13%	3,97

Através dos dados obtidos anteriormente, foi possível construir o modelo presente na Fig. 36 ,onde está representado a rede de água fria e a rede de água quente. Ao longo do estudo foram executadas pequenas alterações ao modelo fazendo variar o tipo de simulação sem alterar a validade deste.

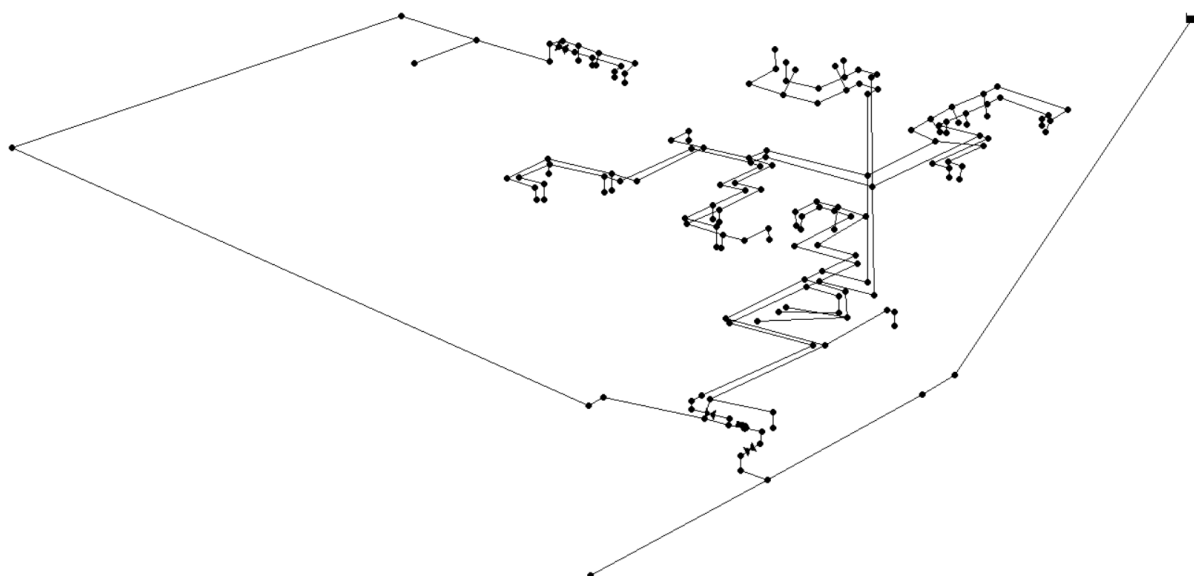


Fig. 36 – Modelo usado na validação e análise estática, caso de estudo 1.

3.4 CASO DE ESTUDO 2

O Caso de Estudo 2 localiza-se na cidade do Porto, na Rua das Fontainhas (Fig. 37). É uma zona caracterizada por edifícios de habitação multifamiliar, em banda, e de fachada estreita.

O edifício em análise resulta de uma proposta de reabilitação e constitui uma habitação multifamiliar, com tipologias T1 e T2, possuindo 4 pisos.



Fig. 37 – Localização do caso de estudo 2.

A pressão insuficiente no último piso leva a que seja necessário instalar um grupo hidropressor.

Este tipo de edifícios, aquando de uma reabilitação, são sujeitos a uma otimização completa do espaço para maximizar o número de frações para venda ou aluguer, deixando muito pouco espaço disponível para áreas comuns. Por outro lado, a configuração original do edifício (que se pretende, em muitos dos casos, manter) não contempla espaços e acessos para uma área técnica. Por estes motivos, é inviável na maioria destes casos, instalar um reservatório para a rede predial de abastecimento.

Neste caso de estudo, as tubagens serão suspensas no teto e alimentarão os respetivos aparelhos sanitários através de prumadas.

Quanto às perdas de carga localizadas em equipamentos, como contadores e termoacumuladores, foi considerado o valor de 2,5 mca.

Para este caso em particular, é necessário garantir, no último piso, um caudal de cálculo de 2,52 L/s e uma pressão de 36,57 mca na rede pública, correspondente ao desnível geométrico e às perdas de carga.

Assim como no caso anterior, as cotas dos nós da rede de abastecimento público foram fornecidas pela entidade gestora (Águas do Porto, E.M.) e encontram-se na Tabela 20, o comprimento da tubagem entre esses nós também foi facultada por essa entidade e são apresentados na Tabela 21.

Para além dos dados anteriores, foram também cedidos para o desenvolvimento desta dissertação os valores de pressão e de caudal ao longo de 24 horas, retirados do modelo EPANET da entidade gestora e resumidos na Tabela 22.

Tabela 20 – Cota dos nós do caso de estudo 2.

Cota dos nós			
1	2	Edifício	3
81,56 m	81,19 m	75 m	72,25 m

Tabela 21 – Comprimento das tubagens do caso de estudo 2.

Comprimento da tubagem		
t1	t2	t3
1,64 m	87,26 m	34,25 m

Este edifício está incluído numa zona de medição e controlo que não é regulada por nenhuma válvula redutora de pressão, por este motivo à pressão máxima corresponde o caudal mínimo e à pressão mínima corresponde o caudal máximo. Os valores apresentados na Tabela 22 representam os dados obtidos da simulação em EPANET da entidade gestora, a qual não contempla este novo consumo.

Tabela 22 – Valores extremos de pressão do caso de estudo 2.

Hora	Pressão (mca)			Caudal (L/s)		
	1	2	3	t1	t2	t3
05:00	41,76	42,13	51,06	0,19	0,17	0,17
09:30	35,14	35,51	44,24	1,24	1,08	1,08

Nesta simulação EPANET, o valor de pressão usado será o fornecido na planta topográfica gerada durante a execução do projeto de reabilitação à qual foi atribuído o valor de 0,55 MPa de pressão estática e 0,25MPa de pressão dinâmica o que corresponde a 56,12 mca e a 25,51 mca respetivamente.

Esta pressão é insuficiente e será necessário recorrer a um sistema de pressurização, apenas para a fração do piso superior (as restantes serão abastecidas de forma direta). Este sistema de pressurização terá de conseguir no limite elevar um caudal igual ao caudal de cálculo a uma altura de 11,06 m.

Para este caso, o modelo Delta Compact MVP 2/0206 da marca KSB, definido em projeto e cujos detalhes apresentados em anexo, satisfaz a condição desejada e apresenta a curva característica apresentada na Fig. 38.

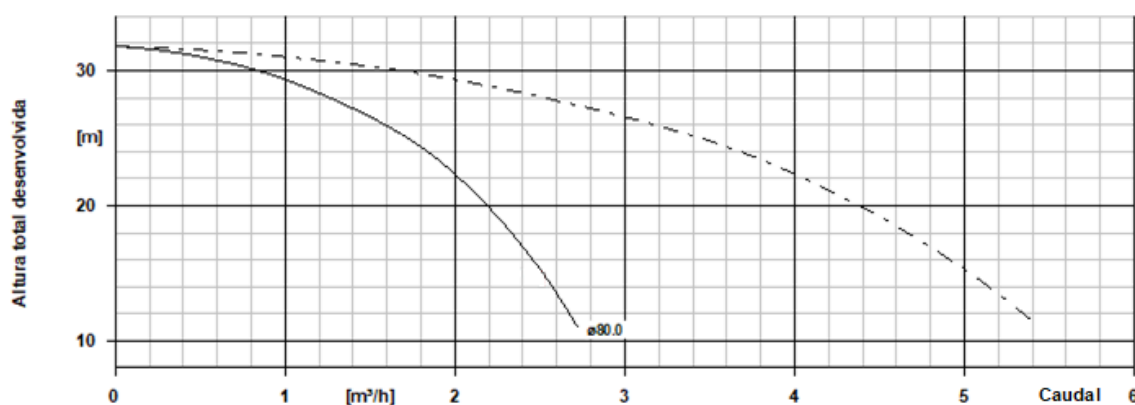


Fig. 38 – Curva característica da bomba do caso de estudo 2.

A análise da hora mais crítica passou pelo mesmo processo do caso anterior, no entanto, a distribuição de consumo apresenta ligeiras diferenças, os valores utilizados foram os da Tabela 23, para as frações A, C e E, os da Tabela 24, para as frações B, D e F, e para o ultimo piso, foram usados os valores da Tabela 25, para a fração G.

Tabela 23 – Distribuição de consumo das frações A, C e E do caso de estudo 2.

Dispositivo	Taxa de utilização	Minutos/dia
Lavatório	10%	3,33
Chuveiro individual	55%	12,22
Autoclismo	21%	7,00
Pia lava louça	10%	1,67
Máquina da louça	4%	0,89

Tabela 24 – Distribuição de consumo das frações B, D e F do caso de estudo 2.

Dispositivo	Taxa de utilização	Minutos/dia
Lavatório	9%	3,00
Chuveiro individual	51%	11,33
Autoclismo	20%	6,67
Pia lava louça	8%	1,33
Máquina da louça	3%	0,67
Máquina da roupa ou tanque	9%	1,50

Tabela 25 – Distribuição de consumo da fração G do caso de estudo 2.

Dispositivo	Taxa de utilização	Minutos/dia
Lavatório	10%	5,00
Chuveiro individual	50%	16,67
Autoclismo	20%	10,00
Pia lava louça	8%	2,00
Máquina da louça	3%	1,00
Máquina da roupa ou tanque	9%	2,25

A construção do modelo representativo deste caso de estudo (Fig. 39), foi possível através dos dados obtidos anteriormente. As redes prediais da fração G e F foram representadas na totalidade, as restantes apenas foram modeladas até à entrada de cada fração. Ao longo do estudo foram executadas pequenas alterações ao modelo fazendo variar o tipo de simulação sem alterar a validade deste.

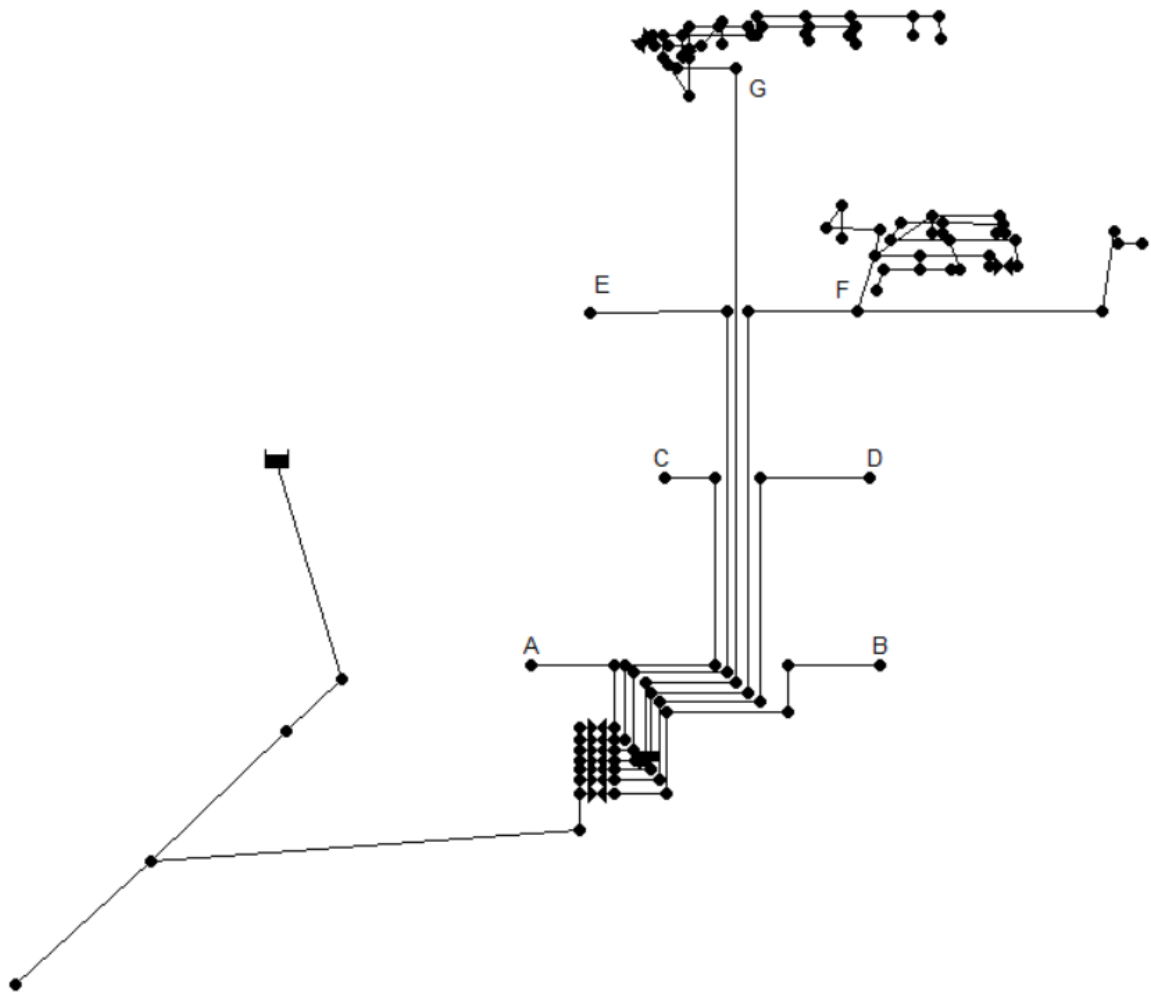


Fig. 39 – Modelo usado na validação e análise estática, caso de estudo 2.

4

ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 CASO DE ESTUDO 1

Os resultados correspondentes às simulações efetuadas para o caso de estudo 1 (moradia reconstruída na rua do Molhe), são apresentados nos subcapítulos seguintes.

4.1.1 SIMULAÇÃO ESTÁTICA

A simulação estática foi realizada para o caudal de cálculo e para a pressão mínima na rede pública. Para estas condições foram estudados quatro cenários (Tabela 26), em que os pontos analisados são os da rede pública, apresentados anteriormente (Fig. 34).

O primeiro cenário representado na tabela demonstra, os valores de pressão na rede pública como se não houvesse consumos, estes valores de pressão correspondem aos valores obtidos através dos dados da entidade gestora (Tabela 18) para as 9:30h, hora mais crítica.

O cenário com bomba permitiu fornecer a todos os dispositivos uma pressão suficiente para o seu correto funcionamento.

O terceiro cenário é realizado em condições em que são poucos os dispositivos que apresentam pressões acima de 10 mca, pois não existe uma bomba para pressurizar a água.

O último cenário é obtido com recurso ao WaterNetGen.

Tabela 26 – Simulação estática do caso de estudo 1.

Tipo de Análise	Pressão (mca)				Caudal Ramal (L/s)
	1	2	Ramal	3	
s/ consumo	17,81	17,91	18,18	19,66	0
c/bomba	17,81	17,89	18,11	19,59	1,25
s/bomba	17,81	17,89	18,11	19,59	1,25
WaterNetGen	17,81	17,89	18,13	19,61	0,93

Pode-se verificar que a pressão com e sem bomba é igual, devido ao facto do EPANET realizar uma análise baseada no consumo, ou seja, independentemente da pressão nos dispositivos, o caudal neles

consumido é constante, isto, pode resultar em pressões negativas nesses nós, no entanto o EPANET continua o cálculo avisando apenas que existem pressões negativas.

Ao utilizar o programa WaterNetGen, é possível estabelecer uma relação entre a pressão e o caudal em cada nó, através da definição da pressão mínima no ponto de consumo para a qual o caudal sai na totalidade e uma pressão para a qual deixe de existir fluxo. Neste caso, o modelo foi simplificado e desta forma foi definido como pressão mínima o valor de 32,42 mca, que seria a pressão necessária garantir antes do contador para obtermos no ponto crítico 10 mca. Para a pressão para a qual não há escoamento foi definido o valor de 3 mca, que corresponde ao valor de perda de carga localizada imposta pelo contador. Como a pressão na rede predial era inferior à mínima, o programa faz um ajuste de caudal o que resultou em 0,93 L/s.

4.1.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA

4.1.2.1 ANÁLISE DA HORA MAIS CRÍTICA

Esta análise consistiu em simular o consumo típico, por minuto, na hora mais problemática, correspondente à rotina matinal diária. A série temporal imposta construída para cada equipamento encontra-se no

Anexo 9.

A velocidade da bomba foi regulada para que, em nenhuma situação, um nó estivesse sujeito a uma pressão inferior a 10 mca. Nesses pontos críticos a pressão ficou compreendida entre 10 mca e 12,5 mca, garantindo assim uma poupança energética.

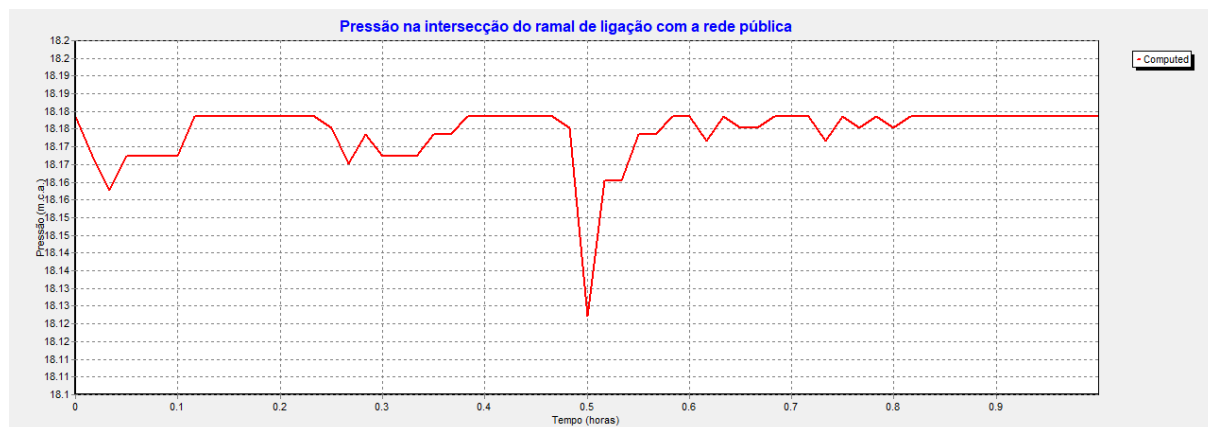


Fig. 40 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica com bomba, caso de estudo 1.

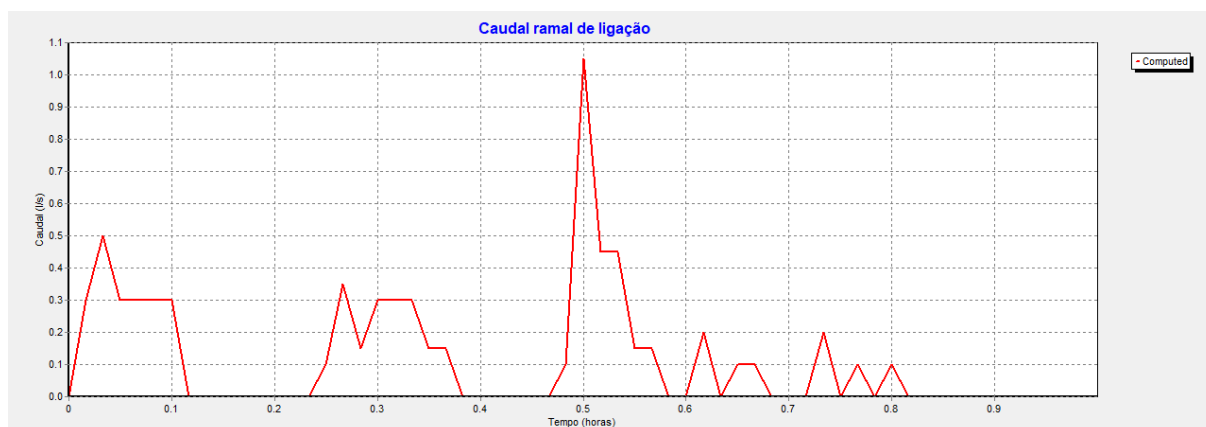


Fig. 41 – Caudal no ramal na hora crítica, caso estudo 1.

A diminuição brusca de pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública é pouco significativa e é motivada pelo aumento de caudal nesse instante. Além disso, neste momento o ponto crítico deixou de ser o chuveiro da casa de banho do último piso e passou a ser o chuveiro do anexo, associado ao aumento de caudal na tubagem responsável pela rega que é a mesma que alimenta o anexo. Nestas condições a bomba necessitou de funcionar perto do seu caudal máximo e a pressão imediatamente a jusante desta aumentou significativamente, o que indica que um pressostato imediatamente a jusante da bomba é insuficiente para otimizar o grupo hidropressor garantindo em todos os instantes as condições de conforto na rede. Desta forma, este tipo de bombas pressuriza a rede predial a um valor constante, correspondente à pressão mínima necessária na pior situação.

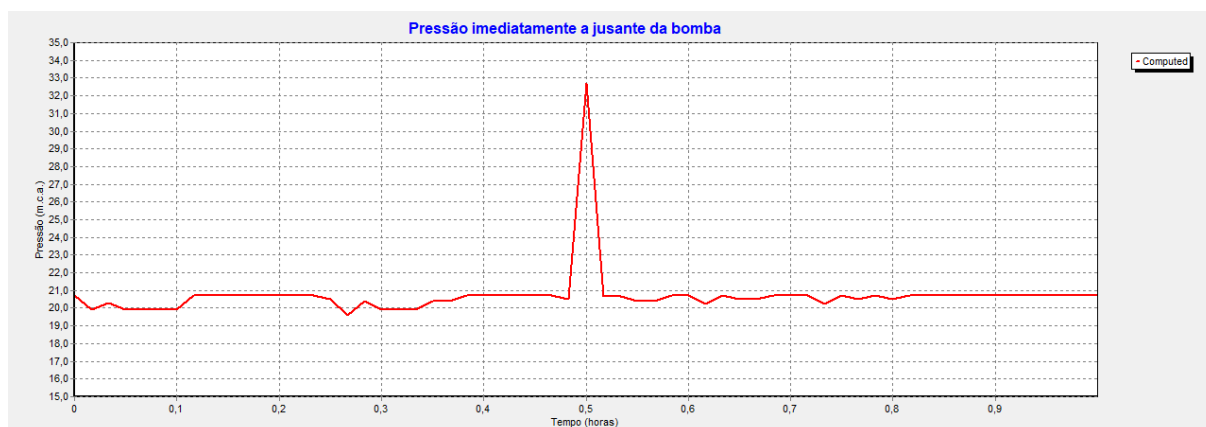


Fig. 42 – Pressão a jusante da bomba, caso estudo 1.

Para poder ser feita uma comparação, foi executada uma simulação da mesma situação, mas sem a introdução de uma bomba. Com isto, grande parte da simulação não cumpre os requisitos de pressão para um nível de conforto médio num conjunto significativo de pontos e para o instante de maior consumo existirão pontos com pressão negativa. Mesmo assim é possível efetuar uma comparação devido aos motivos explicados anteriormente.

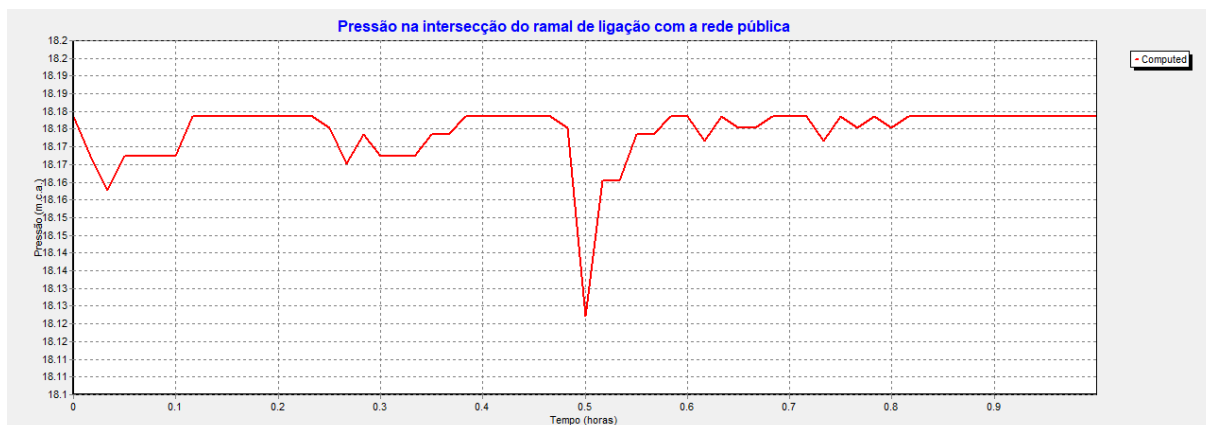


Fig. 43 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica sem bomba, caso de estudo 1.

Como é possível verificar pelas Fig. 40 e Fig. 43, os valores da pressão no nó de intersecção do ramal de ligação são coincidentes em ambas as simulações.

4.1.2.2 ANÁLISE PARA UM PERÍODO DE 24 HORAS

Esta análise teve por base o comportamento do consumo nos troços da rede pública, contíguos ao ramal desta moradia e permitiu simular um dia médio em intervalos de 1 hora. A série temporal usada corresponde à enunciada anteriormente na Tabela 15, referente à zona do Molhe. Ao caudal da hora com maior consumo, fez-se corresponder o caudal de cálculo. Nesta situação é difícil fixar o valor de pressão imediatamente a jusante da bomba, porque como verificado anteriormente, em alguns casos 21 mca são suficientes, noutros são necessários 32,4 mca. A análise foi realizada com e sem sistema de bombagem e com recurso ao EPANET (Fig. 44 e Fig. 45) e ao WaterNetGen (Fig. 46).

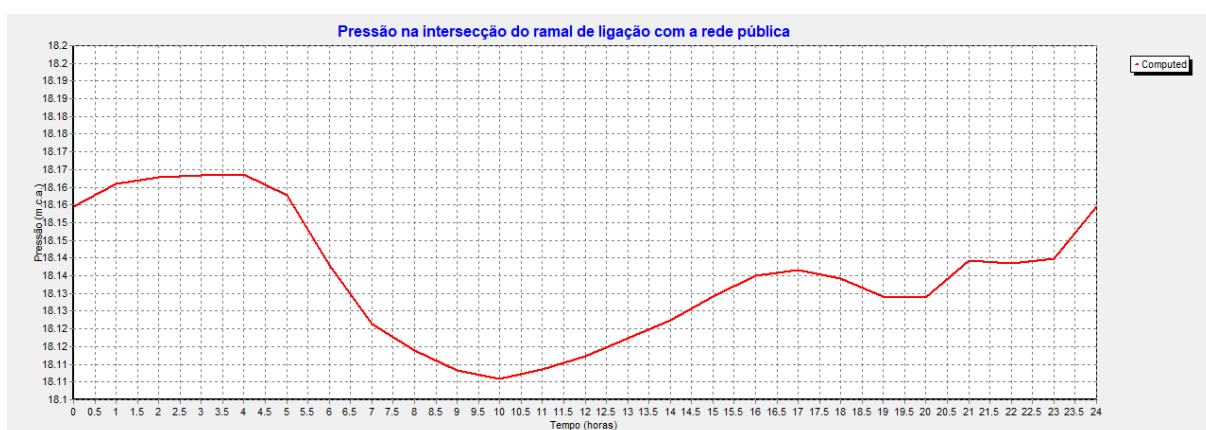


Fig. 44 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com bomba, caso de estudo 1.

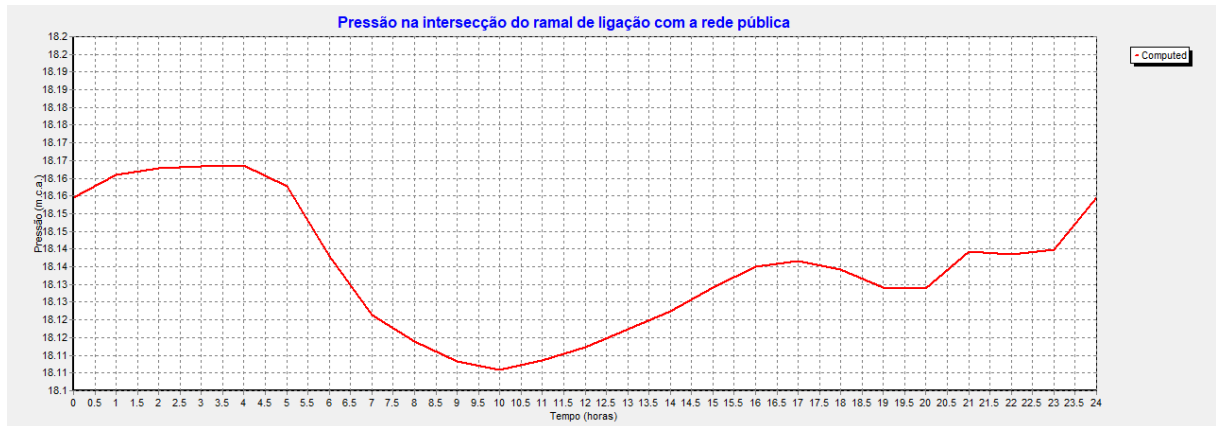


Fig. 45 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas sem bomba, caso de estudo 1.

Os resultados da pressão fornecidos pelo EPANET para as situações com e sem bomba para o mesmo nó é coincidente, devido à análise realizada pelo programa pois, para o programa não existe nenhuma relação entre a pressão e caudal. Assim com estes dados é possível afirmar que se alterarmos a velocidade da bomba a pressão na rede predial irá aumentar, no entanto os consumos matem-se constantes, o que resulta em igual perda de carga. Logo o impacto com bomba e sem bomba é o mesmo na rede de abastecimento público.

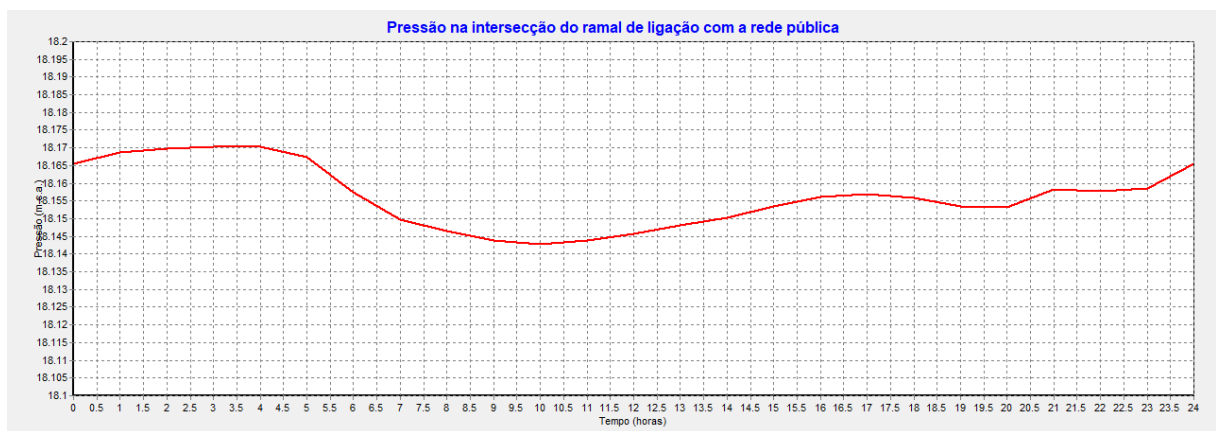


Fig. 46 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com recurso ao WaterNetGen, caso de estudo 1.

Existe uma diferença entre a Fig. 46 e os anteriores, porém, nesta situação os consumos não são satisfeitos pois a pressão mínima para o consumo ser o pretendido não é cumprida.

4.2 CASO DE ESTUDO 2

4.2.1 SIMULAÇÃO ESTÁTICA

Neste caso, a análise estática foi realizada para o caudal de cálculo e para a pressão mínima fornecida pela entidade gestora na planta topográfica com as condições de ligação à rede pública do projeto de licenciamento.

Tabela 27 – Simulação estática do caso de estudo 2.

Tipo de Análise	Pressão (mca)				Caudal Ramal (L/s)
	1	2	Ramal	3	
s/ consumo	20,00	20,39	26,40	29,09	0
c/bomba	19,92	20,30	25,51	28,21	1,63
s/bomba	19,92	20,30	25,51	28,21	1,63
WaterNetGen	19,93	20,31	25,69	28,38	1,39

Os resultados da Tabela 27 são os esperados, nomeadamente o facto dos valores de pressão para a situação com bomba e sem bomba serem iguais.

Mais uma vez, recorreu-se ao programa WaterNetGen, que estabelece uma relação entre pressão e caudal, permitindo simular a possível redução de caudal no caso de não existir sistema de bombagem. Neste caso, como a pressão mínima definida foi de 15,06 mca e como a pressão para a qual não há caudal foi definida como igual a 2,5 mca, valor este que corresponde à perda de carga introduzida pelo contador. Como a pressão na rede predial era inferior à mínima, o programa faz um ajuste de caudal o que levou a um caudal 1,39 L/s no ramal de ligação. Como apenas o último andar está sujeito a este ajuste a redução é mais significativa, ou seja, o caudal suposto seria 0,71 L/s e, devido à falta de pressão, passará para 0,47 L/s.

4.2.2 SIMULAÇÃO DINÂMICA

4.2.2.1 ANÁLISE DA HORA MAIS CRÍTICA

O método adotado para esta simulação foi o mesmo do caso de estudo anterior. Foi simulado o consumo típico por minuto na hora mais desfavorável, correspondente à rotina matinal. Neste caso, existiam várias frações, e para cada uma delas foi criado um padrão temporal. O padrão da fração F e G foi mais pormenorizado. Os padrões encontram-se no Anexo 10.

Da mesma forma que no caso anterior, a velocidade da bomba foi regulada para que em nenhuma situação um nó estivesse sujeito a uma pressão inferior a 10 mca. Nestes pontos críticos a pressão também ficou compreendida entre 10 mca e 12,5 mca, garantindo uma poupança energética.

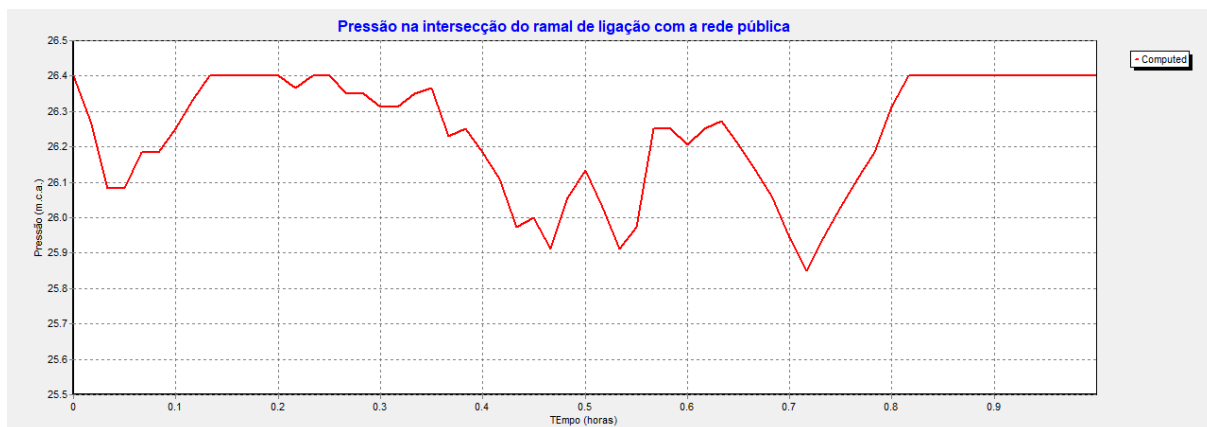


Fig. 47 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica com bomba, caso de estudo 2.

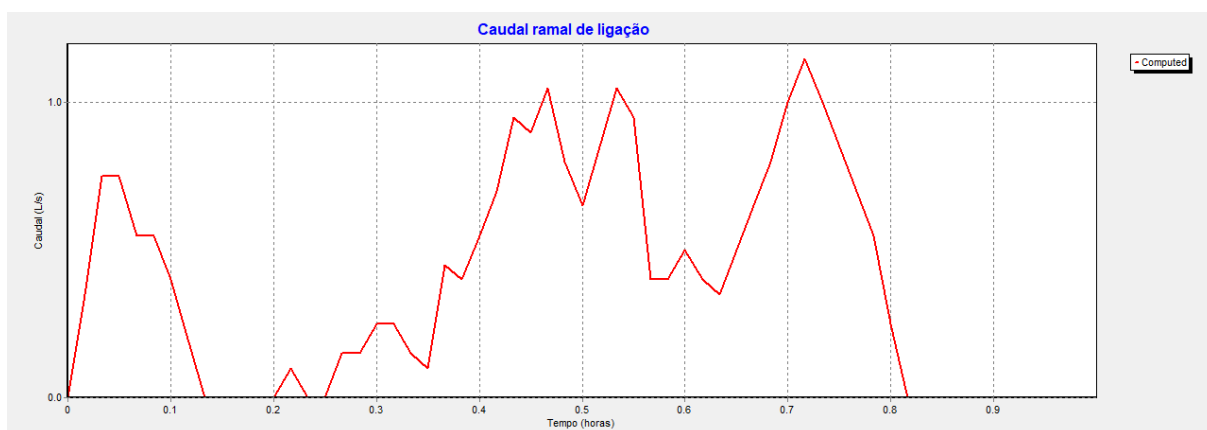


Fig. 48 – Caudal no ramal na hora crítica, caso estudo 2.

O chuveiro da fração G, manteve-se como o ponto crítico durante toda a simulação. A pressão diminui à medida que o consumo no edifício multifamiliar aumenta, o que seria de esperar.

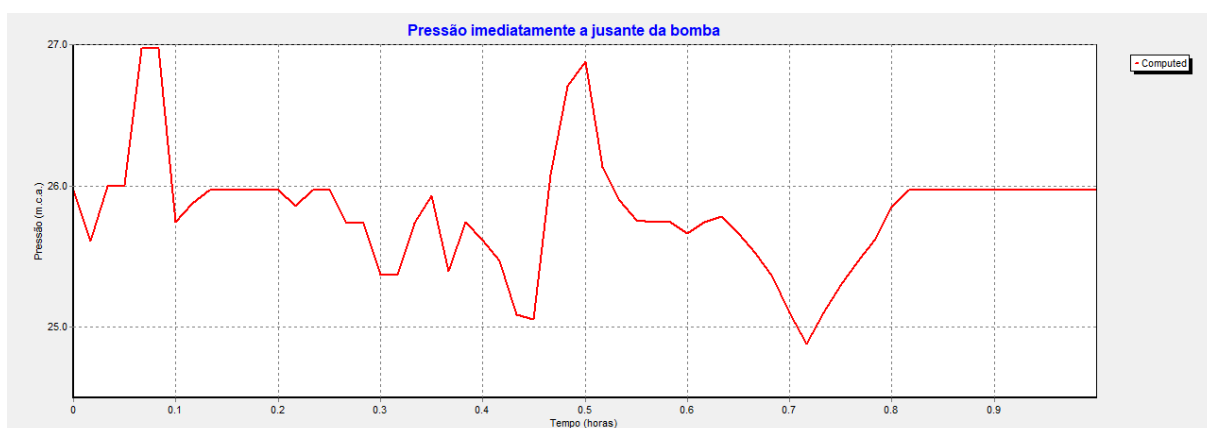


Fig. 49 – Pressão a jusante da bomba, caso estudo 2.

Desta vez também foi realizada uma simulação sem uma bomba. Como é possível constatar, os valores da Fig. 47 e da Fig. 50 são iguais, o que se verificou também no caso anterior.

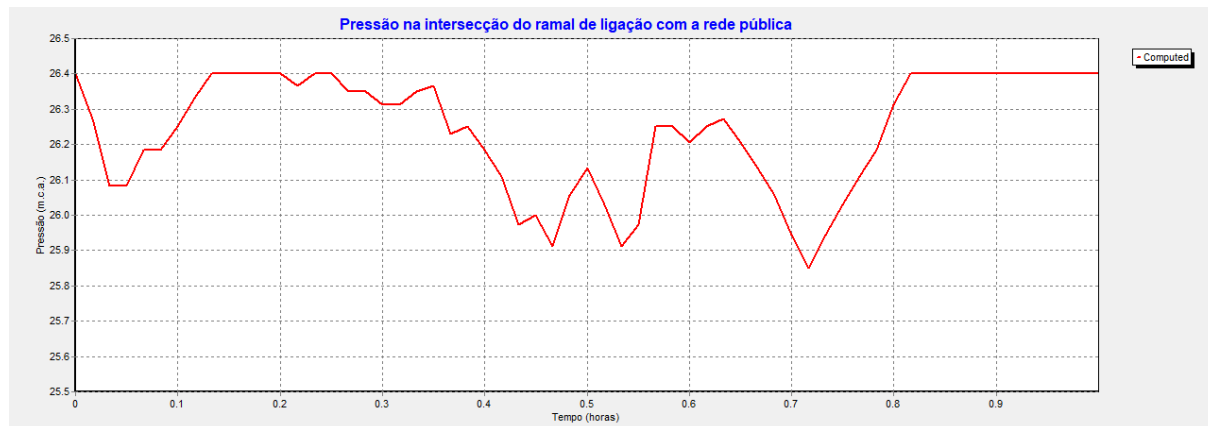


Fig. 50 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública na hora crítica sem bomba, caso de estudo 2.

4.2.2.2 ANÁLISE PARA UM PERÍODO DE 24 HORAS

Como foi explicado anteriormente, esta análise teve por base o comportamento do escoamento nas condutas contíguas ao ramal deste edifício e permitiu simular, de uma forma geral, um dia em intervalos de 1 hora. A série temporal usada corresponde à enunciada anteriormente na Tabela 15, referente à zona das Fontainhas. Neste caso não se pôde fazer corresponder, ao caudal de cálculo, a hora de maior consumo, pois, se essa opção fosse considerada o caudal no ramal de ligação seria muito superior ao caudal de cálculo dessa tubagem. Apenas as frações F e G alcançam o caudal de cálculo sendo que as restantes frações ficam com um consumo máximo de aproximadamente 0,15 L/s.

As simulações realizadas foram, com e sem bomba com recurso ao EPANET (Fig. 51 e Fig. 52) e sem bomba com o WaterNetGen (Fig. 53).

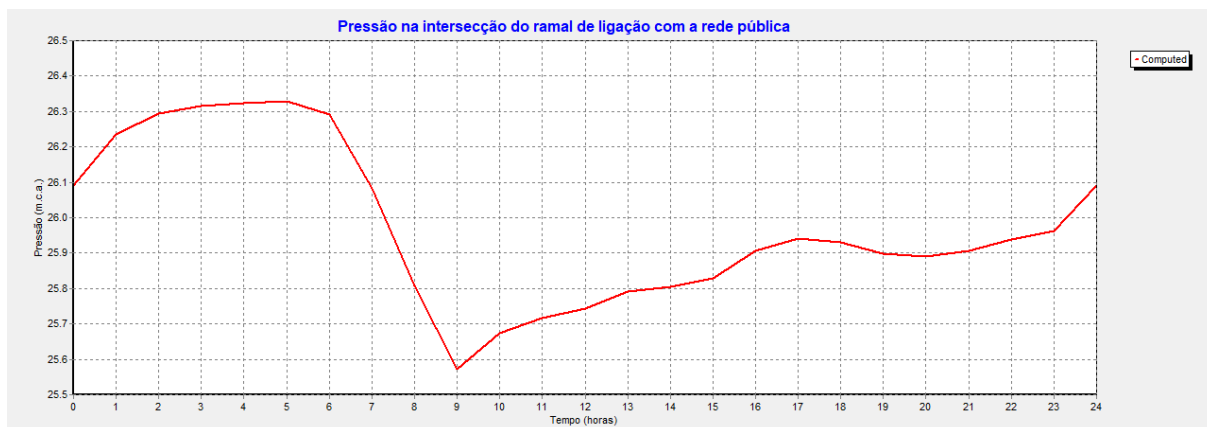


Fig. 51 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com bomba, caso de estudo 2.

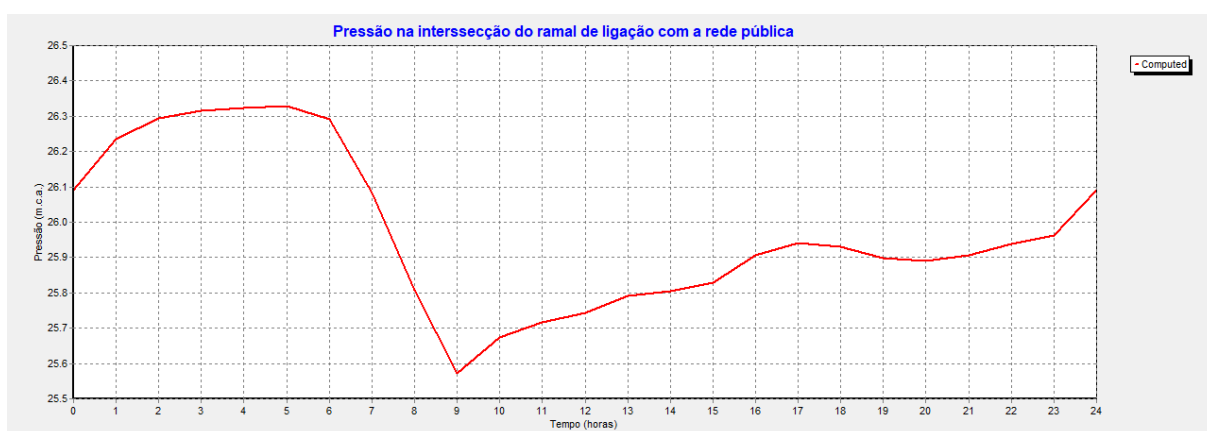


Fig. 52 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas sem bomba, caso de estudo 2.

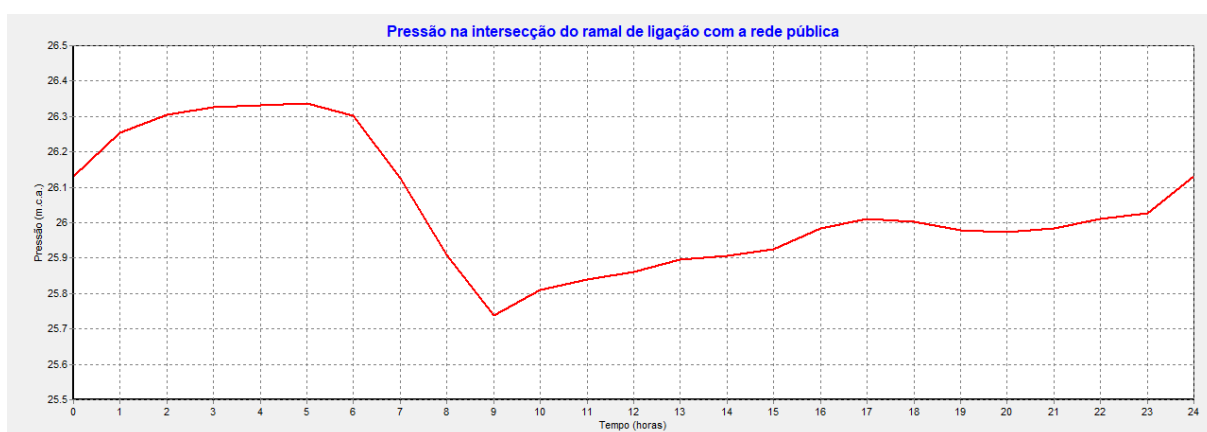


Fig. 53 – Pressão na intersecção do ramal de ligação com a rede pública no período de 24 horas com recurso ao WaterNetGen, caso de estudo 2.

Dos três gráficos anteriores, os dois primeiros são iguais, devido a análise ser efetuada com base nos consumos. O último é ligeiramente diferente, mas as frações não são abastecidas de forma satisfatória.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES DO ESTUDO

A presente dissertação de mestrado, procurou quantificar os impactes causados pelos sistemas de bombagem "in-line" na rede de abastecimento público de água com o auxílio de uma análise computacional. Foram estudados vários cenários para dois casos reais, onde foi preconizada a colocação deste tipo de sistema de pressurização. Este estudo foi realizado com dois programas de simulação, estando inicialmente previsto apenas o uso do EPANET, mas, devido aos resultados obtidos, procurou-se analisar outras condições através da ferramenta WaterNetGen.

A primeira fase do trabalho consistiu em recolher informações para a melhor compreensão do tema. Isso passou pela análise do dimensionamento e de diferentes formas de pressurização das redes prediais, pelo conhecimento das condições regulamentares em vigor e também pelo aprofundamento de conceitos como fatores de ponta, taxa de utilização, e funcionamento de sistemas de pressurização. Todos estes pequenos pormenores foram importantes para transpor para o EPANET o modelo das redes a estudar, garantindo uma proximidade à realidade dos cenários mais críticos.

Os programas utilizados não foram concebidos tendo em foco o abastecimento predial, no entanto existe um conjunto de artifícios que permitiram validar os modelos e prosseguir com o trabalho.

O EPANET efetua os cálculos tendo por base o consumo em cada nó, consumo este definido pelo utilizador, e a partir daí calcula as perdas de carga de montante para jusante. Ou seja, a pressão obtida no ponto de consumo em nada irá influenciar o caudal fornecido por esse mesmo nó. Assim, podemos obter pressões negativas em certos pontos da rede em que continua a existir consumo, o que não é realista. Tendo isto em conta, decidiu-se usar o WaterNetGen, um programa desenvolvido com base no EPANET, que permite concretizar uma análise guiada pela pressão.

No caso de estudo 1, uma moradia a reabilitar, foi possível observar que a colocação de um pressostato imediatamente a jusante da bomba é insuficiente para permitir a regulação da bomba de forma eficiente. Mesmo com a combinação entre caudalímetros e pressostato é difícil de regular a velocidade sem comprometer o nível de conforto. Numa análise, minuto a minuto durante a hora mais desfavorável, até ao minuto trinta apenas existia consumo na habitação o que levava a que as perdas fossem todas nas tubagens da moradia e o ponto crítico fosse o chuveiro no último andar. Durante esse minuto são acionadas as torneiras de rega e o chuveiro do anexo passa a ser o ponto crítico que se encontrava com pressão inferior a 10 mca o que obrigou ao aumento de velocidade da bomba.

A análise dos dois casos de estudo realizada através do EPANET permitiu concluir que os valores de pressão na rede de abastecimento público não se alteram com a colocação do sistema de bombagem in-line. Ou seja, tendo uma ligação com um grupo hidropressor em que a pressão e os consumos na rede

predial sejam idênticos a outra rede predial onde não exista sistema de bombagem o impacte na rede será o mesmo.

Para o caso de estudo 1 a análise através do WaterNetGen, isto é, sem a existência de um sistema de bombagem, para o caudal de cálculo e para o valor de pressão mínimo utilizado, permitiu concluir que iria existir uma redução de aproximadamente 26% do caudal no ramal de ligação, o que diminuiria as perdas de carga nas condutas da rede pública que por sua vez garante um aumento de pressão na rede por comparação à análise feita no EPANET (com e sem bomba). Aos olhos do regulamento geral, este caso não podia existir porque os valores mínimos de pressão não são cumpridos.

Para o caso de estudo 2 a análise através do WaterNetGen, realizou-se nas mesmas condições descritas anteriormente e levou a uma redução de aproximadamente 34%.

De forma a garantir que o impacte na rede pública não é causado pelo grupo hidropressor, é importante garantir que o caudal de cálculo não é excedido e o impacte relacionado pelo o aumento das perdas de carga motivadas pelo o aumento de consumo pode ser diminuído através de dispositivos economizadores de água. Assim como deve ser definido um limite inferior de pressão na rede pública para a qual a bomba deixa de funcionar, evitando problemas associados à sucção do interior de habitações vizinhas.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O trabalho aqui apresentado representa uma pequena amostra das múltiplas possibilidades no funcionamento das redes de distribuição de água. Desta forma é importante continuar com o desenvolvimento deste tema, pois este apresenta grande interesse para a gestão das redes públicas e dos sistemas prediais.

No futuro, o estudo deve ser alargado para a análise das condições de abastecimento de um arruamento na totalidade, usando esta mesma metodologia. Assim, seria possível verificar as variações de pressão causadas eventualmente por um consumo crítico em determinados edifícios a horas de ponta e a ação dos grupos de bombagem na atenuação ou empolamento dessas variações. Para o efeito, seria importante o recurso a dataloggers que permitissem o registo das variações de caudal nesses edifícios, para posterior criação de padrões temporais realistas.

Por outro lado, seria interessante aplicar este estudo com um método alternativo, um modelo físico, que representasse a rede predial, não sendo, à partida, necessário ir ao pormenor de representar todos os dispositivos. Se através deste método se confirmassem as conclusões aqui obtidas, seria possível retomar ao EPANET e realizar simulações para diferentes cenários.

Em ambos os casos de estudo usados nesta dissertação, o escoamento dá-se apenas num sentido, os seja, tem o mesmo comportamento de uma rede ramificada, no entanto seria interessante simular situações em que existe uma troca de sentido no escoamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Águas do Porto, EM. *Regulamento das Águas do Porto*. Águas do Porto, EM, Porto https://www.aguasdoporto.pt/assets/misc/img/Regulamentos/Regulamento_SMAS.pdf. (data do último acesso: 18/06/2019).

Alegre, H., Hinner, W., Baptista, J.M., Parena, R. (2004). *Indicadores de Desempenho para Serviços de Abastecimento de Água*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos, LNEC, Lisboa.

Arandia, E., Eck, B. J. (2018). *An R package for EPANET simulations*, IBM Research.

ASHRAE (2012). *Handbook - Heating, Ventilating, and Air-Conditioning Systems and Equipment*. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers, Inc.

Camargo, Luiz A. (1989) - *O golpe de aríete em tubulações de recalque. Análise simplificada*. XV Encontro de Engenheiros de Assistência Técnica. Joinville:

Coelho, S.T., Loureiro, D., Alegre, H., (2006). *Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos, LNEC, Lisboa.

Dick E. (2015). *Fundamentals of Turbomachines*, Springer

Dutta, P., Nandi, N. (2015). *Effect of Reynolds Number and Curvature Ratio on Single Phase Turbulent Flow in Pipe Bends*, Indian Institute of Engineering Science and Technology.

Garcia, R.O. (2015). *Medidas Mitigadoras de Consumos de Energia em Sistemas Elevatórios de Abastecimento de Água. Aplicação a um Sistema Elevatório da Águas do Noroeste S.A.* Dissertação de Mestrado, FEUP.

Leite, S.O. (2008). *Abastecimento de água de edifícios altos*. Dissertação de Mestrado, FEUP

Lopes, R.V. (2016). *Análise do Fenómeno de Choque Hidráulico numa Estação Elevatória de Águas Residuais. Modelação e Análise de Funcionamento*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Manual de Redes Prediais da EPAL

Matos, C., Teixeira, C., Duarte, A. S., Bentes, I. (2013). *Domestic water uses: Characterization of daily cycles in the north region of Portugal*

Medeiros, C. (2005). *Sistemas de Abastecimento Público e Predial no Porto*. Grundfos.

Medeiros, C. (2018) Apontamentos da unidade curricular de Instalação de Edifícios. FEUP

Methods, H., Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S., Koelle, E. (2003). *Advanced Water Distribution Modeling and Management*, Haestad Press.

Oliveira, F.R. (2013). *Redução de perdas reais em sistemas de abastecimento de água: otimização das pressões numa grande rede de distribuição de água – aplicação ao caso do Porto*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Pedroso, V. (2000) – *Manual dos Sistemas Prediais de Distribuição e Drenagem de Águas*. Lisboa, LNEC,

Paiva, J.V.; Aguiar, J.; Pinho, A. (2006) – *Guia Técnico de Reabilitação Habitacional. Vol. I e II*, LNEC, Lisboa

Paixão, M.A. (1999). *Águas e Esgotos em Urbanizações e Instalações Prediais*. Edições Orion

Pienta, G. (2015). *Pumps and Pump Systems II*. American Society of Plumbing Engineers (ASPE)

Pimentel, C.G. (2010). *O Efeito de Sobrepressões em Conduitas. Modelação da Sua Redução Através da Utilização de Válvulas de Escape*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Teixeira, A.M. (2018). *Aplicação do BIM ao projeto de redes prediais de abastecimento de água-Desenvolvimento de ferramentas de auxílio à modelação virtual*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Rossman, L.A. *Manual do utilizador do EPANET 2.0* (2002) (tradução e adaptação Loureiro D. e Coelho S.T.). Série guias técnicos 5 – Instituto Regulador de Águas e Resíduos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Ministério das obras públicas, transportes e comunicações (1995). *Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto*.

Sá, N.M. (2012). *Optimização de sistemas prediais de distribuição de água fria*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Santos, C.M. (2012). *Otimização Ambiental do Uso de Água em Edifícios*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J, Gomes, A., & Sá Marques, A. (2012). *WaterNetGen - an EPANET extension for automatic water distribution networks models generation and pipe sizing*. Water Science and Technology: Water Supply.

Neves, M. V., Leite, S. (2008). *Utilização do Simulador EPANET no Estudo de Sistemas Prediais de Abastecimento de Água*, FEUP.

<https://zeben.pt/public/AUCOM/Publicacoes/Eliminacao-Golpes-Ariete-Whitepaper-Aucom.pdf>. (data do último acesso: 10/05/2019).

<https://www.dec.uc.pt/~WaterNetGen/>. (data do último acesso: 25/05/2019).

<https://www.mathworks.com/help/predmaint/ug/fault-diagnosis-of-centrifugal-pumps-using-steady-state-experiments.html> (data do último acesso: 14/06/2019).

<https://products.ksb.com/pt-pt/>. (data do último acesso: 15/06/2019).

<http://efaflu.com/>. (data do último acesso: 15/06/2019).

<https://pt.grundfos.com/>. (data do último acesso: 15/06/2019).

<https://www.hidromethos.pt/bombas-lowara-c-74-pt>. (data do último acesso: 15/06/2019).

<http://pliniotomaz.com.br/wp-content/uploads/2014/01/Capitulo-23-Medidas-para-evitar-golpe-de-ariete.pdf>. (data do último acesso: 18/06/2019).

ANEXOS

Eixo 1 - Proteção do ambiente e melhoria da qualidade das massas de água

- Cumprimento do normativo;
- Redução da poluição urbana nas massas de água;
- Aumento da acessibilidade física ao serviço de Saneamento de Águas Residuais (SAR).

Eixo 2 - Melhoria da qualidade dos serviços prestados

- Melhoria da qualidade do serviço de abastecimento de água;
- Melhoria da qualidade do serviço de saneamento de águas residuais.

Eixo 3 - Otimização e gestão eficiente dos recursos

- Otimização da utilização da capacidade instalada e aumento da adesão ao serviço;
- Redução das perdas de água;
- Controlo de afluências indevidas;
- Gestão eficiente de ativos e aumento da sua reabilitação;
- Valorização de recursos e subprodutos;
- Alocação e uso eficiente dos recursos hídricos.

Eixo 4 - Sustentabilidade económico-financeira e social

- Recuperação sustentável dos gastos;
- Otimização e/ou redução dos gastos operacionais;
- Redução de água não faturada.

Eixo 5 - Condições básicas e de cobertura

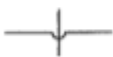
- Aumento da disponibilidade de informação;
- Inovação;
- Melhoria do quadro operacional; de gestão e de prestação de serviços;
- Alterações climáticas, desastres naturais, riscos - mitigação e adaptação;
- Externalidades, emprego, competitividade, internacionalização.

Tubagem		Abastecimento		Drenagem	Vantagens	Desvantagens
		Fria	Quente	Domésticas		
Metálica	Aço (ferro preto)	✓	✓		Solução econômica para circuitos fechados de aquecimento; boa resistência a produtos químicos, ao choque e a temperaturas elevadas; elevada durabilidade; dilatação insignificante.	Baixa resistência à corrosão (se existir estagnação de água e contacto com elementos metálicos de nobreza superior); elevada significância das perdas de carga localizadas; alguma significância das perdas de carga contínuas.
	Aço Galvanizado	✓	✓		Económico; boa resistência à corrosão; grande durabilidade; boa resistência a produtos químicos, ao choque e a temperaturas elevadas; muito utilizado.	Tendência para encrustamentos; possibilidade de descamação da proteção em zinco na dobra; perdas de carga localizadas significativas; incompatibilidade com outros metais (principalmente acessórios).
	Aço Inox	✓	✓		Grande durabilidade; boa resistência à tração e à corrosão generalizada; boa resistência a produtos químicos, ao choque e a temperaturas elevadas; baixo valor de perdas de carga contínuas.	Sensibilidade aos iões de cloreto da água; baixa resistência à corrosão localizada; elevada significância das perdas de carga localizadas; incompatibilidade com outros metais (principalmente ao nível dos acessórios).
	Cobre	✓	✓		Grande durabilidade; instalação relativamente simples; tendência reduzida para encrustamentos;	Elevada significância das perdas de carga localizadas; baixa capacidade de retenção do calor; sensibilidade a água ácida; dureza muito baixa.
	Ferro Fundido			✓	Boa resistência mecânica a elevadas pressões; grande durabilidade; boa resistência à corrosão; facilidade de instalação de equipamentos.	Baixa resistência à corrosão por ácidos sulfúricos e outros ácidos; material pesado; economicamente dispendioso em relação a outros.
Outras	Grés Cerâmico			✓	Boa resistência a ataques químicos; baixo coeficiente de rugosidade (superfície lisa das tubagens, permitindo um escoamento do líquido com menor atrito no interior)	Baixa resistência à presença de sais orgânicos; material pesado; comportamento frágil; material de manuseamento e aplicação difícil; economicamente dispendioso em relação a outros.

Anexo 2 – Tubagens Metálicas e outras mais usadas nas redes prediais (Paiva et al.,2006).

Tubagem		Abastecimento		Drenagem	Vantagens	Desvantagens
		Fria	Quente	Domésticas		
Termoplástica	PEAD	✓		✓	Boa resistência ao choque, a vibrações e a produtos químicos; baixas perdas de carga contínua e localizada; facilidade de reparação; elevada resistência à oxidação; boa capacidade de retenção do calor; facilidade de união por soldadura.	Baixa resistência a temperaturas elevadas; grandes dilatações térmicas; pouco resistente a pressões muito elevadas; vulnerabilidade aos raios ultravioletas; grande exigência de mão-de-obra e equipamentos especializados na execução de soldaduras; difícil deteção de fugas; necessidade de utilização de caixa de derivação e de recorrer a outro material para dar continuidade à rede.
	PEX	✓	✓		Boa resistência ao choque, a vibrações e a produtos químicos; baixa perda de carga contínua e localizada; elevada resistência à oxidação; boa resistência à temperatura; boa resistência à rotura frágil; boa capacidade de retenção do calor; facilidade de instalação no interior de mangas corrugadas.	Coefficiente de dilatação térmica elevado; pouco resistente a pressões muito elevadas; vulnerabilidade aos raios ultravioletas; grande exigência na qualidade de instalação; necessidade de utilização de caixa de derivação e de recorrer a outro material para dar continuidade à rede.
	PP	✓	✓	✓	Facilidade de instalação; boa resistência a produtos químicos e a temperaturas elevadas; elevada resistência à oxidação; baixo valor de perdas de carga contínuas; boa capacidade de retenção do calor.	Baixa resistência ao choque e aos raios ultravioletas; coeficiente de dilatação térmica elevado; significativas perdas de carga localizadas; exigência de equipamento e mão-de-obra especializada para execução das uniões por soldadura; rigidez que impossibilita mudanças de direção sem utilização de acessórios.
	PVC	✓		✓	Leveza; técnicas de união de fácil execução; facilidade de instalação e de execução das ligações; boa resistência a produtos químicos; elevada resistência à oxidação; baixo valor de perdas de carga contínuas; boa capacidade de retenção do calor.	Baixa resistência a temperaturas elevadas, ao choque e aos raios ultravioletas; grande dilatação; significância das perdas de carga localizadas.

Anexo 3 – Tubagens termoplásticas mais usadas nas redes prediais (Paiva et al.,2006).

Símbolo/Sigla	DESIGNAÇÃO
	Canalização de água fria
	Canalização de água fria (Serviço de combate a incêndios)
	Canalização de água quente
	Canalização de água quente de retorno
	Caleira para alojamento de canalizações ou encamisamento
	Cruzamento com ligação
	Cruzamento sem ligação
	Junta de dilatação
	Prumadas ascendentes com mudança de piso
	Prumadas descendentes com mudança de piso
	Queda de canalização da esquerda para a direita
	Queda de canalização da direita para a esquerda
	Filtro
	Purgador de ar
	Torneira de serviço
	Torneira ou válvula de seccionamento
	Válvula de flutuador
	Válvula redutora de pressão
	Válvula de retenção
	Válvula de segurança
	Vaso de expansão aberto
	Vaso de expansão fechado ou aberto

Anexo 4 – Simbologia - distribuição predial de água 1/2.

SÍMBOLO/SÍGLA	DESIGNAÇÃO
	Autoclismo
	Boca de incêndio interior
	Boca de incêndio e de rega exterior
	Contador
	Depósito de água quente
	Esquentador
	Fluxómetro
	Marco de incêndio
	Termoacumulador eléctrico
	Termoacumulador a gás
	Sistema de regularização
	Bomba
	Grupo de pressurização

Anexo 4 – Simbologia - distribuição predial de água 2/2.

Características	Rugosidade ε , em mm		
	Inferior	Superior	Normal
1 – Galerias			
Rocha não revestida em todo o perímetro	100	1000	–
Rocha não revestida mas soleira revestida	10	100	–
2 – Conduitas de betão			
<i>Extraordinariamente rugoso</i> : madeira de cofragem muito rugosa; betão pobre com desgastes de erosão; juntas mal alinhadas	0,6	3,0	1,5
<i>Rugoso</i> : atacado por materiais angulosos, transportados; marcas de cofragens visíveis	0,4	0,6	0,5
<i>Granular</i> : superfície alisada à talocha, em boas condições, juntas bem feitas	0,18	0,4	0,3
<i>Centrifugado</i> : (em tubos)	0,15	0,5	0,3
<i>Liso</i> : de cofragens metálicas, novo ou quase novo; acabamento médio com juntas cuidadas	0,06	0,18	0,1
<i>Muito liso</i> : novo extraordinariamente liso, de cofragens metálicas; acabamento muito bom, por operário especializado, e juntas cuidadas	0,015	0,06	0,03
3 – Conduitas de aço: topos soldados, interior contínuo			
Grandes incrustações ou tuberculizações	2,4	12,2	7,0
Tuberculização geral de 1 a 3 mm	0,9	2,4	1,5
Pintura à brocha, com asfalto, esmalte ou betume, em camada espessa	0,3	0,9	0,6
Enferrujamento ligeiro	0,15	0,30	0,2
Conduta mergulhada em asfalto quente	0,06	0,15	0,1
Revestimento de betão centrifugado	0,05	0,15	0,1
Revestimento de esmalte centrifugado	0,01	0,3	0,06
Betume natural (gelsonite) aplicado à pistola, a frio, com 0,4 mm de espessura	–	–	0,042
Esmalte betuminoso (breu de hulha), aplicado com brocha, com 2 a 2,5 mm de espessura	–	–	0,040
Idem, aplicado com espátula	–	–	0,030
Idem, a quente, alisado à chama	–	–	0,012

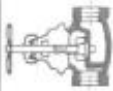
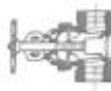
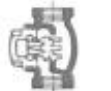
Anexo 5 – Rugosidade em função das características da conduta 1/3(Lencastre, 1996)

Características	Rugosidade ϵ , em mm		
	Inferior	Superior	Normal
4 – Condutas de aço: rebitadas nas juntas transversais (Juntas afastadas de 5 a 10 metros, costura longitudinal soldada) Grandes incrustações ou tuberculizações	3,7	12,2	8,0
Tuberculização geral de 1 a 3 mm	1,4	3,7	2,5
Enferrujada	0,6	1,4	1,0
Pintura à brocha com asfalto ou betume, em camada espessa	0,9	1,8	1,5
Conduta mergulhada em asfalto quente ou pintada à brocha com grafite	0,3	0,9	0,6
Conduta nova com esmalte centrifugado	0,15	0,6	0,4
5 – Condutas de aço: rebitadas nas juntas transversais e longitudinais (Juntas transversais afastadas de 1,8 e 2,4 m) Grandes incrustações ou tuberculizações	6,0	12,2	9,0
Tuberculização geral de 1 a 3 mm:			
3 fiadas de rebites nas juntas transversais	4,6	6,0	5,0
2 fiadas de rebites nas juntas transversais	3,0	4,6	3,5
1 fiada de rebites nas juntas transversais	2,1	3,0	2,5
Superfície da conduta razoavelmente lisa:			
3 fiadas longitudinais de rebites	1,8	2,1	2,0
2 " " "	1,5	1,8	1,6
1 fiada transversal	1,1	1,5	1,3
2 fiadas longitudinais de rebites	1,2	1,5	1,3
2 " " "	0,9	1,2	1,1
1 fiada transversal	0,6	0,9	1,2
1 fiada longitudinal de rebites	0,8	1,1	1,0
2 " " "	0,5	0,8	0,6
1 fiada transversal	0,3	0,5	0,4
6 – Condutas de madeira			
Vegetação excessiva nas paredes			
Aduelas rugosas, com juntas salientes	0,3	3,5	3,2
Usada, em boas condições	0,12	0,3	0,2
Nova, construção de 1.ª classe	0,03	0,12	0,07

Anexo 5 – Rugosidade em função das características da conduta 2/3(Lencastre, 1996)

Características	Rugosidade ϵ , em mm		
	Inferior	Superior	Normal
7 - Tubos de fibrocimento		0,025	0,015
8 - Tubos de ferro			
Ferro forjado enferrujado	0,15	3,00	0,6
Ferro galvanizado, ferro fundido revestido	0,06	0,3	0,15
Ferro fundido não revestido novo	0,25	1,0	0,5
Ferro fundido com corrosão	1,0	3,0	1,5
Ferro fundido com depósito	1	4,0	2,0
9 - Tubos de grés			
Com juntas muito bem alinhadas	0,06		
Em manilhas de $\approx 1,0$ m de comprimento: D < 600 mm	–	0,3	0,15
D > 600 mm	–	0,6	0,3
Em manilhas de 0,6 m de comprimento: D < 300 mm	–	0,3	0,15
D > 300 mm	–	0,6	0,3
10 - Tubos de esgoto em uso, quando os materiais novos tenham rugosidades inferiores às indicadas para tubos em uso:			
Com camadas de lodo inferiores a 5 mm	0,6	3,0	1,5
Com incrustações lodosas ou gordurosas inferiores a 25 mm	6,0	30	15
Com material sólido arenoso na soleira, depositado de forma irregular	60,0	300	150
11 - Materiais lisos			
Latão, Cobre, Chumbo	0,04	0,010	0,007
Alumínio	0,0015	0,005	0,004
12 - Materiais extralisos			
Vidro	0,001	0,002	–
Poliuretano + Epoxy. Aplicado à pistola sem ar e à temperatura ambiente, com espessura de 0,1 a 0,2 mm, (sem juntas)	0,002	0,004	–
Vinilo (acetocloreto de polivinilo ou policloreto de vinilo). Idem	0,003	0,004	–
Araldite (epoxy). Idem	0,0025	0,003	–

Anexo 5 – Rugosidade em função das características da conduta 3/3(Lencastre, 1996)

Acessório	Nome	K Valores extremos	Comprimento equivalente L de conduta, em metro, para $K_s = 75$ e para os seguintes valores do diâmetro D em milímetro. Para $K_s \neq 75$, ver T. 55 b)														
			12,5	25	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
	Válvula de globo	5,2 10,3	0,68 1,34	1,72 3,3	4,32 8,3	7,33 14,1	10,9 21,0	14,9 28,7	18,7 36,0	22,9 44,1	27,5 52,8	37,0 71,1	47,2 90,7	—	—	—	
	Válvula de adufa	0,05 0,19	0,006 0,02	0,04 0,15	0,07 0,27	0,11 0,40	0,14 0,54	0,18 0,68	0,22 0,84	0,26 1,00	0,35 1,35	0,45 1,72	0,56 2,12	0,67 2,53	0,78 2,96	0,90 3,40	
	Válvula de retenção de batente	0,6 2,3	0,08 0,30	0,02 0,76	0,05 1,90	0,08 3,24	0,13 4,83	0,17 6,60	0,22 8,30	0,26 10,1	0,32 12,1	0,43 16,4	0,54 20,9	0,67 25,6	0,80 30,4	0,93 35,8	1,07 41,2
	Válvula de retenção, de impulso horizontal	8 12	1,04 1,56	2,64 3,96	6,60 9,96	11,3 16,9	16,8 25,2	23,0 34,4	28,8 43,2	35,3 52,9	42,2 63,3	56,9 85,3	72,9 109	89,1 134	106 160	124 187	143 215
	Válvula de retenção esférica	65 70	8,45 9,10	21,4 23,1	53,9 58,1	91,7 98,7	136 147	187 201	234 252	287 309	343 370	462 498	590 635	724 780	866 932	1011 1089	1164 1254

Anexo 6 – Perdas de carga localizadas. Comprimento equivalente de conduta 1/5 (Lencastre, 1996)

Acessório	Nome	Valores extremos K	Comprimento equivalente L de conduta, em metro, para $K_s = 75$ e para os seguintes valores do diâmetro D em milímetro. Para $K_s \neq 75$, ver T. 55 b)														
			12,5	25	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
	Válvula de ângulo	2,1	0,27	0,66	1,66	2,82	4,20	5,74	7,20	8,82	10,68	14,2	18,1	22,2	26,6	31,1	35,8
	Válvula em "Y"	3,1	0,40	1,65	4,15	7,05	10,5	14,4	18,0	22,0	26,4	35,5	45,4	55,7	66,6	77,8	89,6
	Válvula de pé	2,9	0,38	0,99	2,49	4,23	6,30	8,61	10,8	13,2	15,8	21,3	27,1	33,3	39,9	46,6	53,7
	União roscada	$\cong 15$	1,95	4,95	12,5	21,2	31,5	43,0	54,0	66,1	79,2	107	136	167	200	233	269
	Redução roscada	0,02 0,07	0,00 0,01	0,01 0,03	0,02 0,06	0,03 0,10	0,04 0,15	0,06 0,20	0,07 0,25	0,09 0,31	0,10 0,37	0,14 0,50	0,18 0,64	0,22 0,78	0,27 0,93	0,31 1,09	0,36 1,25
	Redução roscada	0,05 (a) 2,0	0,01 0,26	0,02 0,66	0,04 1,66	0,07 2,82	0,11 4,20	0,14 5,74	0,18 7,20	0,22 8,82	0,26 10,6	0,35 14,2	0,45 18,1	0,56 22,2	0,67 26,6	0,78 31,1	0,90 35,8

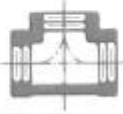
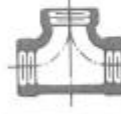
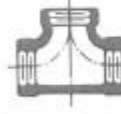
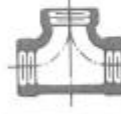
(a) Estes valores são aplicáveis quando este acessório for utilizado como redutor de secção. Quando for utilizado para aumento de secção, as perdas são cerca de 1,4 vezes superiores às originadas num alargamento brusco.

Acessório	Nome	Valores extremos K_s	Comprimento equivalente L de conduta, em metro, para $K_s = 75$ e para os seguintes valores do diâmetro D em milímetro. Para $K_s \neq 75$, ver T. 55 b)															
			12,5	25	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	
	Curva a 90° normal, rosca	0,55	0,07	0,20	0,50	0,85	1,26	1,72	2,16	2,65	3,17	4,27	5,44	6,68	7,99	9,34	10,8	
	Curva a 90° de raio grande, rosca	0,22	0,03	0,07	0,18	0,31	0,46	0,63	0,79	0,97	1,16	1,56	2,00	2,45	2,93	3,42	3,95	
	Curva a 90° normal, com flange	0,21	0,03	0,07	0,18	0,31	0,46	0,63	0,79	0,97	1,16	1,56	2,00	2,45	2,93	3,42	3,95	
	Curva a 90° de raio grande com flange	0,14	0,02	0,05	0,12	0,20	0,29	0,40	0,50	0,62	0,74	1,00	1,27	1,56	1,86	2,18	2,51	
	Curva a 45° normal, rosca	0,30	0,04	0,10	0,25	0,48	0,63	0,86	1,08	1,33	1,59	2,14	2,72	3,34	4,00	4,67	5,40	
		0,42	0,05	0,14	0,35	0,59	0,88	1,20	1,51	1,85	2,22	2,99	3,81	4,68	5,59	6,54	7,52	

Anexo 6 – Perdas de carga localizadas. Comprimento equivalente de conduta 3/5 (Lencastre, 1996)

Acessório	Nome	Valores $K_{extremos}$	Comprimento equivalente L de conduta, em metro, para $K_s = 75$ e para os seguintes valores do diâmetro D em milímetro. Para $K_s \neq 75$, ver T. 55 b)														
			12,5	25	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
	Curva a 45° de raio grande com flange	0,18 0,20	0,02 0,03	0,06 0,07	0,15 0,17	0,25 0,28	0,38 0,42	0,52 0,57	0,65 0,72	0,79 0,88	0,95 1,07	1,28 1,42	1,63 1,81	2,00 2,22	2,40 2,66	2,80 3,11	3,22 3,58
	Curva de retorno, standard	0,75 2,2	0,10 0,29	0,25 0,73	0,62 1,83	1,06 3,10	1,58 4,60	2,15 6,31	2,70 7,92	3,31 9,70	3,96 11,6	5,33 15,6	6,80 20,0	8,36 24,5	9,99 29,3	11,67 34,2	13,43 39,5
	Curva de retorno composta por 2 curvas a 90°	(1) 0,38 (2) 0,25	0,05 0,03	0,12 0,08	0,30 0,21	0,54 0,35	0,80 0,53	1,08 0,72	1,76 0,90	1,68 1,10	2,00 1,32	2,70 1,78	3,44 2,27	4,24 2,79	5,06 3,33	5,92 3,89	6,80 4,48
	Entrada arredondada	0,04 0,05	0,01 0,01	0,02 0,02	0,04 0,04	0,06 0,07	0,08 0,11	0,12 0,14	0,14 0,18	0,18 0,22	0,20 0,26	0,28 0,35	0,36 0,45	0,44 0,56	0,54 0,67	0,62 0,78	0,72 0,90
	Entrada em aresta viva	0,47 0,56	0,06 0,07	0,16 0,18	0,39 0,46	0,66 0,79	0,99 1,18	1,35 1,61	1,69 2,02	2,07 2,47	2,48 2,96	3,34 3,98	4,26 5,08	5,24 6,24	6,26 7,46	7,31 8,71	8,42 10,03

⁽¹⁾ Curvas a 90°, normais. ⁽²⁾ Curvas a 90°, de raio grande.

Acessório	Nome	Valores K extremos	Comprimento equivalente L de conduta, em metro, para $K_s = 75$ e para os seguintes valores do diâmetro D em milímetro. Para $K_s \neq 75$, ver T. 55 b)															
			12,5	25	50	75	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500	
	Entrada saliente	0,62 (¹) 1,0	0,08	0,20	0,51	0,87	1,30	1,78	2,23	2,73	3,27	4,08	5,6	6,91	8,26	9,65	11,1	
			0,13	0,33	0,83	1,41	2,10	2,87	3,60	4,41	5,28	7,11	9,07	11,1	13,3	15,5	17,9	
	Da linha para o ramal	0,85 1,3	0,11	0,28	0,71	1,20	1,78	2,44	3,06	3,75	4,49	6,04	7,71	9,47	11,3	13,2	15,2	
	Do ramal para a linha		0,17	0,43	1,08	1,83	2,73	3,73	4,68	5,77	6,86	9,24	11,8	14,5	17,3	20,3	23,3	
	Da linha para o ramal	0,92 2,15	0,12	0,30	0,76	1,29	1,93	2,64	3,31	4,06	4,86	6,54	7,34	10,2	12,3	14,3	16,5	
	Do ramal para a linha		0,28	0,71	1,78	3,03	4,51	6,17	7,74	9,48	11,4	15,3	19,5	24,0	28,6	33,5	38,5	
	Da linha para o ramal	0,37 0,80	0,05	0,12	0,31	0,52	0,78	1,06	1,33	1,63	1,95	2,63	3,36	4,12	4,93	5,76	6,63	
	Do ramal para a linha		0,10	0,26	0,66	1,13	1,68	2,30	2,88	3,53	4,22	5,69	7,26	8,91	10,6	12,4	14,3	
	Da linha para o ramal	0,50 0,52	0,06	0,17	0,42	0,71	1,05	1,44	1,80	2,20	2,64	3,55	4,54	5,57	6,66	7,78	8,96	
	Do ramal para a linha		0,07	0,17	0,43	0,73	1,09	1,49	1,87	2,29	2,75	3,70	4,72	5,79	6,93	8,09	9,31	

(¹) K diminui quando aumenta a espessura da parede e se arredondam as extremidades.

PARÂMETRO	UNIDADES DO SISTEMA AMERICANO (US)	UNIDADES DO SISTEMA INTERNACIONAL (SI)
Carga hidráulica	ft (pé)	m (metro)
Caudal	<i>CFS</i> ²⁸ - ft ³ /s (pés cúbicos por segundo) <i>GPM</i> - US gal/min (galão americano por minuto) <i>MGD</i> - US Mgal/dia (mega-galão americano por dia) <i>IMGD</i> - Imp Mgal/dia (mega-galão imperial por dia) <i>AFD</i> - ac-ft / dia (acre-pé por dia)	<i>LPS</i> - l/s (litro por segundo) <i>LPM</i> - l/min (litro por minuto) <i>MLD</i> - Ml/dia (mega-litro por dia) <i>CMH</i> - m ³ /h (metro cúbico por hora) <i>CMD</i> - m ³ /dia (metro cúbico por dia)
Coef. de Reacção (Escoamento)	mg/ft ³ /dia (ordem 0) /dia (ordem 1)	mg/m ³ /dia (ordem 0) /dia (ordem 1)
Coef. de Reacção (Parede)	mg/ft ² /dia (ordem 0) ft / dia (ordem 1)	mg/m ² /dia (ordem 0) m / dia (ordem 1)
Coefficiente das Fórmulas de Perda de Carga	10 ⁻³ pés (Darcy-Weisbach), adimensional nas restantes fórmulas	milímetros (Darcy-Weisbach), adimensional nas restantes fórmulas
Coefficiente de Perda de Carga Localizada	adimensional	adimensional
Coefficiente de Vazão do Dispositivo Emissor	unidades de caudal / (psi) ^{1/2}	unidades de caudal / (metro) ^{1/2}
Comprimento	ft (pé)	m (metro)
Concentração	mg/l or µg/l (miligrama por litro ou micrograma por litro)	mg/l or µg/l (miligrama por litro ou micrograma por litro)
Consumo	(ver unidades de caudal)	(ver unidades de caudal)
Cota	ft (pé)	m (metro)
Diâmetro (RNV)	ft (pé)	m (metro)
Diâmetro (Tubagens)	in (polegada)	mm (milímetro)
Energia	kWh (kilowatt hora)	kWh (kilowatt hora)
Factor de Resistência	adimensional	adimensional
Idade da Água	h (hora)	h (hora)
Perda de Carga Unitária	ft / kft (pé por 1000 pés)	m / km (metro por quilómetro)
Potência	hp (horsepower)	kW (kilowatt)
Pressão (altura piezométrica)	PSI (equivalente a libra por polegada quadrada - lb/in ²)	metro (coluna de água equivalente)
Reforço de Massa na Origem	kg/min. (massa por minuto)	kg/min. (massa por minuto)
Rendimento	% (percentagem)	(%) (percentagem)
Taxa de Reacção Instatânea	mg/ft ³ /dia	mg/m ³ /dia
Velocidade	ft/s (pé por segundo)	m/s (metro por segundo)
Volume	(ft ³) pé cúbico	(m ³) metro cúbico

Anexo 7 – Unidades EPANET (retirado do Manual EPANET)

Hora	Moradia 1		Moradia 2		Moradia 3		Multifamiliar 1		Multifamiliar 2		Multifamiliar 3	
	Análise	30 dias	Análise	30dias	Análise	30dias	Análise	26dias	Análise	40dias	Análise	20dias
	Habitantes	5	Habitantes	4	Habitantes	3	Habitantes	23	Habitantes	88	28 frações	
00:00	7	0,2714	1	0,0580	3	0,4586	134	1,2294	392	1,2479	1550	1,3571
01:00	4	0,1551	1	0,0580	2	0,3057	35	0,3211	221	0,7035	1044	0,9141
02:00	3	0,1163	1	0,0580	1	0,1529	0	0,0000	119	0,3788	687	0,6015
03:00	2	0,0775	1	0,0580	2	0,3057	0	0,0000	71	0,2260	510	0,4465
04:00	4	0,1551	0	0,0000	0	0,0000	0	0,0000	54	0,1719	470	0,4115
05:00	34	1,3183	1	0,0580	0	0,0000	0	0,0000	50	0,1592	524	0,4588
06:00	72	2,7916	85	4,9275	1	0,1529	12	0,1101	64	0,2037	534	0,4675
07:00	74	2,8691	33	1,9130	38	5,8089	71	0,6514	485	1,5440	924	0,8090
08:00	38	1,4733	10	0,5797	0	0,0000	187	1,7156	653	2,0788	848	0,7424
09:00	28	1,0856	2	0,1159	1	0,1529	115	1,0550	368	1,1715	793	0,6943
10:00	28	1,0856	2	0,1159	1	0,1529	165	1,5138	341	1,0856	810	0,7092
11:00	19	0,7367	1	0,0580	1	0,1529	144	1,3211	315	1,0028	909	0,7959
12:00	19	0,7367	2	0,1159	3	0,4586	111	1,0183	339	1,0792	1023	0,8957
13:00	33	1,2795	6	0,3478	4	0,6115	123	1,1284	382	1,2161	1171	1,0252
14:00	41	1,5897	3	0,1739	1	0,1529	151	1,3853	422	1,3434	1299	1,1373
15:00	39	1,5121	2	0,1159	3	0,4586	132	1,2110	276	0,8786	1180	1,0331
16:00	34	1,3183	2	0,1159	0	0,0000	84	0,7706	187	0,5953	1157	1,0130
17:00	3	0,1163	4	0,2319	2	0,3057	98	0,8991	212	0,6749	1055	0,9237
18:00	10	0,3877	40	2,3188	8	1,2229	111	1,0183	350	1,1142	1085	0,9499
19:00	15	0,5816	71	4,1159	16	2,4459	170	1,5596	471	1,4994	1348	1,1802
20:00	46	1,7835	49	2,8406	23	3,5159	223	2,0459	470	1,4962	1819	1,5926
21:00	35	1,3570	38	2,2029	24	3,6688	249	2,2844	423	1,3466	2237	1,9586
22:00	18	0,6979	40	2,3188	11	1,6815	188	1,7248	452	1,4389	2337	2,0461
23:00	13	0,5040	19	1,1014	12	1,8344	113	1,0367	422	1,3434	2098	1,8369
Total	619,00 l/dia		414,00 l/dia		157,00 l/dia		2616,00 l/dia		7539,00 l/dia		27412,00 l/dia	
Media	25,79 l/dia		17,25 l/dia		6,54 l/dia		109,00 l/dia		314,13 l/dia		1142,17 l/dia	
Capitação	123,80 l/dia		103,50 l/dia		52,33 l/dia		113,74 l/dia		85,67 l/dia			

Anexo 8 – Vários exemplos, região Porto (Santos, 2012)

	Br01	Br0	Br10	Br11	Br12	Br21	Lv0	Lv01	Lv10	Lv11	Lv12	Lv12	Lv20	Ch0	Ch10	Ch11	Ch12	Ch2	MLP	MLL	LL	TLv1	TLv2	TLv3	TLv1	TLv4	Bd1	Qromal
Min	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1	l/s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0,5
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0,35
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,15
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,15
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,15
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	1	0	1	0	1,05
31	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0,45
32	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0,45
33	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,15
34	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,15
35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0,2
38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
39	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
40	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2
45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1
49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
56	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
57	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
58	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
59	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
60																												0

Anexo 9 – Serie temporal definida para a hora crítica do caso de estudo 1,

(1 – dispositivo aberto, 0 – dispositivo fechado).

Min	Frações					Total	F								Total	G										Total	Gramal	Ws					
	A	B	C	D	E		MLLI	LLF	LvF	ChF	BrF	TqF	ML	MLLC		LLG	Lv0C	Br0C	Br1G	Lv1G	ChG	MLR1	TqG										
0	0,5	0,63	0,5	0,6	0,5	0	0,2	0	0	0,2	0	0	0	0	0,2	0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,35	0,35	0,75	0,75	0,75	0,75	
2	0,4	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	1	0,2	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0,35	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
3	0,4	0,32	0	0	0	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0,35	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	
4	0	0,32	0,4	0	0	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	
5	0	0	0	0,4	0,3	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	
6	0	0	0	0	0,3	0,4	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	
7	0	0	0	0	0	0,4	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0,2	0	0	0	0	0,1	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
23	0,3	0,16	0	0	0	0,3	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0,3	0,24	0,2	0	0	0,4	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0,3	0,24	0,3	0,2	0	0,6	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0,3	0,24	0,3	0,2	0,2	0,7	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0,1	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
27	0,3	0,24	0,3	0,2	0,3	0,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
28	0	0,24	0,3	0,2	0,3	0,6	0	1	0	0	0	0	0	0	0,2	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0,25	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
29	0,4	0	0,3	0,2	0,3	0,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
30	0	0,32	0	0,2	0,3	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,15	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
31	0	0	0	0,4	0	0,3	0,4	0	0	0	0	0	0	1	0,2	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0,3	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
32	0,4	0	0	0,3	0	0,4	0	0	0	0	0	0	0	1	0,2	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0,45	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
33	0,4	0,32	0	0	0	0,4	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0,35	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
34	0	0,32	0,4	0	0	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0,4	0,3	0	0,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
36	0	0	0	0	0,3	0,4	0,4	0	0	0	0	0	1	0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
37	0,2	0	0	0	0	0,4	0,3	0	0	1	0	0	0	0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
38	0,2	0,16	0	0	0	0,2	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
39	0,3	0,16	0,2	0	0	0,4	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
40	0,3	0,24	0,2	0,2	0	0,5	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
41	0,3	0,24	0,3	0,2	0,2	0,7	0	0	0	1	0	0	0	0	0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
42	0,3	0,24	0,3	0,2	0,2	0,7	1	0	0	1	0	0	0	0	0,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
43	0,6	0,24	0,3	0,2	0,3	0,9	1	0	0	1	0	0	0	0	0,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
44	0,5	0,48	0,3	0,2	0,3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
45	0	0,4	0,6	0,2	0,3	0,9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
46	0	0	0	0,5	0,5	0,3	0,7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0,4	0,6	0,6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
48	0	0	0	0	0	0,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0																		

Anexo 10 – Serie temporal definida para a hora crítica do caso de estudo 2,

(1 – dispositivo aberto, 0 – dispositivo fechado).