



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Cívicas

***Modelos matemáticos de simulação hidráulica como
ferramenta de apoio à gestão da pressão em
sistemas de distribuição de água: Caso de estudo***

Matheus Cardoso Medrado

Leiria, Março de 2019

Esta página foi intencionalmente deixada em branco



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

***Modelos matemáticos de simulação hidráulica como
ferramenta de apoio à gestão da pressão em
sistemas de distribuição de água: caso de estudo***

Matheus Cardoso Medrado

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Doutor Ricardo de Jesus Gomes, Professor da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria e coorientação do Engenheiro Nuno Miguel Rodrigues Martinho, Responsável do Departamento de Serviços Técnicos da Be Water S.A. - Águas de Ourém.

Leiria, Março de 2019

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Dedicatória

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por estar presente em todos momentos da minha vida. Ao meu avô Medrado “In Memoriam” pelo ser humano incrível e que pude compartilhar momentos maravilhosos e inesquecíveis.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Agradecimentos

Agradeço aos meus pais que sempre me apoiaram e incentivaram através dos conselhos e palavras de afeto.

Agradeço a todos os professores do curso de Mestrado em “Engenharia Civil - Construções Civas” do Instituto Politécnico de Leiria, em especial ao professor Ricardo de Jesus Gomes, orientador desta tese, o qual tenho especial admiração pelo seu conhecimento e sua aptidão em lecionar.

Agradeço à BeWater S.A. - Águas Ourém, ao Engenheiro Nuno Martinho e ao Engenheiro David Oliveira que também me auxiliaram na parte prática deste trabalho.

Agradeço aos amigos, colegas, familiares e namorada pelo apoio.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Resumo

O sistema de distribuição de água da ZMC *Bairro*, em Ourém (Portugal), apresenta algumas adversidades em pontos específicos da rede. Algumas zonas da rede apresentam pressões excessivas, outras pressões manifestamente reduzidas face o tipo de consumo requerido. A presente dissertação tem por objetivo efetuar um estudo mais aprofundado da zona em questão, entender seu comportamento hidráulico, diagnosticar os problemas e propor soluções para que a entidade gestora as possa analisar e possivelmente implementá-las.

A análise do comportamento do sistema de distribuição de água da zona em estudo terá início com a atualização do cadastro da rede. O processo de construção do modelo da rede de distribuição de água, que será realizado com apoio do software EPANET (programa de computador com domínio público utilizado para realizar simulações hidráulicas), será suportado por outro software, QGIS (programa de computador com código fonte aberto que permite edição e visualização de informações geográficas).

A partir do modelo de simulação hidráulica criado, será então possível estudar o comportamento hidráulico da rede e propor diferentes alternativas tendo em vista resolver os problemas identificados. As principais mudanças propostas para este trabalho terão como foco a gestão das pressões.

Palavras-chave: Sistemas de abastecimento público de água, Simulação hidráulica, Gestão de Pressões, EPANET, QGIS

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Abstract

The water distribution system of the ZMC Bairro, in Ourém (Portugal), presents some adversities in specific points of the network. Some areas of the network are subject to excessive pressures, other pressures are clearly reduced in relation to the type of consumption required. The purpose of this dissertation is to carry out a more detailed study of the area in question, to present its impact principles, to diagnose problems and to propose solutions so that a manager can be analyzed as possible and implement them.

An analysis of the behavior of the water distribution system in the area of beginning of course with update of the network cadaster. The water distribution network construction process, which will be carried out with the support of EPANET software, will be supported by other software, QGIS (computer program with open source code) that allows editing and viewing of geographic information).

From the generated resolution model, it will then be possible. The main changes to this work are the focus of pressure management.

Keywords: Public water supply systems, Hydraulic simulation, Pressure management, EPANET, QGIS

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Lista de figuras

<i>Figura 1: Populações urbanas e rurais no mundo (1950/2050). (United Nations, 2015)</i>	1
<i>Figura 2: Distribuição de água no mundo</i>	2
<i>Figura 3: Unidades e componentes do sistema de abastecimento público de água.</i>	7
<i>Figura 4: Classificação das redes de distribuição de água</i>	10
<i>Figura 5: Exemplo de subdivisões de uma rede de distribuição de água</i>	14
<i>Figura 6: Exemplo de comportamento típico de consumo, ao longo do dia, zona residencial Bairro/Ourém.</i>	15
<i>Figura 7: Faseamento na concepção e implementação de um programa de gestão de pressão</i>	19
<i>Figura 8: Representatividade dos elementos comuns da modelação, no Software EPANET 2.0. Extraído Manual do Epanet, (2002)</i>	24
<i>Figura 9: Configuração SIG em um sistema de abastecimento de água.</i>	29
<i>Figura 10: Localização da zona de estudo. Adaptado de Wikipédia.</i>	31
<i>Figura 11: ZMC Bairro, Ourém. Imagem Bing/Qgis</i>	31
<i>Figura 12: Coleta e validação dos dados do reservatório</i>	32
<i>Figura 13: Infraestruturas da rede: ramal de ligação a boca-de-incêndio (esquerda) e contador doméstico (direta)</i>	33
<i>Figura 14: Censo da População de Ourém. Fonte: (Instituto Nacional de Estatística, 2011)</i>	35
<i>Figura 15: Traçado do subsistema do “Bairro” sobre planta topografica (Câmara Municipal de Ourém, 2018)</i>	35
<i>Figura 16: Atualização do cadastro da rede</i>	37
<i>Figura 17: Lista de Atributos GHydraulics</i>	38
<i>Figura 18: Fluxograma para criação do ficheiro de extensão “.inp”</i>	38
<i>Figura 19: Modelo de simulação hidráulica</i>	39
<i>Figura 20: Processo de criação do MDT</i>	40
<i>Figura 21: Resultado do MDT</i>	40
<i>Figura 22: Evolução dos volumes mensais de entrada na rede e das temperaturas médias no ano de 2017</i>	42
<i>Figura 23: Caudais máximos horários ao longo do ano de 2017</i>	43
<i>Figura 24: Caudais máximos horários ao longo da semana de 16-22/06/2017</i>	43
<i>Figura 25: Caudais máximos horários ao longo da semana 03-09/09/2017</i>	44
<i>Figura 26: Caudais máximos horários ao longo da semana 23-29/10/2017</i>	44
<i>Figura 27: Caudais máximos horários ao longo da semana 23-29/12/2017</i>	45
<i>Figura 28: Evolução dos caudais instantâneos dia 28/10/2017</i>	46
<i>Figura 29: Caudais mínimos nocturnos 13-25/01/2017</i>	47
<i>Figura 30: Caudais mínimos nocturnos 22/04 até 01/07/2017</i>	47
<i>Figura 31: Caudais mínimos nocturnos ao longo do mês de agosto 2017</i>	47
<i>Figura 32: Fatores de ponta mensais para o ano de 2017.</i>	48

<i>Figura 33: Fatores de ponta para o mês agosto 2017</i>	<i>49</i>
<i>Figura 34: Fatores de ponta para o mês fevereiro 2017</i>	<i>49</i>
<i>Figura 35: Fatores de ponta diários para o ano de 2017</i>	<i>50</i>
<i>Figura 36: Traçado da rede e respectivos diâmetros</i>	<i>51</i>
<i>Figura 37: Cenário atual para o dia de menor consumo</i>	<i>52</i>
<i>Figura 38: Cenário atual para o dia de maior consumo</i>	<i>53</i>
<i>Figura 39: Mudanças propostas para o Cenário 1</i>	<i>55</i>
<i>Figura 40: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de maior consumo, Cenário 1</i>	<i>55</i>
<i>Figura 41: Resultados da simulação hidráulica, após a instalação das VRP's, para o dia/instante de maior consumo, Cenário 1</i>	<i>56</i>
<i>Figura 42: Diâmetros das condutas e localização das VRP's para o Cenário 1</i>	<i>57</i>
<i>Figura 43: Comparação entre cenários para o instante de menor consumo, Cenário 1</i>	<i>57</i>
<i>Figura 44: Comparação entre cenários para o instante de maior consumo, Cenário 1</i>	<i>58</i>
<i>Figura 45: Mudanças propostas para o Cenário 2</i>	<i>59</i>
<i>Figura 46: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de menor consumo, Cenário 2</i>	<i>60</i>
<i>Figura 47: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de maior consumo, Cenário 2</i>	<i>60</i>
<i>Figura 48: Diâmetros das condutas e localização das VRP's para o Cenário 2</i>	<i>61</i>
<i>Figura 49: Comparação entre cenários para o instante de maior consumo, Cenário 2</i>	<i>61</i>
<i>Figura 50: Comparação entre cenários para o instante de menor consumo, Cenário 2</i>	<i>62</i>
<i>Figura 51: Mudanças propostas para o Cenário 3</i>	<i>63</i>
<i>Figura 52: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de menor consumo, Cenário 3</i>	<i>64</i>
<i>Figura 53: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de maior consumo, Cenário 3</i>	<i>64</i>
<i>Figura 54: Diâmetros das condutas e localização das VRP's para o Cenário 3</i>	<i>65</i>
<i>Figura 55: Comparação entre cenários para o instante de menor consumo, Cenário 3</i>	<i>65</i>
<i>Figura 56: Comparação entre cenários para o instante de maior consumo, Cenário 3</i>	<i>66</i>
<i>Figura 57: Gráfico para análise da cavitação a jusante de VRP's. (Watts Industries)</i>	<i>70</i>

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Lista de tabelas

<i>Tabela 1: Componentes do Balanço hídrico para um sistema de distribuição de água.....</i>	<i>13</i>
<i>Tabela 2: Componentes do caudal mínimo noturno.....</i>	<i>16</i>
<i>Tabela 3: Elementos comuns na modelagem.....</i>	<i>24</i>
<i>Tabela 4: Etapas para desenvolvimento de um modelo.</i>	<i>26</i>
<i>Tabela 5: Resumo das infraestruturas do subsistema do “Bairro”.</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 6: Análise dos volumes de entrada na rede ao longo do ano de 2017.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabela 7: Resumo dos picos de caudais máximos.....</i>	<i>45</i>
<i>Tabela 8: Resumo de modificações da rede propostas para o Cenário 1.....</i>	<i>66</i>
<i>Tabela 9: Resumo de modificações da rede propostas para o Cenário 2.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabela 10: Resumo de modificações da rede propostas para o Cenário 3.....</i>	<i>67</i>
<i>Tabela 11: Características das VRP’s para o Cenário 1.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabela 12: Características das VRP’s para o Cenário 2.....</i>	<i>69</i>
<i>Tabela 13: Características das VRP’s para o Cenário 3.....</i>	<i>69</i>

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Lista de siglas

CMN	Caudal Mínimo Noturno
EPAL	Empresa Portuguesa de Águas Livres
ERSAR	Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos
ETA	Estação de Tratamento de Água
IWA	International Water Association
MDT	Modelo Digital do Terreno
PVC	Policloreto de Vinila
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PN	Pressão Nominal
SGBD	Sistema de Gestão de Base de Dados
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SQL	Structured Query Language
VRP	Válvula Redutora de Pressão

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Índice

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Enquadramento Geral	1
1.2.	Motivação do Trabalho	3
1.3.	Organização do Trabalho	4
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1.	Sistemas de Abastecimento Público de Água	6
2.1.1.	Componentes dos Sistemas de Abastecimento Público de Água	6
2.2.	Indicadores de Desempenho	10
2.3.	Balanço Hídrico	11
2.4.	Zonas de Medição e Controle	13
2.5.	Caudal Mínimo Noturno	15
2.6.	Gestão da Pressão	17
2.7.	Técnicas para Detecção, Localização e Reparação de Roturas	19
2.8.	Conceitos Introdutórios da Modelação e Simulação Hidráulica	22
2.8.1.	Elementos do modelo	23
2.8.2.	Construção dos modelos	26
2.8.3.	Calibração e validação dos modelos	27
2.9.	Sistemas de Informação Geográfica	28
3.	ESTUDO DE CASO	30
3.1.	Enquadramento	30
3.2.	Localização geográfica	30
3.3.	Descrição da zona de estudo	31
3.4.	Criação do modelo hidráulico	37
3.4.1.	Altimetria	39
3.5.	Análise dos caudais de entrada no sistema	41

3.5.1.	Análises dos picos de caudais máximos	43
3.5.1.1.	Evolução do Caudal Mínimo Noturno	46
3.5.1.2.	Fatores de Ponta	48
3.6.	Cenário atual da rede	50
3.7.	Cenário 1	54
3.8.	Cenário 2	58
3.9.	Cenário 3	62
3.10.	Análise e comparação entre os cenários propostos	66
4.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	71
4.1.	Conclusões	71
4.2.	Sugestões para trabalhos Futuros	72
5.	BIBLIOGRAFIA	73

1. Introdução

1.1. Enquadramento Geral

De acordo com a Organização das Nações Unidas, o processo de urbanização aumentou significativamente nos últimos anos. A tendência é que esse ritmo de crescimento continue a aumentar consideravelmente nas próximas décadas (United Nations, 2015). As Nações Unidas, através do Relatório da Prospecção da População Urbana de 2015 verificou uma superioridade da população mundial urbana face à população mundial rural nos últimos anos (Figura 1). Este relatório mostra a projeção da população mundial até ao ano de 2050 (com base na evolução da população verificada desde a década de 1950), e aponta para uma tendência contínua de crescimento urbano e, conseqüentemente, do aumento do consumo de água.

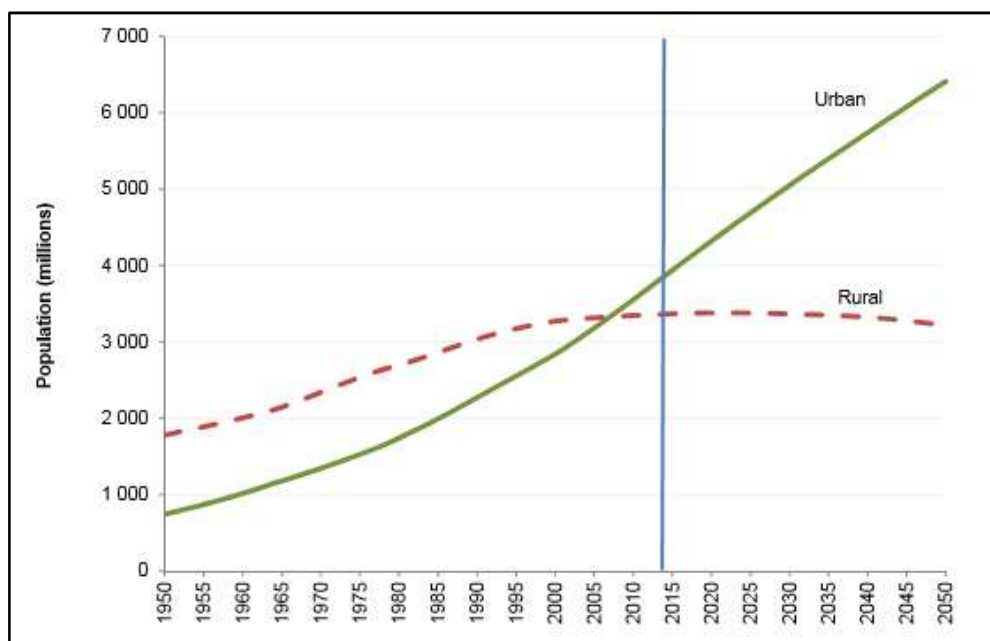


Figura 1: Populações urbanas e rurais no mundo (1950/2050). (United Nations, 2015)

O processo que se interpreta a partir da Figura 1, além do aumento da população mundial total, é o êxodo rural, no qual a população das zonas rurais (dispersa em pequenos aglomerados) migra em direção às cidades à procura de melhor qualidade de vida e

oportunidades de emprego. Ao contrário das zonas rurais, os centros urbanos caracterizam-se por uma maior aglomeração de pessoas e uma maior densidade da população.

A relação entre o consumo de água e o aumento da população mundial é mais complexo do que se imagina. Há quem diga, por exemplo, que para além do número de pessoas deve-se observar a composição e a distribuição espacial das mesmas, o estilo de vida e o nível de desenvolvimento da população. No Brasil há alguns anos atrás, por exemplo, observou-se uma mudança de comportamento: a taxa de natalidade diminuía significativamente aliada a uma melhoria da situação económica da população. A diminuição da taxa de natalidade, porém, não implica um decréscimo do consumo de água. O crescimento do poder económico das pessoas fez com que o consumo de água também aumentasse (Carmo, Dagnino, & Johansen ,2014).

Sabe-se que a água é um recurso natural cada vez mais escasso no nosso planeta. Apesar da maior parte da superfície do nosso planeta ser na sua maioria composta por água, somente uma pequena parcela desta é adequada para o consumo humano. De acordo com a *United States Geological Survey* (2016), a distribuição de água potável em todo o planeta não é uniforme. De toda água existente no mundo, cerca de 96,5% encontra-se nos oceanos, 0,9% encontra-se em fontes salinas e somente 2,5% representa a quantidade das águas doces. Desta percentagem de águas doces (2,5%), 68,7% estão nos icebergs, 30,1% nos lençóis freáticos e somente 1,2% estão nas superfícies e outras fontes mais acessíveis. Desta percentagem ainda (1,2%), somente uma pequena parte está mais acessível, como lagos e rios (Figura 2).

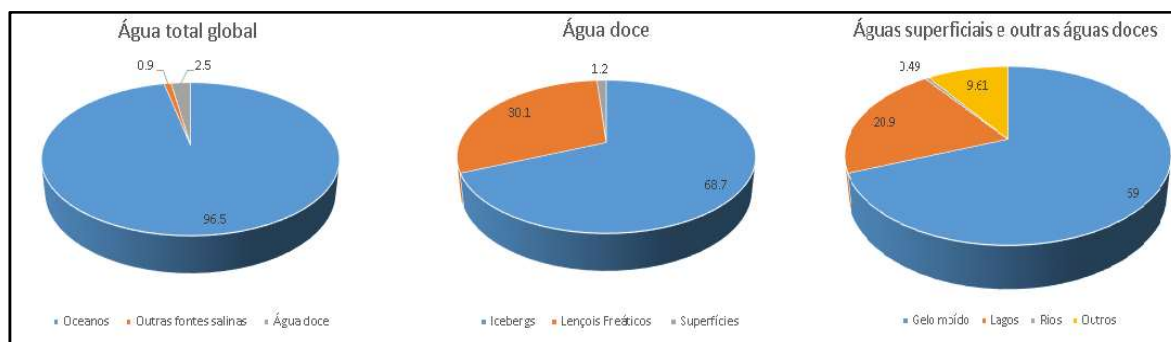


Figura 2: Distribuição de água no mundo

Adaptado de Gleick (1993)

O crescimento populacional, a aglomeração da população em grandes centros urbanos, as mudanças nos padrões de produção e consumo entre outros fatores conduzem a um

consumo de água insustentável. Sabe-se que o meio ambiente tem o poder natural de regeneração. De acordo com a *World Water Assessment Programme* (2003), essa capacidade de regeneração natural do meio ambiente está em risco. Os danos ambientais como por exemplo a desflorestação e a erosão, que impedem a infiltração natural da água no subsolo, causam uma perturbação nos sistemas naturais e colocam em causa a disponibilidade de água em um futuro próximo. Uma das diversas resultantes dos danos ambientais são as alterações climáticas e variações pluviométricas em todo o mundo. Os impactes das alterações climáticas relacionadas com a água estão sendo observados através de enchentes e secas mais prolongadas e severas, mudança drástica nas variações de temperaturas e na distribuição espacial de chuvas e outros aspetos (UN Water, 2010). O efeito que as alterações climáticas acarretam para os sistemas de abastecimento público de água dizem respeito a uma maior procura pela água e, conseqüentemente, maior complexidade de gestão dos sistemas. Os modelos matemáticos de simulação hidráulica enquadram-se justamente no auxílio da gestão dos sistemas públicos de distribuição de água.

1.2. Motivação do Trabalho

O crescente aumento dos níveis mundiais de consumo de água, aliado com o crescimento, por vezes desordenado, das redes de distribuição de água, demonstram as mudanças e evoluções recentes ao nível da complexidade de gestão e exploração dos sistemas de abastecimento público de água.

Tais mudanças inevitavelmente originam alguns problemas, tais como mudanças nos níveis de qualidade da água, falta ou excesso de pressão na rede e aumento nos níveis de perdas. Quanto maiores forem os sistemas de abastecimento público de água, sejam em extensões das redes, em acréscimos de consumos ou em outros aspetos, maiores serão as dificuldades a níveis de gestão e exploração dos mesmos. Estes problemas são identificados, principalmente, na perceção dos baixos indicadores de desempenho, sobretudo nas Entidades Gestoras com elevadas percentagens de perdas.

Percebido a evolução dos sistemas de abastecimento de água e respetivos problemas associados, é possível então destacar um conjunto de ações para combater os tais problemas identificados. Os objetivos destas ações visam promover o desenvolvimento com sustentabilidade do serviço prestado e a proteção ambiental, realizando assim uma gestão

mais eficiente do uso da água. A utilização de ferramentas de modelação e simulação hidráulica, com a finalidade de melhorar a gestão e exploração dos sistemas públicos de abastecimento de água, auxilia o gestor na tomada de decisões, já que os modelos podem simular o comportamento hidráulico da rede em diferentes cenários. Como tendência o setor tem por objetivo, com auxílio dos modelos de simulação hidráulica, realizar:

- O uso eficiente da água;
- Reduzir consumos de energia;
- Melhorar a qualidade da água;
- Otimizar recursos disponíveis;
- Reduzir o volume total de perdas;
- Realizar uma melhor gestão de pressões;
- Gerir melhor as infraestruturas.

1.3. Organização do Trabalho

Este trabalho está subdividido em quatro capítulos, cujo conteúdo se transcreve a seguir:

I Introdução – Neste capítulo aborda-se o contexto em que este trabalho está inserido, o crescimento demográfico mundial, as mudanças climáticas, a escassez de recursos hídricos e os altos padrões de consumo de água.

II Revisão bibliográfica – Neste capítulo faz-se referência aos sistemas de abastecimento público de água, de forma geral, bem como as suas características e funcionalidades. Aborda-se também os processos de gestão de um sistema de abastecimento de água, bem como parâmetros para sua análise e interpretação, citando indicadores de desempenho, balanço hídrico, zonas de medição e controle e técnicas para obter uma melhor gestão da pressão. Por fim, faz-se uma revisão sobre os modelos matemáticos de simulação hidráulica, explorando assuntos como os elementos que compõem os modelos e a construção e calibração desses modelos.

III Estudo de caso – Nesta secção é realizado um estudo de uma parte do sistema de abastecimento de água do concelho de Ourém (Portugal), denominado “Zona de Medição e Controlo do Bairro”, localizado na freguesia de Nossa Senhora das Misericórdias. Começa

com a atualização do cadastro da rede em campo, fase à qual se segue a caracterização do sistema com auxílio do SGBD da empresa e ferramentas de Sistema de Informação Geográfica (SIG). A simulação hidráulica é feita através do *software* EPANET 2.0. Posteriormente é feita uma análise dos resultados, de forma a identificar os principais problemas e respectivas soluções para melhor desempenho do sistema.

IV Conclusões – Faz referência às conclusões obtidas através da interpretação e análise dos resultados obtidos no capítulo anterior.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Sistemas de Abastecimento Público de Água

Desde os tempos antigos, têm-se notícia da existência dos sistemas de abastecimento público de água. Na Roma antiga, por exemplo, houve uma preocupação dos seus governantes em organizar a captação e distribuição das águas nos prédios públicos, principais zonas de aglomeração da população e pontos estratégicos da cidade. Também pode-se citar que naquela época era um desafio realizar as constantes manutenções das infraestruturas, como dutos e aquedutos, e ainda fiscalizar o volume de água consumido. As autoridades públicas, desde aqueles tempos, tinham consciência que esse tipo de serviço estava associado ao desenvolvimento, salubridade e prosperidade das cidades (Rückert, 2017). Em meados do século XIX, com a revolução industrial na Europa e as doenças que surgiram naquela época, o abastecimento público de água nas cidades voltou a ter uma especial atenção de todos. Com o objetivo de promover o desenvolvimento económico e diminuir os casos de doenças, as ações do poder público para além de ampliar a rede de distribuição de água, passa por modernizar a rede e o tratamento da água (Rückert, 2017). A qualidade da água começa assim a ganhar importância, ainda que de forma modesta.

2.1.1. Componentes dos Sistemas de Abastecimento Público de Água

Os sistemas de abastecimento público de água em várias partes do mundo têm sido classificados em duas partes: sistemas na vertente em alta e sistemas na vertente em baixa. O sistema na vertente em alta compreende as etapas de captação, tratamento, elevação, transporte e armazenamento; enquanto o sistema na vertente em baixa refere-se à distribuição de água até ao utilizador final (ERSAR, 2018). A infraestrutura do sistema é composta por estações elevatórias, reservatórios, condutas, juntas de ligação, ventosas, válvulas reguladoras de caudal e pressão, hidrantes, medidores de caudal e outros acessórios (Alegre et al., 2006). O sistema é caracterizado pelas seguintes etapas (Figura 3):

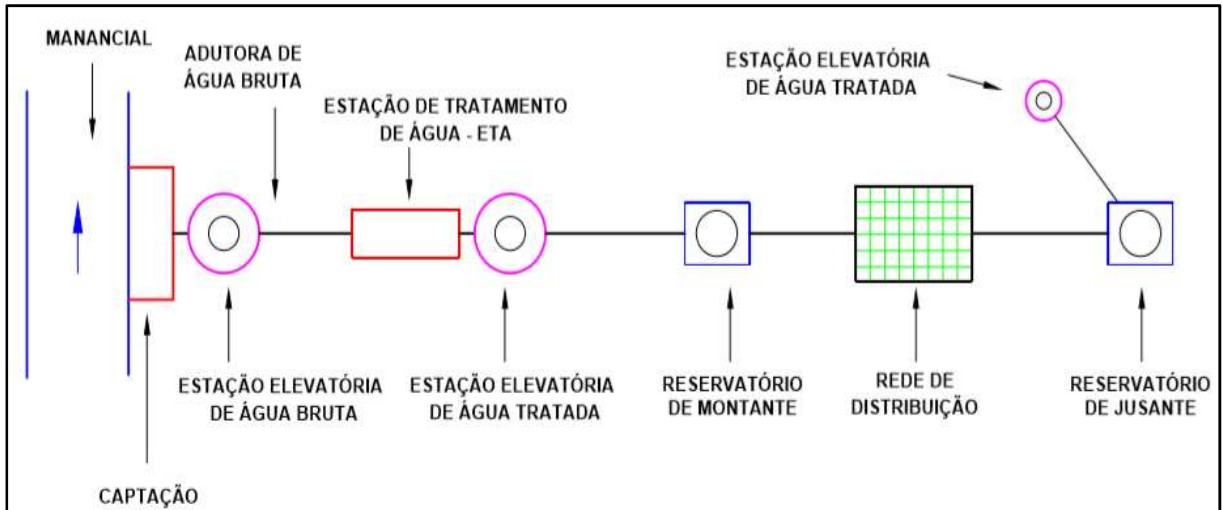


Figura 3: Unidades e componentes do sistema de abastecimento público de água.
Adaptado de Heller & Pádua (2006)

A captação corresponde à primeira componente do sistema de abastecimento público de água, que consiste na retirada de água dos mananciais superficial e subterrâneo. A infraestrutura de captação deve ser compatível com as necessidades de abastecimento da população (ERSAR, 2018). Segundo Heller L. , et al., (2006) na concepção de projetos de captação, especialmente a partir de captações de rio, deve-se observar as características dos cursos de água e das suas margens, isso porque as intempéries podem afetar a qualidade da água captada, já para não referir o risco de inundação das margens. Ainda segundo Heller L. , et al., (2006), além das captações convencionais em rios, existem outras modalidades de captação de águas, e as classifica como:

- i) captações de águas superficiais: águas de barragem, fio de água ou direta, reservatório de lagos múltiplos e captações não convencionais;
- ii) (ii) captação de águas subterrâneas: poços tubulares rasos ou profundos, cisternas, aquíferos, outros.

As Estações de Tratamento de Água (ETA) são uma importante etapa no processo de abastecimento de água. As operações nas ETA têm por objetivo tornar a água bruta captada em água própria para consumo humano. Nesta etapa são feitas correções físicas, químicas e bacteriológicas. Segundo a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP, 2018), para o tratamento de águas convencionais, nove fases são identificadas, sendo elas: (i) Pré-cloração: adição de cloro na estação para retirada de matéria orgânica e materiais; (ii) Pré-alkalinização: adição de cal ou soda para adaptação do pH nos níveis adequados para as próximas fases; (iii) Coagulação: são adicionados coagulantes como

sulfato de alumínio, seguido de uma agitação da água, facilitando a agregação das partículas indesejáveis; (iv) Floculação: mistura lenta da água para promover a formação de flocos com as partículas; (v) Decantação: separação dos flocos de sujeira através da travessia em grandes tanques; (vi) Filtração: a água atravessa filtros formados por pedras, areias e carvão de antracito para retenção da sujeira que restou da fase anterior; (vii) Pós-alkalinização: nova correção do pH para impedir corrosão ou incrustação das tubagens; (viii) Desinfecção: adição de cloro líquido para garantir a isenção de bactérias e vírus; (ix) Fluoretação: adição de flúor na água para prevenção de cáries.

Levando em consideração a facilidade de operação e manutenção, assim como o aumento da segurança e da eficiência energética, o ideal seria que todos os sistemas de distribuição de água funcionassem por gravidade (Heller, et al., 2010). Em muitos casos isso não é possível, sendo por isso necessário a instalação de estações elevatórias, pois é fundamental vencer grandes desníveis e alcançar grandes distâncias. Os grupos motobombas são os principais componentes das estações elevatórias e desempenham o papel de conduzir a água a cotas mais elevadas. No dimensionamento dos grupos motobombas três parâmetros devem ser observados com maior atenção (Heller L. , et al., 2010): caudal, altura manométrica, potência e rendimento.

As adutoras, conjunto de condutas que têm por objetivo transportar a água da captação ou da estação de tratamento até aos reservatórios de armazenamento (ERSAR, 2018), têm o seu traçado definido de acordo com critérios técnicos e económicos. Dessa forma a topografia do terreno tem uma importância acrescida na instalação das condutas. Os perfis das adutoras devem estar posicionados preferencialmente abaixo da linha piezométrica por questões de estabilidade hidráulica (Heller L. , et al., 2010).

O armazenamento de água é feito por reservatórios para suprir a necessidade e variação de consumo, auxiliar em situações de emergência (como o combate a incêndios e/ou avaria) e equilibrar as pressões na rede. O dimensionamento dos reservatórios deve ter em consideração as necessidades de água para o dia de maior consumo (Sá Marques & Souza, 2011). Uma significativa parte dos sistemas de abastecimento de água necessita de estações elevatórias para adução e reserva de água, onde o consumo de energia representa um dos principais custos de operação. Desta forma, e para reduzir os custos operacionais, o enchimento dos reservatórios deve ocorrer durante o período noturno, quando as tarifas energéticas são mais baixas. Na operação dos reservatórios é aconselhável ter um

profissional capacitado para verificar constantemente os níveis de água nos reservatórios, para que não haja imprevistos, ou em alternativa a implementação de um sistema de monitorização contínua dos níveis dos reservatórios (sistemas SCADA).

As redes de distribuição de água consiste em um conjunto de condutas e acessórios que permitem o fornecimento de água em quantidade e qualidade suficientes, devem seguir o mesmo traçado dos arruamentos de forma harmónica com as outras infraestruturas já existentes. De acordo com o Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto, uma das disposições construtivas é a profundidade mínima de 80 cm a que deve ser instalada a conduta. De acordo com Sá Marques & Souza (2011), em relação ao traçado da rede em planta classifica-se em três tipos distintos, a saber: (i) rede ramificada; (ii) rede emalhadada; e (iii) rede mista (Figura 4). As redes ramificadas têm o sentido de escoamento bem definido e o caudal em cada conduta é em função dos consumos a jusante. Nas redes emalhadas a alimentação das condutas pode ser realizada pelos dois extremos, ao contrário das redes ramificadas, que torna possível a inversão do sentido de escoamento. Por fim as redes mistas caracterizam-se por formar malhas nas condutas principais e ramificações nas condutas secundárias.

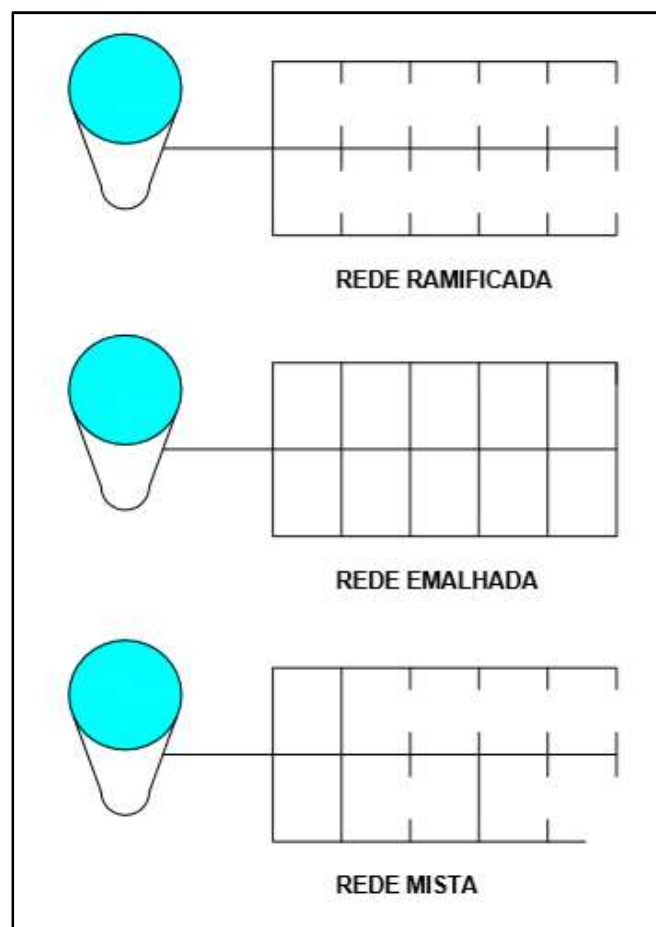


Figura 4: Classificação das redes de distribuição de água.
Adaptado de Sá Marques & Souza, (2011)

2.2. Indicadores de Desempenho

Os indicadores de desempenho são avaliações feitas através de uma metodologia que quantifica a qualidade dos serviços prestados ou seja, a eficiência e eficácia dos serviços prestados. Segundo Alegre et al., (2004) a eficiência mede até que ponto os recursos disponíveis são utilizados para melhorar a produção do serviço, já a eficácia mede até que ponto os objetivos de gestão foram cumpridos.

No ano 2000 a Internacional Water Association (IWA) publicou um manual de boas práticas aplicadas aos serviços de abastecimento público de água. Neste documento pretendeu-se, de forma genérica, definir metodologias de avaliação quanto aos serviços prestados pelas entidades gestoras, tal como analisar as necessidades dos utentes através de indicadores de desempenho. Resumidamente, o resultado deste manual refletiu-se em subgrupos de seis indicadores de desempenho, a saber: indicadores de recursos hídricos;

recursos humanos; infraestruturas; operacionais; qualidade de serviços e indicadores económicos financeiros. Em complemento aos grupos de indicadores de desempenho mais relevantes, sugeriu-se três níveis de prioridades (N1, N2 e N3), tornando assim a análise mais detalhada (Alegre et al., (2005).

Em Portugal, e tendo por base a experiência adquirida com a implementação dos indicadores de desempenho, melhoramentos e adaptações surgiram, resultando em uma 2ª geração de indicadores de desempenho, adequados aos serviços de água portugueses. Esta 2ª geração de indicadores de desempenho, publicada pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), reverteu-se em uma diminuição do número de indicadores a calcular e na revisão de alguns valores de referência.

Mais recentemente, em 2017 a ERSAR publicou a 3ª geração do sistema de avaliação da qualidade dos serviços de águas portuguesas, tendo por base a evolução recente do setor da água em Portugal e os objetivos a alcançar a curto e a médio prazo.

As vantagens de aplicação dos indicadores de desempenho para as entidades gestoras são diversas, segundo Alegre et al., (2004) algumas delas são: facilidade de rotinas de *Benchmarking*, comparando o desempenho interno das unidades operacionais e compração de desempenho de outras entidades gestoras semelhantes; facilidade de análises e respostas pró ativas por parte de gestores; e evidência dos pontos fortes e fracos de uma entidade gestora, facilitando a tomada de decisões para medidas corretivas.

No processo de avaliação da qualidade do serviço prestado, a água não faturada faz parte de um dos indicadores de desempenho. Entende-se por água não faturada a diferença entre o volume de água à entrada do sistema e o volume do consumo de água autorizado faturado (os conceitos de volume de água à entrada do sistema e o consumo de água autorizado, serão abordados posteriormente). Nesse contexto a redução da percentagem da água não faturada faz parte da melhoria dos níveis globais de desempenho das entidades gestoras.

2.3. Balanço Hídrico

O balanço hídrico, em regra geral realizado anualmente pelas entidades gestoras, nada mais é do que uma auditoria aos volumes de água à entrada e saída do sistema, onde os principais componentes do consumo e perdas são quantificados e ponderados (Arison, 2012).

Através desse procedimento é possível quantificar o impacto financeiro nos serviços de fornecimento de água e avaliá-los. A Tabela 1 mostra as componentes e etapas do balanço hídrico anual em um sistema de abastecimento de água (International Water Association, 2000):

- Passo 1: Definir o volume de água à entrada do sistema e inserir na coluna A;
- Passo 2: Determinar o consumo medido faturado e o consumo não medido e faturado na coluna D; inserir o total no consumo autorizado faturado (Coluna C) e água faturada (Coluna E);
- Passo 3: Calcular o volume de água não faturada (Coluna E), como a diferença de volume de entrada no sistema (Coluna A) menos a água faturada (Coluna E);
- Passo 4: Definir o consumo medido não faturado e consumo não medido e não faturado (Coluna D). Transferir o total para o consumo autorizado não faturado (Coluna C);
- Passo 5: Adicionar os volumes de consumo autorizado faturado e consumo autorizado não faturado (Coluna C). Inserir a soma como consumo autorizado (Coluna B);
- Passo 6: Calcular as perdas de água (Coluna B) como a diferença entre o volume de entrada no sistema (Coluna A) e o consumo autorizado (Coluna B);
- Passo 7: Avaliar os componentes do consumo não autorizado e das incoerências de medição (Coluna D) pelos melhores meios disponíveis, adicionar estes e inserir a soma em perdas aparentes (Coluna C);
- Passo 8: Calcular as perdas reais (Coluna C) como a diferença entre as perdas de água totais (Coluna B) e as perdas aparentes (Coluna C);
- Passo 9: Avaliar as componentes das perdas reais (Coluna D) pelos melhores meios disponíveis (análise do caudal mínimo noturno, frequência de ocorrência de novas roturas, modelação, entre outros), adicionar estes volumes e comparar com o volume de perdas reais na (Coluna C), proveniente do Passo 8.

Tabela 1: Componentes do Balanço hídrico para um sistema de distribuição de água.
Adaptado de: (International Water Association, 2000)

A	B	C	D	E
Volume de Entrada no Sistema m ³ /ano	Consumo Autorizado m ³ /ano	Consumo Autorizado faturado m ³ /ano	Consumo medido faturado, (incluindo água exportada)	Água faturada m ³ /ano
			Consumo faturado não medido	
		Consumo Autorizado não faturado m ³ /ano	Consumo medido não faturado	Água não faturada m ³ /ano
			Consumo não medido não faturado	
	Perdas de água m ³ /ano	Perdas Aparentes m ³ /ano	Consumo não autorizado	
			Erros de medição	
		Perdas reais m ³ /ano	Roturas na rede	
			Extravasamento de tanques e reservatórios	
	Fugas em juntas de ligação até ao contador de ramal ou limite de propriedade			

2.4. Zonas de Medição e Controle

De acordo com Gomes (2011) nos sistemas de abastecimento público de água na vertente em “baixa” é onde se verifica o maior potencial de ganho de eficiência em relação às perdas de água, devido à alta complexidade e extensão das redes. Nesse sentido, torna-se primordial para as entidades gestoras identificarem as ineficiências do sistema e buscar melhorias. Segundo Alegre et al., (2005) as Zonas de Medição e Controle (ZMC) consiste em uma técnica de apoio à gestão das perdas (reais e aparentes), criada a partir das subdivisões da rede através de zonas com contornos fixos, bem identificados de forma a obter o balanço de caudais e o respetivo comportamentos de consumos, como demonstra a Figura 5. Segundo Farley (2001), as ZMC permitem:

- i) identificar e localizar consumos noturnos;
- ii) gerir a pressão em cada subsistema da rede, a fim de se atingir um nível ótimo de pressões ao longo de toda a rede;
- iii) controlo ativo das perdas na rede.

Segundo Gomes (2011), o processo indicado para definir uma ZMC, começa por se dividir a rede em setores em grandes dimensões (entre 10000 a 50000 ramais). A partir de então outros setores podem ser subdivididos, sempre observando a características do terreno, os níveis de operação dos reservatórios, o comportamento hidráulico do sistema, o estado de conservação das infraestruturas, a densidade de ramais e a capacidade financeira da entidade gestora. Esta última está relacionada com o facto da implementação de ZMC implicar (em alguns casos) investimentos iniciais consideráveis, relacionados com a aquisição e instalação de válvulas e estações de monitorização de caudais e pressões. De acordo com Walski, et al., (2003), em redes predominantemente urbanas, o número máximo de ramais de ligação por ZMC deve variar entre 500 e 3000 ramais de ligação. Em alternativa, e em zonas predominantemente rurais, o comprimento da rede deve ser tido em consideração para definir a dimensão de cada ZMC.

Em relação às desvantagens de implantação da ZMC, Monteiro (2017) descreve sobre o acréscimo de condutas de extremidades, que pode afetar a qualidade da água, bem como os custos de instalação de novas condutas, além dos custos de monitorização e manutenção das ZMC.

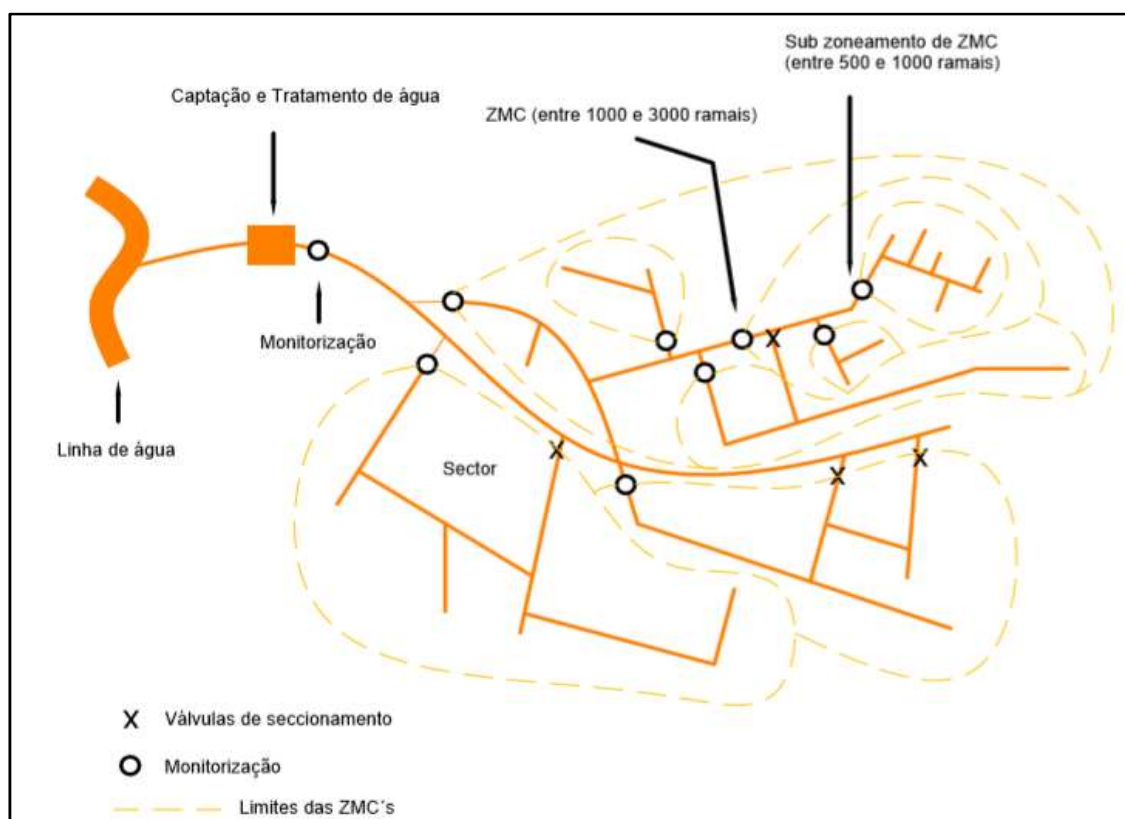


Figura 5: Exemplo de subdivisões de uma rede de distribuição de água.
Adaptado de Farley (2001)

2.5. Caudal Mínimo Noturno

Levando-se em consideração que nas zonas residenciais a maior parte da população não está ativa no período noturno (horário de menor consumo, aproximadamente entre a 1 e as 5 horas da madrugada) e que os caudais superiores ao normal nestes períodos não são habituais (Figura 6), induz a equipa técnica da entidade gestora supor que haja fuga em uma determinada parte da rede (Farley, 2001). Este procedimento permite tanto acompanhar o comportamento dos consumos noturnos quanto a deteção de aumentos súbitos de caudal na rede que possam estar associados a fugas (Alegre et al., 2005).

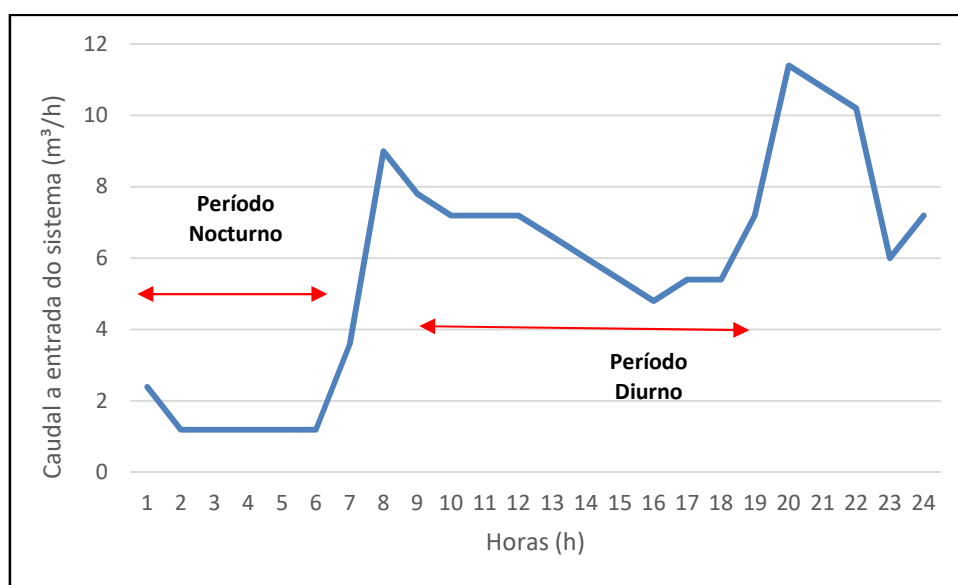


Figura 6: Exemplo de comportamento típico de consumo, ao longo do dia, zona residencial Bairro/Ourém.

À semelhança do procedimento do cálculo do Balanço Hídrico, o cálculo do caudal mínimo noturno também segue uma metodologia para estimar as suas componentes (consumo e perdas de água no período noturno), (Tabela 2). De forma a ter melhores resultados, este procedimento é indicado em redes de distribuição de água em que o valor global das perdas aparentes pode ser desprezado. Além disso, a rede deve estar devidamente equipada com aparelhos de monitorização, permitindo a observação de variações instantâneas de caudais que possam estar relacionados com a ocorrência de fugas/roturas.

Tabela 2: Componentes do caudal mínimo noturno
 Extraído de: Gomes (2011)

Caudal mínimo noturno (m ³ /h)	Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega (m ³ /h)	Consumo medido e/ou estimado (m ³ /h)	Grandes consumos não domésticos (m ³ /h)
			Pequenos consumos não domésticos (m ³ /h)
			Consumos domésticos (m ³ /h)
	Perdas a montante do ponto de entrega (m ³ /h)	Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega (m ³ /h)	Perdas reais (m ³ /h)
		Perdas no ramal de ligação a montante do ponto de entrega (m ³ /h)	
		Perdas na rede de distribuição (m ³ /h)	
	Serviço de manutenção, lavagem de filtros e limpeza de reservatórios (m ³ /h)		

O caudal mínimo noturno refere-se ao caudal à entrada do sistema durante o período de menor consumo, inclui as seguintes componentes, de acordo com Gomes (2011):

- Caudal médio e/ou estimado no ponto de entrega: caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega durante o período de menor consumo.
- Perdas a montante do ponto de entrega: diferença entre o caudal mínimo noturno à entrada do sistema e o caudal médio e/ou estimado no ponto de entrega.
- Consumo medido e/ou estimado: somatório do consumo autorizado medido e/ou estimado, ao nível do ponto de entrega (corresponde aos grandes consumos não domésticos, pequenos consumos não domésticos e consumos domésticos).
- Perdas reais: diferença entre o caudal mínimo noturno à entrada do sistema e o consumo medido e/ou estimado.
- Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega: diferença entre o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega e o consumo medido e/ou estimado.

2.6. Gestão da Pressão

É conhecido que as perdas (reais e aparentes) nos sistemas de abastecimento público de água são relevantes, ainda mais em tempos de escassez hídrica e alterações climáticas. Por tal motivo as empresas de distribuição de água em todo o mundo procuram alternativas para reduzir o volume de perdas e tornar, cada vez mais, o sistema de distribuição de água mais sustentável. De acordo com Gomes, Sá Marques, & Sousa (2013) o valor global das perdas reais dependem de vários fatores, entre os quais: a frequência de roturas, a pressão de serviço, a velocidade e a qualidade das reparações, a idade das infraestruturas e outros. Neste contexto a gestão das pressões é de extrema importância para reduzir os volumes global de perdas. Segundo Gomes (2011) a correta gestão das pressões pode ser alcançada de várias formas, tais como: através da otimização do funcionamento das estações elevatórias com conjunto motobombas de velocidade variável, divisão da rede de distribuição de água por patamares de pressão em função da topografia do terreno e ainda através de instalação de Válvulas Redutoras de Pressão (VRP). Esta última estratégia, ainda segundo Gomes (2011) tem a vantagem de ser utilizada em qualquer ponto da rede, permitindo o ajuste da pressão a jusante. As VRP's disponíveis no mercado podem ser agrupadas da seguinte forma, em função do seu princípio de funcionamento:

- *VRP de pressão fixa à saída:* É determinada uma pressão a jusante da VRP. Recomenda-se a utilização desse tipo de dispositivo quando não há oscilações significativas de pressões ou consumos ao longo do tempo. Pode ser interessante caso seja necessário fixar a pressão de serviço à entrada de setores;
- *VRP modulada em função do consumo:* É indicada em casos onde existem flutuações de caudais ao longo do tempo, causadas pela mudança do padrão de consumos, por exemplo em zonas turísticas, balneares e religiosas. Para a operação desse tipo de VRP, um medidor de caudal deve estar interligado à VRP;
- *VRP com pressão à saída modulada por tempo:* A utilização deste tipo de dispositivo é recomendada quando as variações de pressões e consumos são regulares e significativas, ou seja, mudança de padrões de consumo consideráveis e bem determinadas ao longo do tempo. Por exemplo, podem ser utilizadas para a gestão das pressões (elevadas) durante o período noturno;

- *VRP modulada em função da pressão*: De acordo com a pressão medida em vários pontos da rede, em especial nos pontos críticos, este tipo de dispositivo ajusta a pressão de serviço para valores de referência pretendidos.

Os benefícios de gestão da pressão em toda rede são vários, podendo destacar-se: a redução das perdas de água; a estabilidade da pressão na rede de distribuição; a conservação das infraestruturas da rede e a diminuição o número de novas roturas. Entre as desvantagens destacam-se a redução dos consumos (perda de faturação) e a instabilidade das pressões à saída da VRP (quando mal dimensionadas).

De acordo com Alegre, et al., (2005), a implantação de um sistema de gestão da pressão deve ser realizada em etapas e de forma integrada. A Figura 7 apresenta uma possível metodologia para a gestão da pressão, tendo por bases as características dos sistemas de abastecimento público de água. Ainda segundo Alegre et al., (2005) a gestão da pressão deve observar vários requisitos prévios de funcionamento do sistema e posteriormente avaliar os resultados, tendo em consideração:

- O correto enchimento dos reservatórios no período noturno;
- Prever e estabelecer procedimentos para evitar o mau funcionamento de VRP's;
- Garantir as pressões mínimas e máximas em todos os pontos da rede, independentemente da topografia;
- Analisar as relações entre pressões e perdas de água e os seus efeitos;
- Analisar as relações entre pressões e o número de ocorrências de novas roturas.

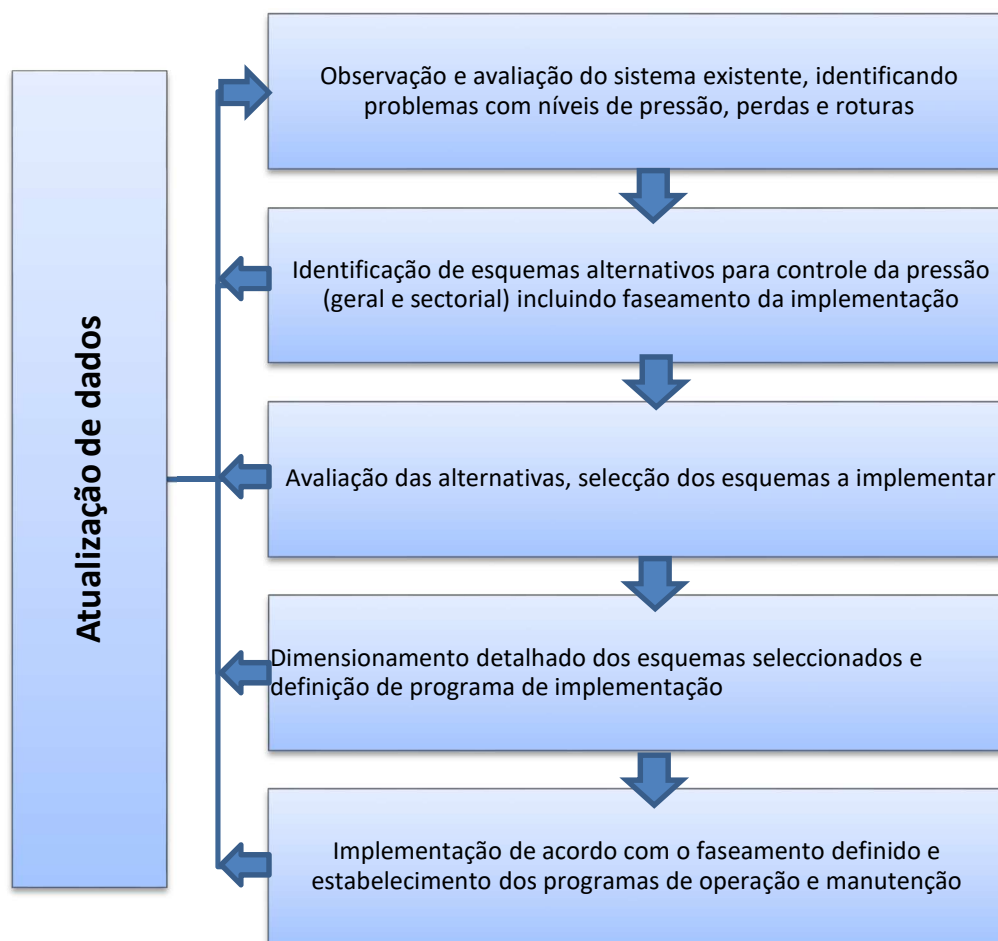


Figura 7: Faseamento na concepção e implementação de um programa de gestão de pressão.
Adaptado de: Alegreet al., (2005)

2.7. Técnicas para Detecção, Localização e Reparação de Roturas

As perdas de água provocadas por roturas, além de representar custos adicionais na produção de água e desperdício de recursos naturais, constituem um dos principais indicadores de desempenho para as entidades gestoras. As perdas ocorrem em diversas partes do sistema de distribuição de água, principalmente em juntas, reservatórios, condutas e ramais de ligação. De um modo geral as perdas de água provocadas por roturas em condutas não são relevantes em relação ao volume total de água perdida, principalmente se a perda for visível e a reparação da rotura for realizada imediatamente (Gomes, 2011). Por outro lado, as pequenas roturas podem representar grandes volumes de perdas, caso a sua

identificação não seja imediata. Nestas circunstâncias o controlo ativo de perdas, pode ser descrita da seguinte forma:

- Tempo de deteção: tempo médio entre a ocorrência de uma rotura e a consciência do facto por parte da entidade gestora;
- Tempo de localização: tempo médio que a entidade gestora necessita para localizar a rotura, uma vez que até então ela tem apenas consciência da existência da rotura;
- Tempo de reparação: tempo médio que a entidade gestora necessita para regularizar e reparar os danos causados pela rotura.

A deteção de ruturas depende do processo de análise e interpretação do comportamento da rede. Anteriormente mencionou-se sobre a importância das Zonas de Medição e Controlo (ZMC) e do Caudal Mínimo Noturno (CMN) para a monitorização da rede, no tópico a seguir também serão abordados esses temas agora no sentido de técnicas para deteção de fugas. De acordo com Pilcher, et al., (2007) e Fallis, et al., (2011), as técnicas mais conhecidas para deteção de fugas em sistemas de distribuição de água são:

- *Step Test*: Método pelo qual é possível detetar fugas através de bloqueios temporários de sucessivas áreas por meio de válvulas (de jusante para montante). Identificado o caudal à entrada do sistema (ou de uma ZMC), o isolamento de uma zona em áreas menores, permite analisar a variação do caudal à entrada do sistema. Uma queda brusca do caudal, não compatível com os consumos na zona estudada, pode estar relacionada com uma fuga, que deverá ser investigado. Os períodos mais oportunos para a realização desse tipo de técnica de deteção são os noturnos, pois o teste implica interrupções na rede, além de ser necessário a execução do teste em condições mínimas de consumo. Segundo Pilcher, et al., (2007) existem dois métodos para a realização do Step Test: (i) Método de isolamento que abrange o fechamento progressivo de válvulas de seccionamento a partir do ponto mais distante do medidor de caudal, e em direção ao medidor de caudal. Neste caso, o caudal registado à entrada do sistema durante o teste tende a cair para zero. A desvantagem desse método é a possível despressurização do sistema; (ii) Método de isolamento temporário da rede: envolve o fechamento de válvulas de seccionamento e o registo das reduções de caudais. Uma vez registado o caudal as válvulas são (re)abertas. A complexidade de interpretação dos resultados

obtidos a partir deste tipo de testes é a principal desvantagem desta técnica, já que a redução do caudal pode estar associada ao tempo de recarga das etapas anteriores.

- *Medição zonada ou setorização da rede em ZMC*: A utilização das ZMC para deteção de fugas, segundo Gomes (2011), é fundamental para a caracterização espacial das fugas ao longo da rede, mesmo que ainda não permita diretamente o controle de perdas. Por outro lado, alguns métodos para controlo ativos de perdas necessitam da área setorizada para aplicação de suas técnicas. Ainda de acordo com Gomes (2011) a setorização da rede em ZMC permite fazer a gestão das pressões ao longo do dia, de acordo com os consumos, e nalguns casos permite reduzir o aparecimento de novas roturas e/ou o caudal que se escaca através de fugas existentes.
- *Loggers acústicos*: O método de deteção de fugas através de loggers acústicos começou a ser utilizado a partir da década de 1990, de forma a substituir outros métodos. Segundo Farley (2001) e Pilcher, et al., (2007) essa técnica é um meio mais eficiente de detetar fugas, sendo utilizada pelos profissionais da área como uma alternativa ao *Step Test*. Consiste no registo de ruídos, que será interpretado como fuga, com auxílio de aparelhos específicos equipados com microfones nas suas extremidades. Os operadores dos Loggers, através da prática, conseguem distinguir os vários tipos de ruído que as tubagens transmitem e ter uma boa interpretação dos resultados através da comparação de resultados analisados nas proximidades. A indicação de fuga representa um nível alto de decibéis e propagação de ruído agudo (Pilcher, et al., 2007). Segundo Gomes (2011) cita que esse tipo de deteção de fugas é recomendado para zonas sensíveis em que a interrupção do serviço de água ou a diminuição da pressão poderá afetar o consumo e a qualidade da água.

Após a etapa de deteção, ou seja, consciência de que existe uma ou mais fugas, o próximo passo é a localização da rotura/fuga. A etapa de deteção permite às entidades gestoras reduzir o campo de busca para que se proceda à localização de fugas com maior rapidez e precisão. As técnicas mais conhecidas são:

- *Injeção e rastreamento a gás*: Devido à utilização de outras técnicas com sucesso na maioria dos casos, a injeção e rastreamento a gás para a localização de fugas tem vindo a ser menos utilizada. Recomenda apenas em casos específicos em que se verifique condutas principais não metálicas e de baixa pressão. Para execução da técnica é necessário que o gás seja injetado na tubagem e rastreado até que ele saia no ponto de

fuga (Farley, 2001). A desvantagem desse tipo de técnica é a quantidade de furos que devem ser feitos na superfície, espaçados aproximadamente de 1 metro ao longo do traçado da conduta. As vantagens de utilizar esta técnica é a velocidade de rastreamento que pode localizar várias fugas com pequenos furos em uma única secção de conduta além da facilidade de encontrar fugas em locais próximos da superfície.

- *Inspeção visual das características do solo e das infraestruturas*: Apesar de ser uma atividade simples e sem grandes custos operacionais, a observação visual do sistema como um todo é uma das principais técnicas de localização de fugas. Segundo Gomes (2011) observar as características do solo como afloramentos de água, vegetação ou musgos pode indicar fugas. Na parte das infraestruturas a inspeção visual indireta está relacionada com a utilização de câmaras de vídeo em locais de difícil acesso como no interior das condutas, já a inspeção visual direta refere-se simplesmente à observação de reservatórios, condutas não enterradas e acessórios.
- *Radar de penetração no solo*: A técnica permite obter informações do subsolo através de ondas eletromagnéticas de alta frequência. A mudança de material, ou condições da superfície, refletem essas ondas de radar. A possibilidade de haver fugas é interpretado através da identificação de vazios subterrâneos, causados pelo movimento da água que se liberta de roturas, ou pela mudança de características do material, causado pela saturação do solo (Fallis, et al., 2011).
- *Sensores acústicos*: Os sensores acústicos ou microfones podem ser usados como ferramentas de localização de fugas através da audição do ruído que a água emite quando escapa por pequenos furos. Em muitos casos os microfones são fixados em hastes e manuseados na superfície do solo, acima da conduta. Para não obter ruídos provenientes de outras fontes aconselha-se que os ensaios sejam realizados durante o período noturno.

2.8. Conceitos Introdutórios da Modelação e Simulação Hidráulica

Modelação e simulação hidráulica sugerem uma imitação ou representação matemática do sistema hidráulico real, com a finalidade de se estudar o comportamento do sistema hidráulico, de acordo com as mais variadas alterações que se fazem ao longo do

tempo. Em uma rede complexa e com grandes dimensões é quase impossível analisar o seu comportamento usando os métodos tradicionais. Face a essas dificuldades a modelação torna-se oportuna para antecipar problemas e suas respectivas soluções, auxiliando o engenheiro na tomada de decisões. Os softwares de modelação hidráulica, na sua maioria, também conseguem analisar parâmetros de qualidade da água. Em resumo a modelação de um sistema de distribuição de água pode ser usado para diversas finalidades (Walski, et al. , 2003; Gomes 2011)

- gestão e análise do sistema como um todo;
- análise de parâmetros da qualidade da água;
- estudar e gerir a rede através da gestão da pressão e gestão do uso de energia
- criar planos de investimentos a curto, médio e longo prazo;
- ter controlo operacional em tempo real;
- avaliar comportamento hidráulico para variações previsíveis de consumos;
- comparar diferentes alternativas para fornecimento, transporte, armazenamento e distribuição de água.

Ainda, segundo Alegre et al., (2006), os modelos de simulação hidráulica destacam-se por outras utilizações: (i) dimensionamento dos sistemas através da escolha dos mais adequados diâmetros das condutas; (ii) auxílio no desenvolvimento de planos estratégicos; (iii) controlo das perdas de água através das reduções de pressões em momentos específicos; (iv) apoio na setorização da rede, de forma a estudar a viabilidade da mudança ou criação de novos setores.

2.8.1. Elementos do modelo

Para realizar uma simulação hidráulica de uma rede de distribuição de água, é necessário conhecer todos os elementos que compõe essa rede. Quanto maior for a qualidade das informações do sistema real e sua respetiva representação no modelo, maior será a confiança nos resultados da simulação hidráulica. A representação do sistema de distribuição de água é realizada com desenhos esquemáticos (Figura8). Esses desenhos esquemáticos apresentam um conjunto de nós, ligados por troços, reservatórios e estações elevatórias (Tabela 3).

Tabela 3: Elementos comuns na modelagem.
Adaptado de Walski, et al.,(2003)

Elemento	Tipo de representação	Função
Reservatório	Nó	Regularizar as flutuações do consumo na rede, servir de reserva de emergência e fixar a pressão à entrada do sistema
Tanque	Nó	Armazena água no sistema para fazer face aos momentos de grande uso
Junção	Nó	Remove ou adiciona água de/para o sistema
Conduta	Troço	Transmite água de um nó para outro
Bomba	Nó ou troço	Fornecimento de energia ao sistema para superar os desníveis topográficos e perdas de carga
Válvulas	Nó ou troço	Controla o escoamento ou pressão no sistema de acordo com critérios e/ou necessidades

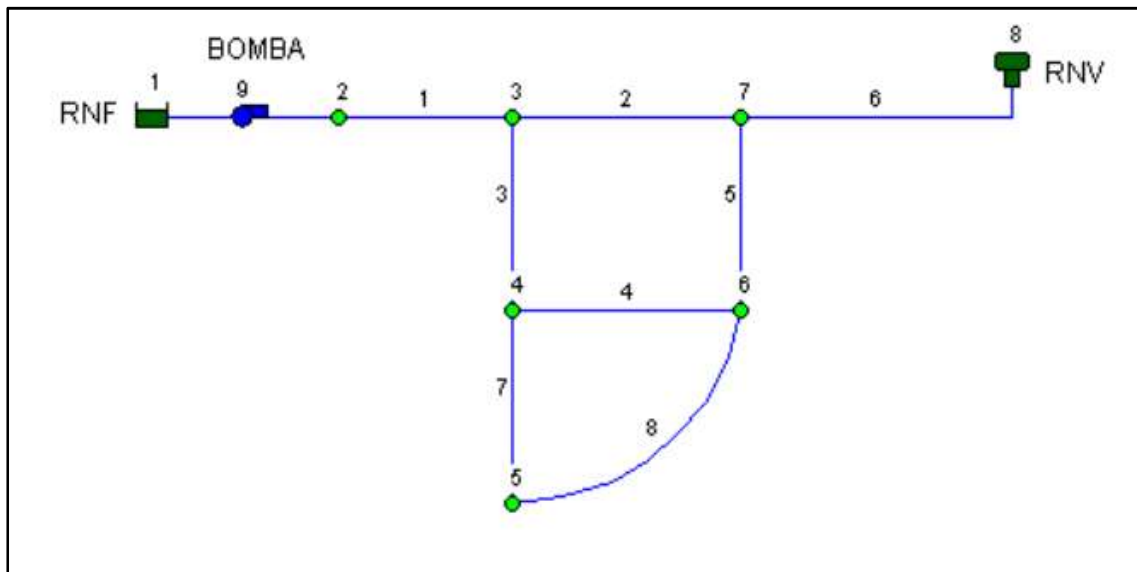


Figura 8: Representatividade dos elementos comuns da modelação, no Software EPANET 2.0. Extraído Manual do Epanet, (2002)

Para efeito de modelação os reservatórios são uma fonte infinita de água ou seja, representam reservas de água cujo nível praticamente não se altera durante o período de análise. Este tipo de elemento é considerado uma condição de fronteira nos modelos de simulação hidráulica, e fixa a cota piezométrica à entrada do sistema (Walski, et al., 2003).

Ao contrário dos reservatórios os tanques de armazenamento têm um volume finito de água, que varia de acordo com o consumo na rede. Os tanques estão posicionados em vários pontos da rede, com maior frequência nos locais mais altos, para equilibrar as pressões na rede durante os períodos de maior consumo e ainda para fazer face a situações de incêndio/avaria (Walski, et al., 2003; Trifunovic', 2015).

As junções, ou nós de ligação, necessariamente não precisam ligar elementos, uma vez que a junção pode representar também um ponto final de rede (ponto morto). Este tipo de elemento é utilizado para representar os nós de início e fim de uma conduta, a interceção entre condutas e ainda pontos de retirada/entrada de água no sistema.

As condutas ou troços tem a função de transportar a água até os locais de consumo. Segundo Sá Marques & Souza (2011), como existe uma variedade significativa de tipos de condutas no mercado, a escolha do material deve ser analisada de acordo com alguns fatores, entre eles a resistência às pressões internas, rugosidade interior, resistência à corrosão interna e externa, custo por metro linear e facilidade de execução. As condutas encontradas em mercado têm comprimento de seis metros, podem ser fabricadas em ferro fundido, policloreto de vinilo (PVC) e polietileno.

Os grupos motobombas são elementos que adicionam energia ao sistema de forma a elevar o gradiente hidráulico, vencendo diferenças de desnível e perdas de cargas ao longo das condutas. Na maioria dos sistemas de abastecimento público de água são utilizadas bombas do tipo centrífuga, que podem ter eixo de rotação horizontal ou vertical. Esse tipo de bomba é comumente utilizado por ter alta confiabilidade, baixo custo de manutenção e longevidade.

As válvulas são elementos de manobra (operação) e segurança do sistema, cada uma com uma funcionalidade específica. Existem vários tipos, dentre os quais Sá Marques & Souza (2011) e Walski, et al., (2003) destacam os seguintes: (i) válvulas de seccionamento; (ii) válvulas redutoras de pressão; (iii) válvulas de retenção; (iv) válvulas de alívio; (v) válvulas reguladoras de caudal; (vi) válvulas borboletas; (vii) ventosas.

2.8.2. Construção dos modelos

O desenvolvimento e construção de um modelo de simulação hidráulica, segundo Alegre et al., (2006), deve respeitar um conjunto de etapas de forma que possa garantir um melhor aproveitamento dos recursos investidos, desde a elaboração de uma solução inicial até as fases de manutenção do modelo durante sua vida útil. De acordo com o mesmo, as etapas propostas e principais objetivos estão descritos na Tabela 4.

*Tabela 4: Etapas para desenvolvimento de um modelo.
Adaptado de Alegre et al., (2006)*

Etapa A	Planeamento do modelo: estudar, estabelecer prioridades e identificação das necessidades
Etapa B	Construção do modelo: Descrição física detalhada das infraestruturas; geração dos dados em falta.
Etapa C	Construção do modelo: Descrição de consumo e caudais na rede; produção dos padrões de consumo, etc.
Etapa D	Construção do modelo: Controle operacional; levantamento das regras de operação do sistema.
Etapa E	Implementação de solução base: Compilação de ficheiros referentes a cenários modelados, e estabelecimento das respectivas soluções.
Etapa F	Calibração do modelo: Calibração iterativa; identificação de falhas e realização de ensaios em campo.
Etapa G	Exploração do modelo: Reavaliar as prioridades estabelecidas; definir procedimentos para utilização do modelo.

Entretanto, de acordo com Trifunovic' (2015), o processo de construção de um modelo de simulação hidráulica consiste em 5 fases. A primeira corresponde à recolha dos dados de entrada ou mais conhecidos como *inputs*. A boa qualidade dos resultados dá-se, um dos motivos, pela precisão e boa condução de recolha dos dados. Dentre esses dados estão o layout geral do sistema, a topografia, os padrões de consumo de água, a identificação dos nós e condutas, entre outros. A segunda fase corresponde à fase de esquematização do sistema. Quanto maior for a gama de informação e detalhe, maior será o tempo despendido para a construção do modelo e maior o tempo de cálculo. Por isso, em alguns estudos, faz-se necessário a simplificação ou até mesmo a eliminação de condutas de diâmetro reduzido que tenham pouca influência no comportamento hidráulico do sistema. Demasiada

informação torna o modelo complexo e aumenta a dificuldade em manuseá-lo. A terceira fase constitui a elaboração do modelo. Nesta fase são inseridos os elementos como bombas, condutas, reservatórios, nós de consumo e outros. Para cada software de modelação hidráulica existe uma correlação entre o elemento e sua funcionalidade. A introdução do consumo no modelo representa a quarta fase. Nesta etapa são representados os consumos em cada nó, incluindo os padrões de variação do consumo. Em sistemas complexos, que representam a maioria dos casos, é aconselhável realizar simplificações: algumas áreas de consumo são convertidas em consumos nodais, outros consumos ao longo dos troços são divididos entre os nós de montante e jusante. A quinta fase corresponde aos testes. É verificado nesta etapa a correspondência do modelo com a realidade. Neste contexto, as medições de pressões e caudais em campo são fundamentais para a calibração do modelo. A última fase refere-se à análise de problemas concretos, bem como a proposta de soluções alternativas para melhoria do desempenho do sistema.

2.8.3. Calibração e validação dos modelos

A calibração dos modelos matemáticos de simulação hidráulica consiste em ajustar os parâmetros já inseridos no modelo, de forma a adaptar esses modelos numéricos à realidade. Fazem parte desses ajustes o coeficiente de rugosidade interior das condutas e consumos nodais, entre outros. A finalização dessa adaptação ocorre quando se observa a similaridade da simulação com a realidade, verificada em campo por meio de testes e técnicas de calibração (E.Ormsbee & Lingireddy, 2004). Os testes de calibração são realizados com auxílio de aparelhos adequados, podendo destacar (i) manómetros: mede a pressão na rede ou pode acumular as variações de pressões com auxílio de datalogger's, para posterior interpretação; (ii) medidores de caudal: esse tipo de aparelho permite ter uma ideia do consumo na rede, existem vários tipos de medidores de caudal disponíveis no mercado desde eletromagnéticos até mecânicos. Devem estar posicionados em locais apropriados como entrada e saída de reservatórios, estações de bombeamento e ramais de ligação.

Como os parâmetros a serem calibrados de certa forma são variáveis desconhecidas, o processo de calibração é feito de forma iterativa, até se observar resultados aceitáveis e próximos. Porém o modelo de qualidade da água requer um pouco mais de rigor na sua calibração (Gomes, 2011), assunto que não cabe no âmbito desta dissertação.

2.9. Sistemas de Informação Geográfica

Na gestão eficiente de um sistema de abastecimento de água faz-se necessário trabalhar com várias informações de naturezas diferentes, como informações económicas e financeiras, características físicas dos elementos da rede e informações espaciais sobre a localização dos seus respetivos elementos. De acordo com Patiño & Solano (2004), essas informações são armazenadas em arquivos de diferentes formatos, por exemplo: (i) as informações sobre os elementos das redes normalmente são armazenadas em formatos de tabelas; (ii) informações económico-financeiras, como cadastro de clientes, são guardadas em banco de dados do sistema; e (iii) informações espaciais são guardadas em mapas topográficos. A atualização de informação em arquivos diferentes de forma simultânea faz-se possível através do Sistema de Informação Geográfica (SIG), capaz de vincular vários tipos de informações, com apoio de uma interface gráfica. Portanto uma ferramenta SIG armazena e associa informações espaciais com informações alfanuméricas. Ainda segundo Patiño & Solano (2004) cita que, em resumo, SIG é uma ferramenta que faz alusão a “um banco de dados georreferenciado”.

Para realizar uma representação gráfica de dados espaciais em ferramentas SIG, existem duas metodologias: uma em modelo vetorial e outra em modelo raster. A primeira metodologia as informações espaciais são representadas por pontos, linhas ou polígonos, contendo pelo menos um par de coordenadas. O modelo raster é feito através da caracterização de dados por meio de matrizes, em que cada célula equivale informações do respetivo ponto selecionado. As vantagens de se utilizar representação gráfica tipo raster, são várias, (Aires, 2018): estrutura de dados mais simples; facilidade de sobreposição de informações; e fácil manipulação de imagens digitais. Entre as desvantagens estão: a estrutura de formato é pouco compacta; e os desenhos de representação são pouco estéticos (fronteiras quadradas). Outra função do raster é representar modelos digitais do terreno (MDT), através de conjunto de pontos elevados e organizados no raster.

Segundo Patiño & Solano (2004) uma estrutura exemplar para aplicação de SIG (Figura 9) tem como parte central um banco de gestão de dados, que interprete dados alfanuméricos e dados georreferenciados, por exemplo informações de clientes e endereços dos clientes, respetivamente. Os outros departamentos de uma estrutura de SIG ideal são: (i) Sistema de Informação ao Cliente, em que os serviços devem estar relacionados a uma base

de dados e conter informações relativas aos clientes; (ii) Gerenciamento Administrativo, permite acesso às informações económico-financeiras da entidade gestora; e por fim (iii) Gerenciamento Técnico, que contém informações técnicas sobre os elementos da rede. Essa última parte de estrutura do SIG é de especial importância por ter funções mais específicas, como manter o controlo na operação do sistema através da criação, calibração e atualizações constantes de modelos matemáticos de simulação hidráulica.

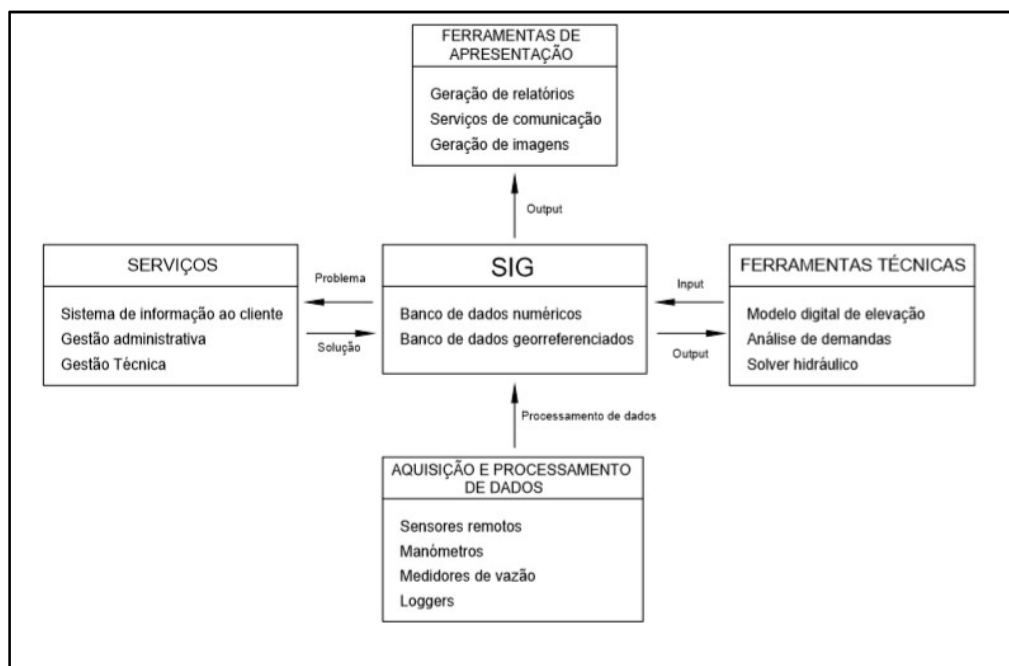


Figura 9: Configuração SIG em um sistema de abastecimento de água.
Adaptado de Patiño & Solano (2004)

3. Estudo de Caso

3.1. Enquadramento

Neste capítulo, será apresentado como ocorreu a construção do modelo matemático de simulação hidráulica, serão abordados as análises dos volumes de entrada de água no sistema, assim como consumos dos respetivos clientes. O modelo embasa-se na rede de distribuição de água denominada “Bairro”, na qual abastece uma das regiões da freguesia de Nossa Senhora das Misericórdias, Ourém.

3.2. Localização geográfica

A rede de distribuição de água em análise pertence à freguesia de Nossa Senhora das Misericórdias, a qual faz parte do concelho de Ourém, pertencente ao distrito de Santarém, centro de Portugal e sub-região do médio Tejo. O concelho de Ourém está subdividido em dezoito freguesias, a saber: Alburitel, Autouguia, Caixarias, Espite, Fátima, Freixiandia, Ribeira do Farrió, Formigas, Gondemaria, Olival, Matas, Cercal, Nossa Senhora da Piedade, Nossa Senhora das Misericórdias, Rio de Couros, Casal dos Bernardos, Seiça e Urqueira. O concelho faz fronteira ao norte com o município de Pombal, a leste por Ferreira do Zererê e Tomar, a Nordeste por Alvaiázere, a sudeste por Torres Novas, a sudoeste por Alcacena e a oeste por Leiria e Batalha. A freguesia de Nossa Senhora das Misericórdias, onde realizou-se os estudos, está localizada na região centro-sul do concelho (Figura 10).

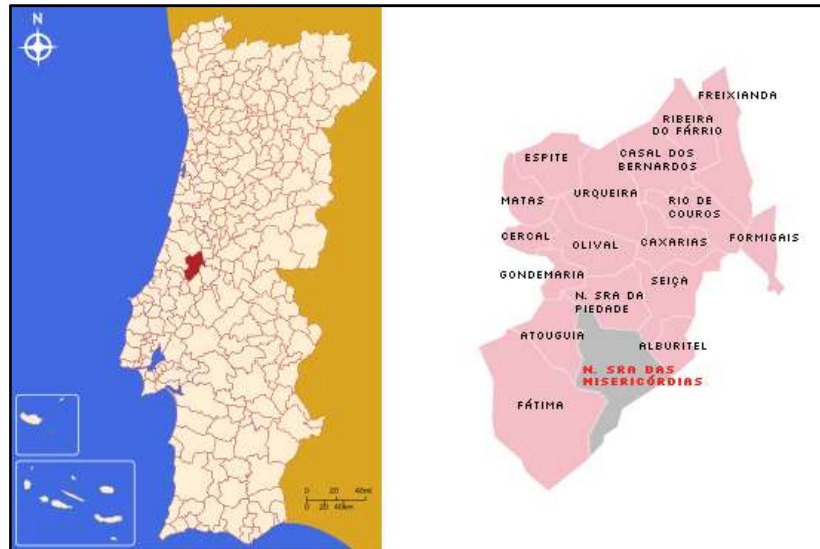


Figura 10: Localização da zona de estudo. Adaptado de Wikipédia.

3.3. Descrição da zona de estudo

Para a realização do caso de estudo foi identificada uma ZMC na freguesia de Nossa Senhora das Misericórdias, aglomerado com a designação “Bairro”, localizado no limite sul/sudeste do concelho (Figura 11). O sistema de abastecimento público de água é caracterizado por receber água de origem do sistema na vertente em alta, Empresa Portuguesa de Águas Livres (EPAL), que por sua vez é distribuída de forma gravítica até aos pontos de consumo.

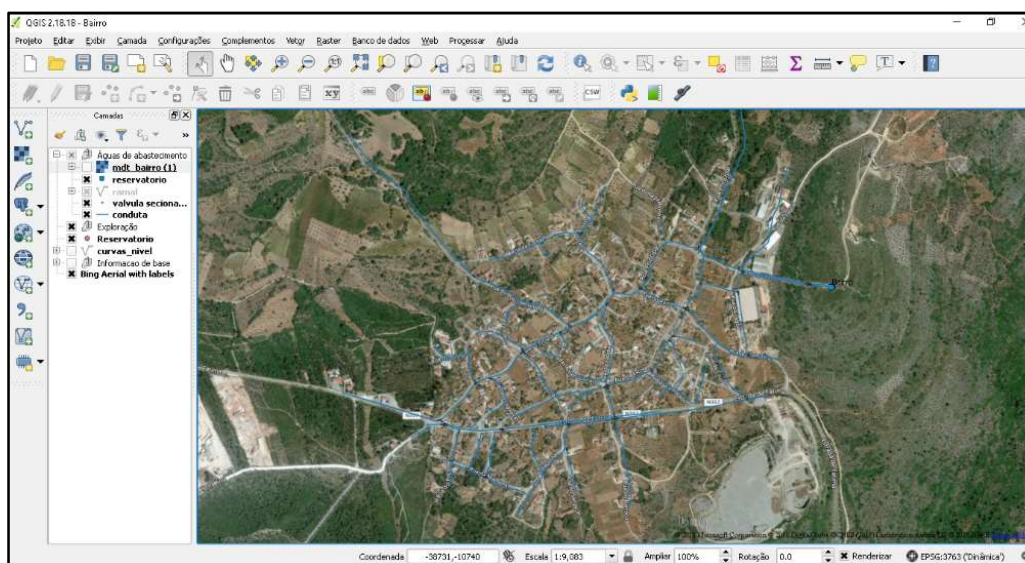


Figura 11: ZMC Bairro, Ourém. Imagem Bing/Qgis

O reservatório do “Bairro” caracteriza-se por ter uma capacidade de armazenamento de aproximadamente 180m³, com um diâmetro interno de 7,8 metros e uma altura entre as lajes de aproximadamente 3,8 metros. Tais dados puderam ser recolhidos e validados em campo, assim como demonstra a Figura 12.



Figura 12: Coleta e validação dos dados do reservatório.

Dentre as infraestruturas do subsistema do “Bairro” estão caracterizados 12764 metros de condutas de distribuição do tipo PVC (maioritariamente), Classe de Pressão Nominal 10, distribuídos em 122 troços, variando os diâmetros externos de 63 a 110 milímetros. Foram

identificados no total 352 ramais na rede, sendo que 45 correspondem a hidrantes (bocas-de-incêndio), 12 ventosas e 295 clientes (na sua maioria domésticos), como demonstra a Tabela 5 e Figura 13. No subsistema do “Bairro” não existem válvulas redutoras de pressão, apenas válvulas de seccionamento, sendo estas últimas 65 unidades em pontos estratégicos.



Figura 13: Infraestruturas da rede: ramal de ligação a boca-de-incêndio (esquerda) e contador doméstico (direita)

Tabela 5: Resumo das infraestruturas do subsistema do “Bairro”.

Tabela Resumo das infraestruturas							
Conduitas	Material	Diâmetro externo (mm)	Classe de Pressão (Kgf/cm²)	Comprimento (m)	Função	Zona de Abastecimento	Estado de Operação
	PVC (majoritariamente) e Fibrocimento	110	PN 10	12764	Distribuição	Fátima	Em serviço
		90					
		63					
Ramais	Nº de Ramais	Material	Diâmetro	Classe de Pressão (Kgf/cm²)	Tipo		
	352	PEAD e Ferro Galvanizado	1", 1 1/2" e 2"	PN 10	Abastecimento - 295 Hidrante - 45 Ventosa - 12		
Válvulas	Nº de Válvulas de Seccionamento		Diâmetro externo (mm)		Estado de Operação		
	65		63 e 90		Aberto – 65		

Segundo o Censo de 2011 (Instituto Nacional de Estatística, 2011), a população residente total do município de Ourém é cerca de quarenta e seis mil habitantes (45932 habitantes), como mostra a Figura 14. Na freguesia de Nossa Senhora das Misericórdias, onde se realizou o estudo de caso, habitam cerca de cinco mil habitantes (5077 habitantes). Observou-se que a zona de estudo tem características rurais, onde se cultivam pequenas lavouras e hortas. Foi possível também observar a presença de poços, seja para limpeza das casas, de carros ou mesmo para pequenas regas.



Figura 14: Censo da População de Ourém. Fonte: (Instituto Nacional de Estatística, 2011)

Observou-se que a altimetria do subsistema do “Bairro” é, de certa forma, regular. Os pontos com maiores altimetrias rondam os 390 metros, já os pontos de menores cotas têm aproximadamente 225 metros. Como é de se esperar o reservatório fica nas proximidades do ponto mais alto da região. A maioria da rede de distribuição de água ronda os pontos de cota próximos aos 300 metros de altitude (Figura 15). No que se refere à recolha dos dados das altimetrias nos respetivos pontos, será abordada de forma mais detalhada posteriormente.

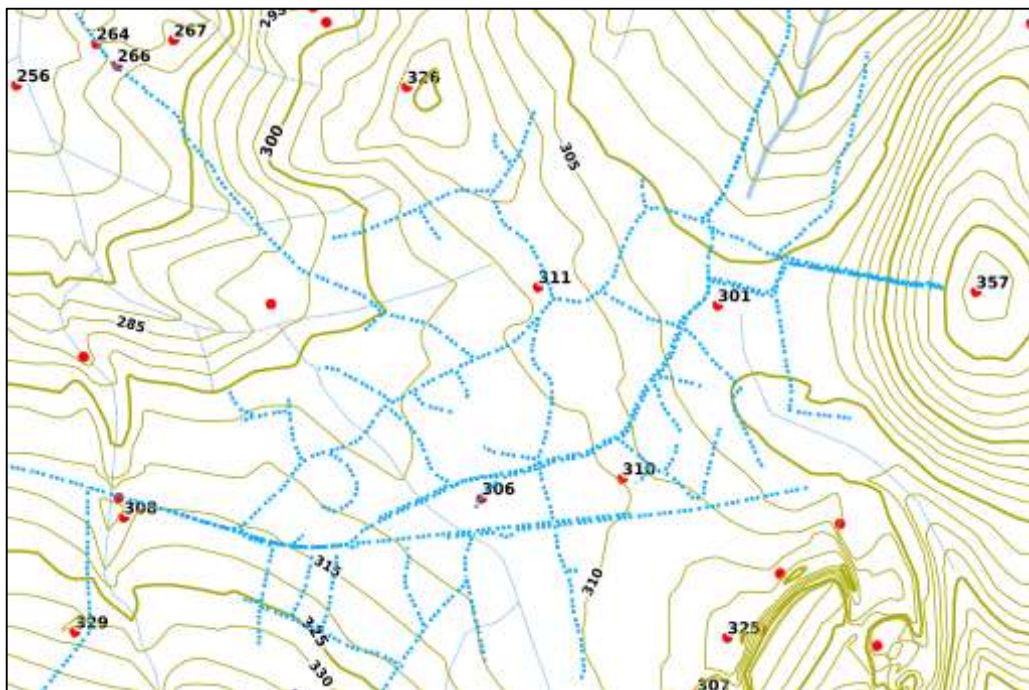


Figura 15: Traçado do subsistema do “Bairro” sobre planta topografica (Câmara Municipal de Ourém, 2018)

O estudo de caso analisado realizou-se em parceria com a entidade gestora Be Water - Águas de Ourém S.A, entidade responsável pelo abastecimento público de água no concelho de Ourém desde 1996, através do contrato de concessão para a exploração do sistema de captação, tratamento, adução e distribuição de água. Atualização do cadastro da Rede

O estudo desenvolvido teve início com a atualização e validação do cadastro da rede. A este respeito, as bocas-de-incêndio, válvulas e ramais de ligação foram localizados e relacionados com os respetivos pontos da rede. Tal informação é importante para posterior modelação da rede, como a associação dos consumos dos clientes ao longo dos troços e nós do modelo, indicação da localização de válvulas, ventosas e bocas-de-incêndio e, também, para a atualização de informações na base de dados da empresa. O referido trabalho de campo (Figura 16) decorreu ao longo de uma semana. Foram identificados 295 ramais de abastecimento de água por todo “Bairro”, na sua quase totalidade clientes de perfil doméstico. Para além da atualização do cadastro na rede, foram feitas observações quanto ao estado de conservação dos contadores e demais infraestruturas. Outra informação relevante quanto ao perfil dos clientes diz respeito ao facto de vários clientes utilizarem a água do poço para muitas tarefas domésticas – sendo que neste caso não há garantia da qualidade da água para consumo humano.

Na sessão de esclarecimento sobre a preservação de recursos hídricos do concelho de Ourém, realizado no dia 23/03/2018 pela Câmara municipal, em parceria com a Be Water, constatou-se que cerca de 25% da população da região não consome água tratada, disponibilizada pela entidade gestora.



Figura 16: Atualização do cadastro da rede

3.4. Criação do modelo hidráulico

Após o trabalho de campo, a criação do modelo de simulação hidráulica iniciou-se pela atualização do cadastro da rede no software de características free e open source QGIS, disponível na empresa. O software de informação geográfica, através do plugin GHydraulics faz tornar possível carregar informações em extensão “.qgs” e transformar em arquivos “.inp”. O percurso dessa funcionalidade envolve o Sistema de Gestão de Base de Dados (SGBD) da empresa que contém informações sobre todo o sistema de abastecimento público de água.

A manipulação do SGBD, através de linguagem de programação Structured Query Language (SQL), faz com que seja possível filtrar e organizar informações com a mesma estrutura do complemento GHydraulics. Por exemplo, os atributos contidos no elemento pipes (condutas) dentro do GHydraulics, estão organizadas segundo a disposição de características dos troços como identificação do troço, nó de começo e fim, comprimento, rugosidade e status. Os outros elementos (junctions, tanks, valves, pumps, reserviors) também faz-se necessário sua estruturação e organização das informações a serem selecionadas para posterior leitura (observar organização da lista de atributos GHydraulics, Figura 17). O

fluxograma da Figura 18 aborda, de forma simplificada, a metodologia utilizada para a criação do modelo em arquivo “.inp”.

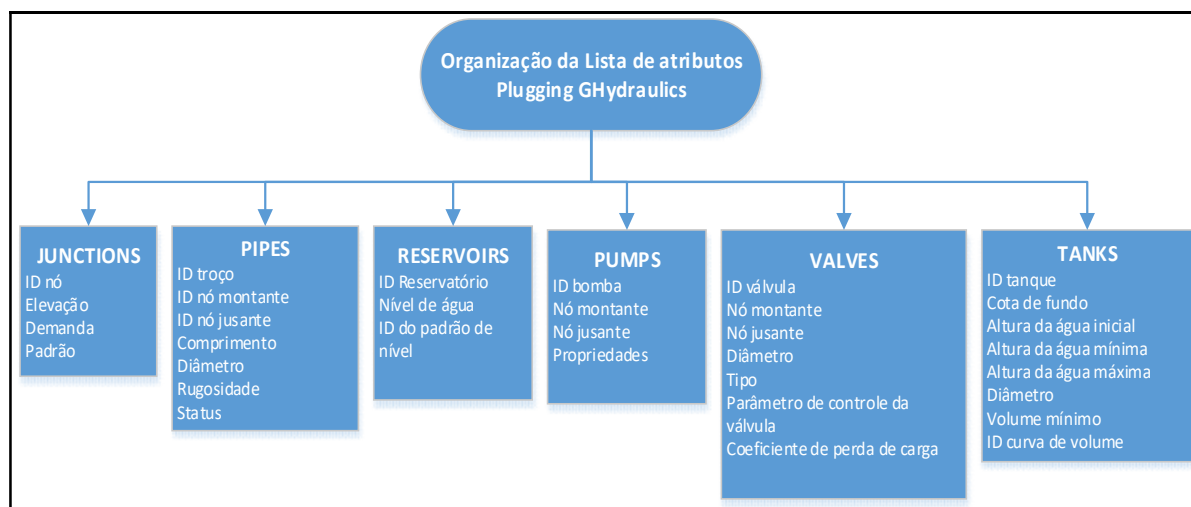


Figura 17: Lista de Atributos GHydraulics

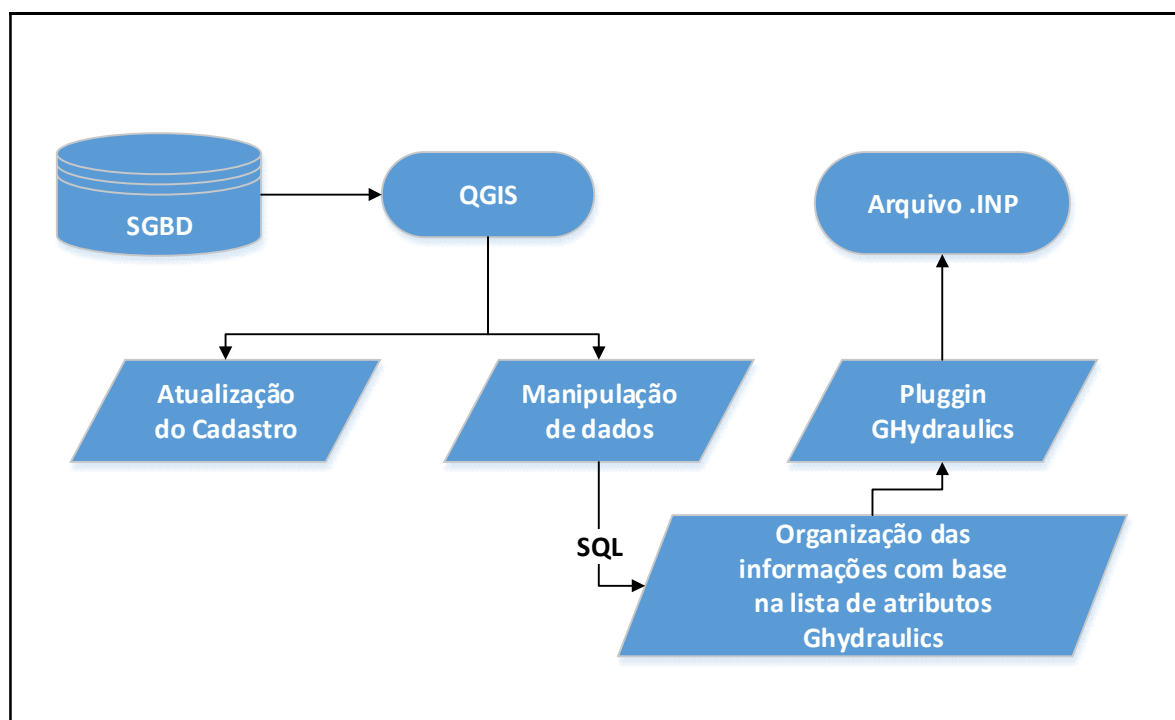


Figura 18: Fluxograma para criação do ficheiro de extensão “.inp”

Como resultado desse processo, obtém-se o modelo de simulação hidráulica no software free e open source: *EPANET 2.0* (Figura 19). A escolha do software EPANET para realizar a simulação hidráulica além de apresentar características de distribuição gratuita, simplicidade e é amplamente utilizado em entidades gestoras, por investigadores e no meio

académico. Entre as principais funcionalidades do software, destaca-se a gestão de dados por meio dos resultados extraídos através de tabelas e gráficos.

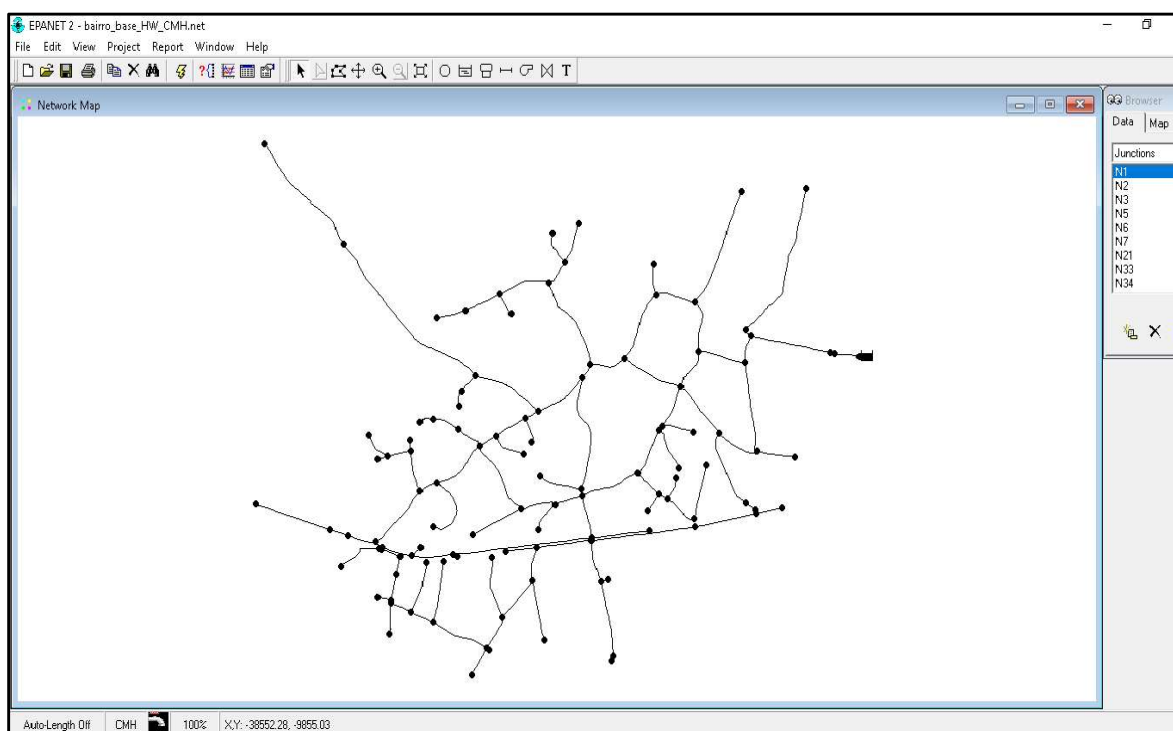


Figura 19: Modelo de simulação hidráulica

3.4.1. Altimetria

Para a associação das informações altimétricas a cada nó, informação imprescindível no processo de modelação hidráulica, fez-se necessário extrair dados a partir de informações altimétricas disponíveis na entidade gestora. Tais informações são curvas de níveis equidistantes de 5 metros. Apesar de não serem os melhores dados, pois o correto seria as cotas exatas em pontos específicos, são aceitáveis para um resultado global final. Para o tratamento da informação disponibilizada, procedeu-se à criação do Modelo Digital do Terreno (MDT), em formato matricial (*raster*). O procedimento fez-se necessário justamente pela inexistência de informações relativas em diferentes elementos do sistema de abastecimento público de água, sobretudo nas junções das condutas e outras particularidades. O MDT foi concebido a partir da funcionalidade *Topo To Raster* do *ArcGis* (Figuras 20 e 21). Tal funcionalidade interpola valores de elevação, de forma inteligente, que tem como

dados de entrada as curvas de nível. Assim sendo, cotas até então desconhecidas, são geradas através de uma interpolação de valores conhecidos das cotas do terreno.

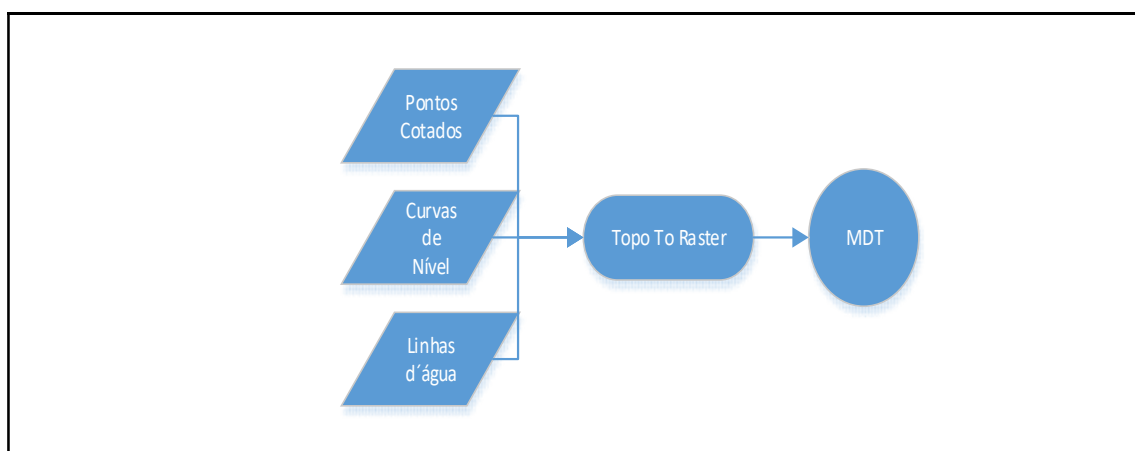


Figura 20: Processo de criação do MDT

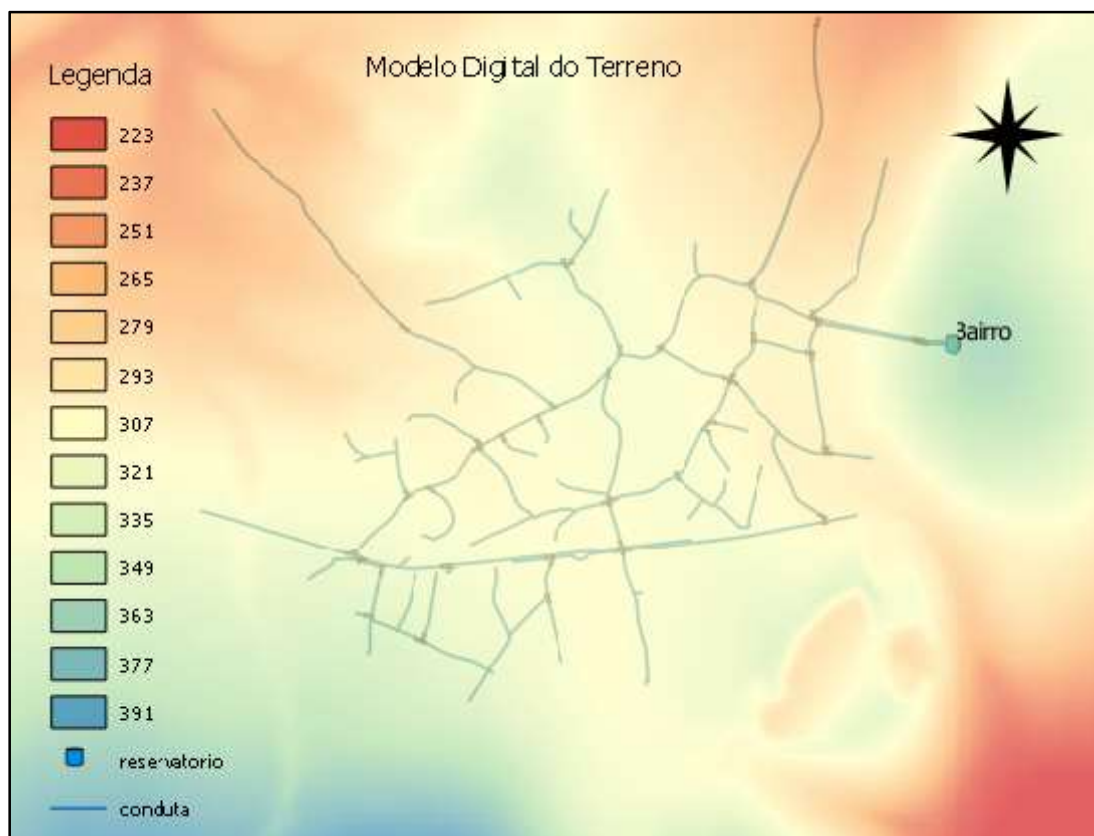


Figura 21: Resultado do MDT

Para a associação das cotas do terreno aos respectivos nós do modelo, fez-se necessário a utilização da extensão espacial PostGis. O PostGis é uma extensão espacial *free e open source*, que permite que elementos SIG sejam armazenados em banco de dados

(PostgreSQL). Além do mais o PostGIS dá suporte a índices espaciais e inclui funções para análise e processamento de objetos SIG (The PostGIS Development Group, 2018).

3.5. Análise dos caudais de entrada no sistema

O sistema de telegestão, implementado na empresa Be Water, aplica tecnologias de computação e comunicação em tempo real. Tem a finalidade de recolher dados em instalações geograficamente distintas, apresentando relatórios e informações gráficas relevantes, como comparação de valores de consumo, estado de operação das infraestruturas entre outras informações. Através dos caudais e volumes de entrada no sistema, identificados pelo sistema de telegestão, foi possível fazer análises e interpretações dos resultados.

Inicialmente fez-se uma análise macro dos resultados referentes a valores de entrada no sistema, observando padrões de consumo por meio dos caudais instantâneos, caudais médios máximos por hora e volumes diários. Através dos volumes diários de entrada no sistema percebeu-se a variação de consumo mensal ao decorrer do ano de 2017 (Figura 22 e Tabela 6). Os volumes mínimos e máximos diários para cada mês foram identificados, tal como os volumes totais mensais e por fim o volume total de entrada no sistema ao longo do ano de 2017.

Tabela 6: Análise dos volumes de entrada na rede ao longo do ano de 2017

Análises dos volumes de água à entrada da rede e ao longo do ano (m³)			
	Volume Mín. Diário (m ³)	Volume Máx. Diário (m ³)	Vol. Total (m ³)
Janeiro	73,0	164,3	3074,1
Fevereiro	73,1	119,2	2566,1
Março	74,1	129,3	3000,5
Abril	87,0	167,5	3554,3
Mai	102,5	171,6	4095,5
Junho	96,7	331,1	4888,2
Julho	101,7	222,8	4010,6
Agosto	118,3	227,7	4905,5
Setembro	91,8	275,5	3633,3
Outubro	102,2	179,2	3870,9
Novembro	81,5	121,1	2886,5
Dezembro	76,1	221,6	3268,3
Volume total de água à entrada da rede no ano de 2017 (m ³)			43753,8

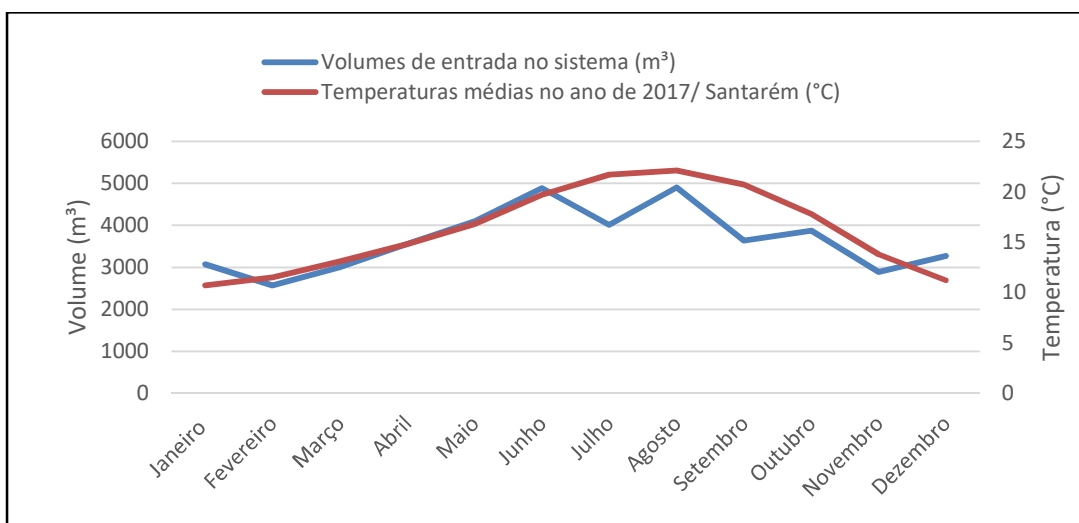


Figura 22: Evolução dos volumes mensais de entrada na rede e das temperaturas médias no ano de 2017

Associado a uma análise global dos volumes de entrada no sistema, deve-se levar em conta que nos meses de junho, julho, agosto e setembro são historicamente os mais quentes (Figura 22), sendo assim, relacionados com os maiores consumos. Em resumo o mês de agosto revelou ser o mês em que se registou o maior volume de água à entrada da rede, com 4906 m³. Já para o mês de menor volume de água à entrada da rede foi identificado o mês de fevereiro, com 2566 m³. O volume total de entrada de água na rede ao longo do ano de 2017 foi de 43754 m³. Através destas informações e do sistema de telegestão foi possível conhecer o caudal médio horário no ano de 2017, que corresponde a 4,99 m³/h.

A evolução dos caudais máximos horários também foi analisada ao longo do ano (Figura 23). A interpretação dos resultados possibilita identificar as oscilações dos caudais máximos horários, identificar variações dos caudais mínimos noturnos e possíveis roturas (perdas de água) ou usos ilícitos. Graficamente fica evidente que alguns caudais máximos horários são diferentes das tendências e padrões, destacados em vermelho na Figura 23. Os destaques em cor verde na Figura 23 identificam o caudal mínimo noturno notoriamente diferentes dos padrões e tendências.

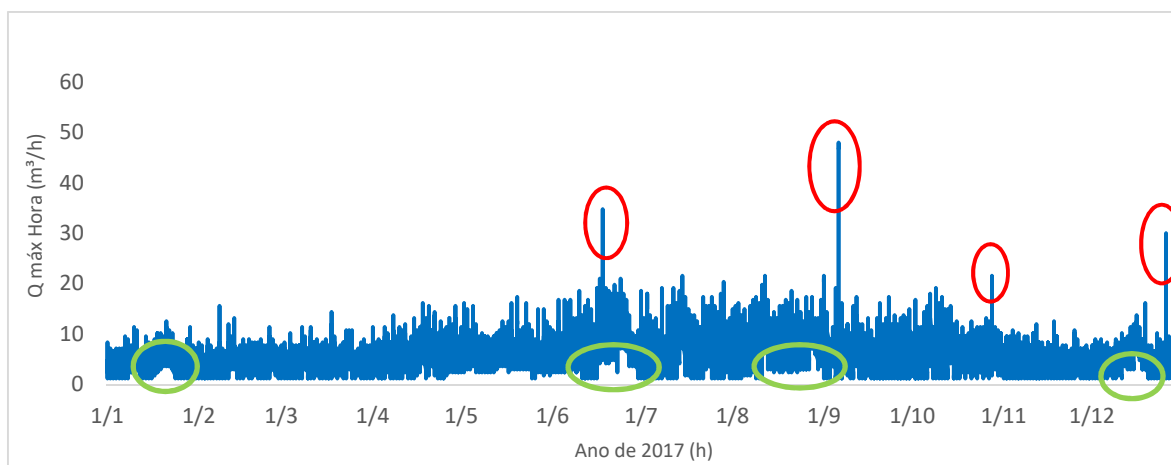


Figura 23: Caudais máximos horários ao longo do ano de 2017

3.5.1. Análises dos picos de caudais máximos

Para primeira análise referente aos picos de caudais máximos por hora diferente dos padrões, assinalados em cor vermelha (Figura 23), observou-se os caudais da semana de 16/06/2017 até 22/06/2017 (Figura 24), período de tempo em que está compreendido o primeiro pico de caudal máximo. Percebe-se que ao longo da semana existe um padrão de caudais máximos por hora, exceto durante o período das quatro horas da madrugada até as oito horas da manhã do dia 18/06/2017 (Figura 24). Durante o referido período de tempo, a média do caudal máximo por hora foi de 32,6 m³/h, diferente da média dos caudais máximos para as mesmas horas, na referida semana, que representou uma média de 8,6 m³/h. Para os outros picos de caudais máximos identificados, foram feitas análises semelhantes (Figuras 25, 26 e 27).

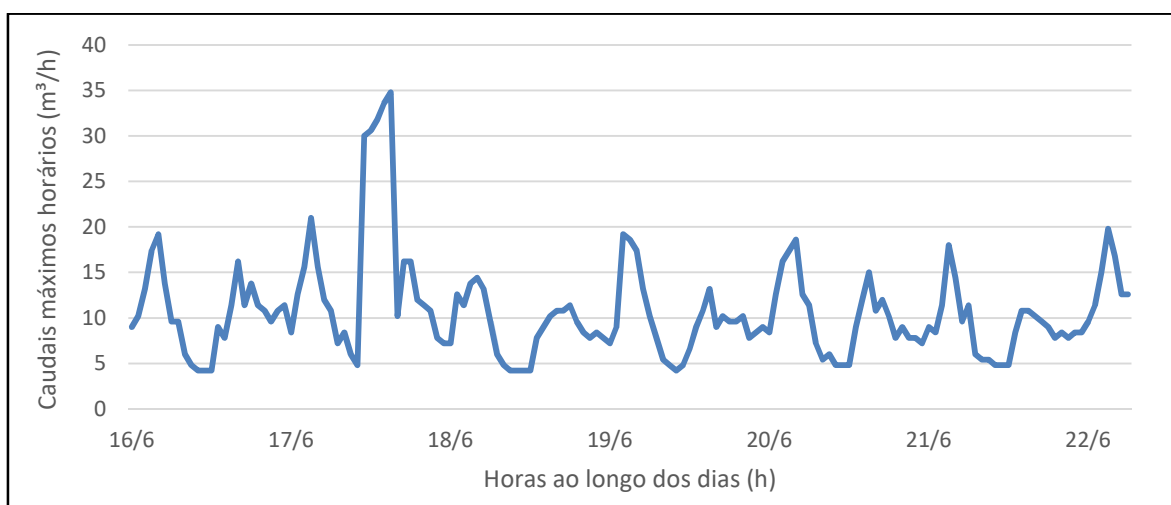


Figura 24: Caudais máximos horários ao longo da semana de 16-22/06/2017

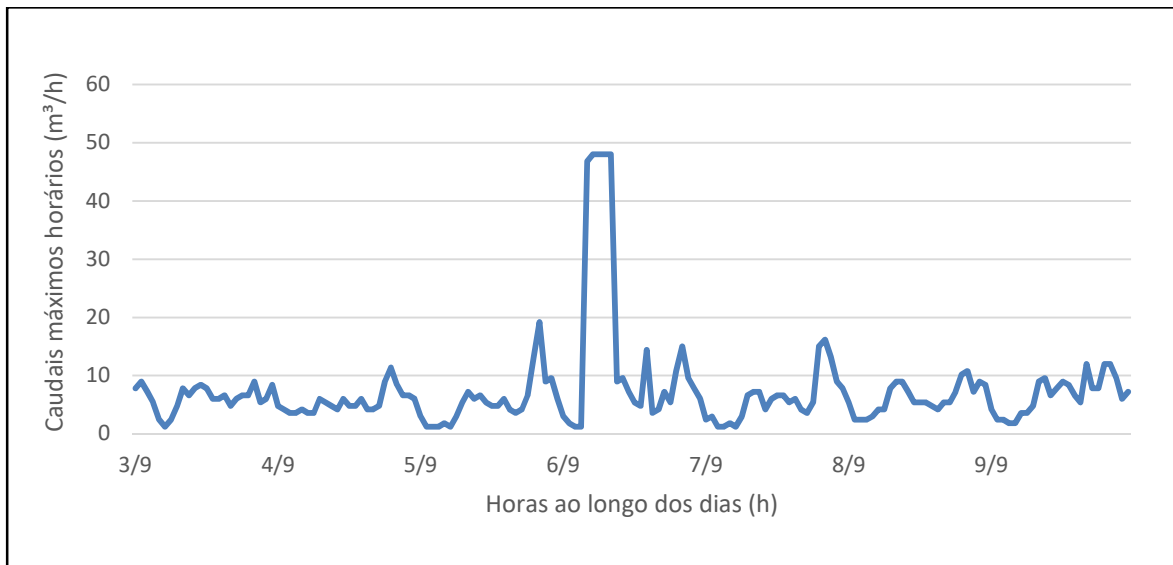


Figura 25: Caudais máximos horários ao longo da semana 03-09/09/2017

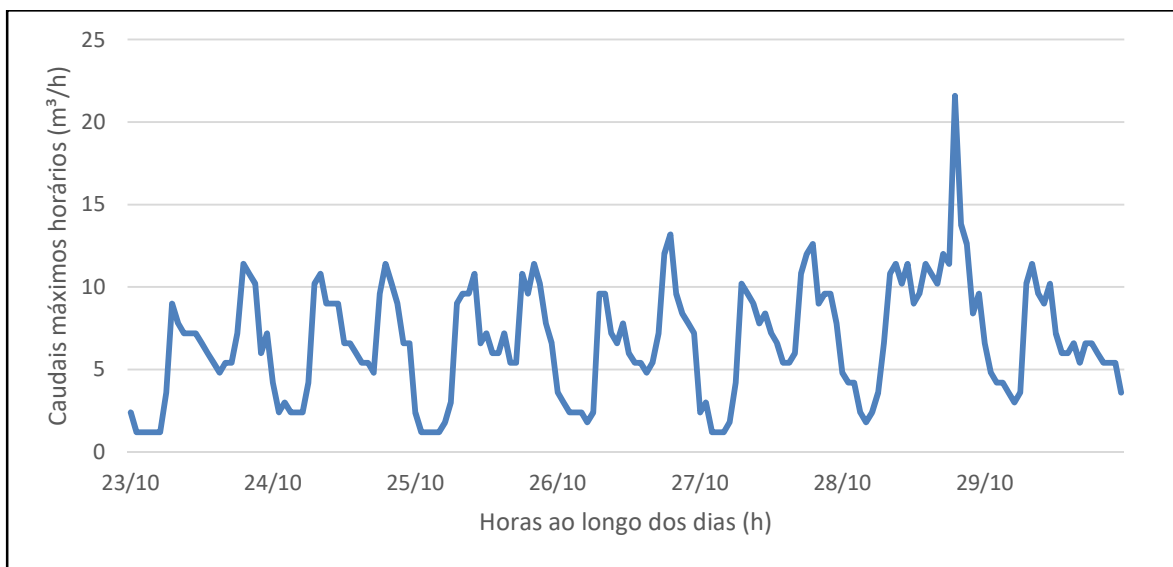


Figura 26: Caudais máximos horários ao longo da semana 23-29/10/2017



Figura 27: Caudais máximos horários ao longa da semana 23-29/12/2017

Com a análise mais profunda sobre os caudais máximos horários identificados inicialmente como incomuns, das quatro situações analisadas percebeu-se que em três situações, semanas 16-22/06/2017, 03-09/09/2017 e 24-30/12/2017, houve um padrão/tendência (Tabela 7): ou seja, entre as 4 e 5 horas houve picos de caudais máximos. Já para a semana 23-29/10/2017 o pico do caudal máximo ocorreu no intervalo de uma hora. Interpreta-se sobre os picos de caudais máximos horários como uma possível rotura na rede e o intervalo de tempo desses picos associados ao tempo de identificação localização e reparação de uma fuga. A bibliografia de Pilcher, et al., (2007) comenta que em roturas com caudais elevados são identificados com maior facilidade, em relação a roturas com menores caudais.

Tabela 7: Resumo dos picos de caudais máximos

Semana	Q méd. máx. (m³/h)	Q méd. máx. "incomum" (m³/h)	Horário dos caudais analisados
16-22/06/2017	8,60	32,16	04 às 08 horas
03-09/09/2017	6,05	47,76	04 às 08 horas
23-29/10/2017	21,9	21,59	19 horas
24-30/12/2017	4,43	28,04	18 às 21 horas

Para melhor compreender o pico de caudal máximo horário durante a semana 23 - 29/10/2017, analisou-se os caudais instantâneos (10 em 10 minutos), durante o dia 28/10/2017 (Figura 28). Constatou-se que o caudal às 19 horas foi superior aos demais. Interpreta-se esse pico de caudal máximo por hora, como um consumo incomum na rede. A

exemplo, um possível enchimento de um reservatório, uso de uma boca-de-incêndio ou algo do tipo.

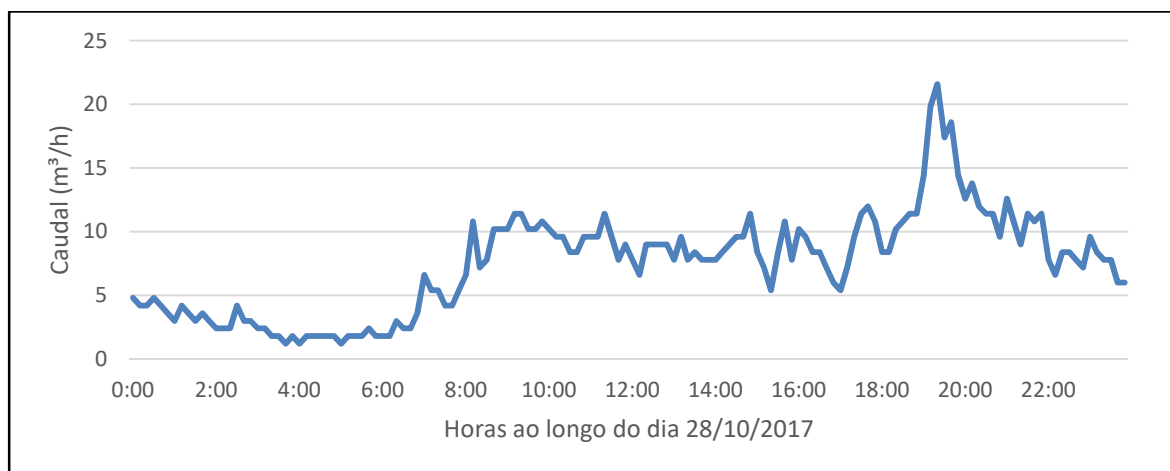


Figura 28: Evolução dos caudais instantâneos dia 28/10/2017

3.5.1.1. Evolução do Caudal Mínimo Noturno

No segundo tipo de análise feita, destacado a cor verde (Figura 23), podemos observar a evolução do caudal mínimo noturno em algumas ocasiões. A primeira delas durante o período de 13-25/01/2017. Durante o período de tempo analisado observa-se o notório crescimento do caudal mínimo noturno e posterior reestabelecimento dos padrões esperados, próximos a zero. Interpreta-se esses resultados com o tempo necessário para detecção, localização e reparação de possíveis fugas. Em outras ocasiões (Figuras 29, 30 e 31), percebe-se o mesmo, embora em algumas situações o tempo de detecção não se realizou em um curto espaço de tempo.

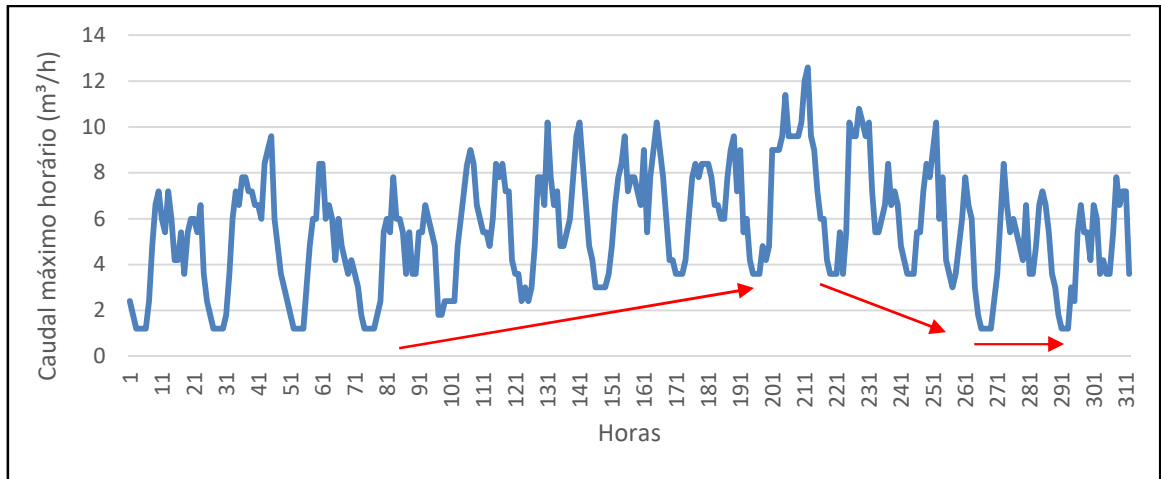


Figura 29: Caudais mínimos nocturnos 13-25/01/2017

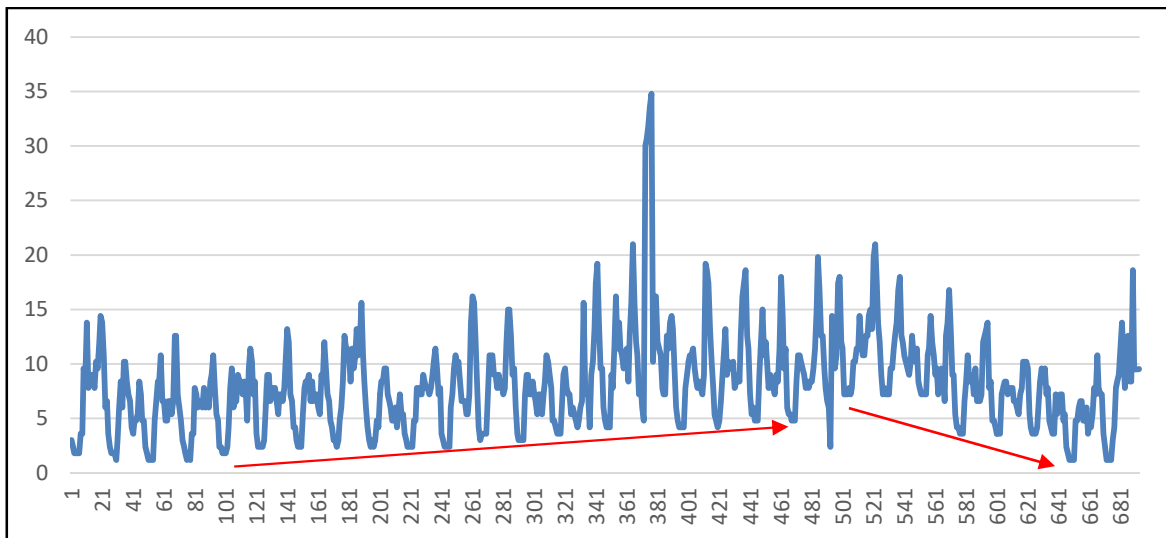


Figura 30: Caudais mínimos nocturnos 22/04 até 01/07/2017

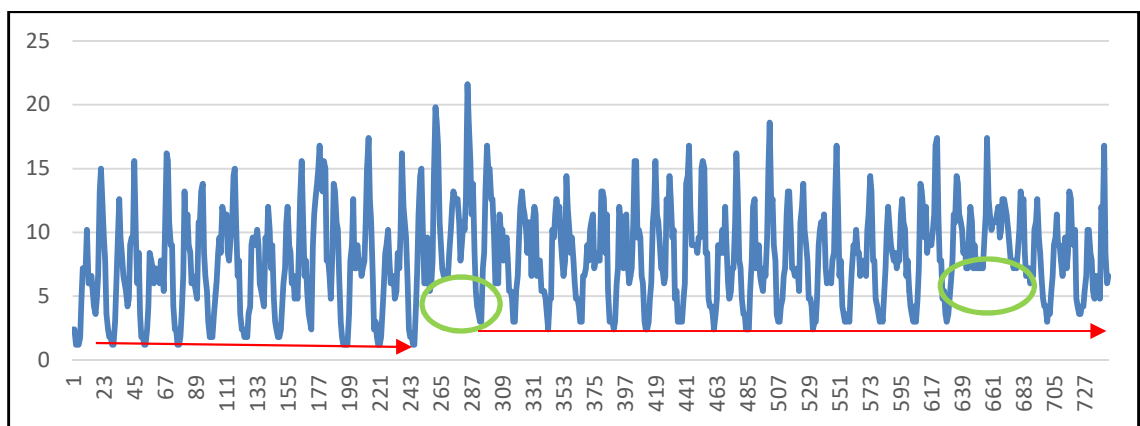


Figura 31: Caudais mínimos nocturnos ao longo do mês de agosto 2017

Para a análise do caudal mínimo noturno no mês de agosto, somente em duas ocasiões os caudais foram elevados, destacados em verde (Figura 31). Os demais caudais mínimos noturnos do mês de agosto foram elevados, mas houve uma tendência/padrão (destacados em vermelho na Figura 31). Tal situação interpreta-se pelo facto do mês de agosto ser o mês de maior consumo e, naturalmente, maiores caudais mínimos noturnos.

3.5.1.2. Fatores de Ponta

Para a realização da simulação dinâmica, que representa a evolução do sistema ao longo do tempo, é necessário a criação de um padrão temporal. Esse padrão caracteriza a flutuação de consumo ao longo do tempo. Para a simulação dinâmica que caracteriza a flutuação de consumo máximo mensal (janeiro a dezembro de 2017), foram utilizados 12 fatores de ponta (Figura 32), um fator de ponta para cada mês do ano de 2017. Para o modelo que caracteriza a simulação dinâmica com a variação do consumo máximo diário para o mês de maior consumo, agosto 2017, foram utilizados 31 fatores de ponta (Figura 33), um fator de ponta relacionado a cada dia do mês. Para a simulação dinâmica com a flutuação de consumo máximo diário, para o mês de menor consumo, fevereiro 2017, foram utilizados 28 fatores de ponta (Figura 34), um fator de ponta para cada dia do mês. Por fim, o fator de ponta utilizado neste trabalho acabou por ser o fator de ponta diário, que representa a flutuação de consumo máximo para cada dia do ano de 2017 (Figura 35), por forma a analisar o comportamento hidráulico da rede ao longo de todo o ano.

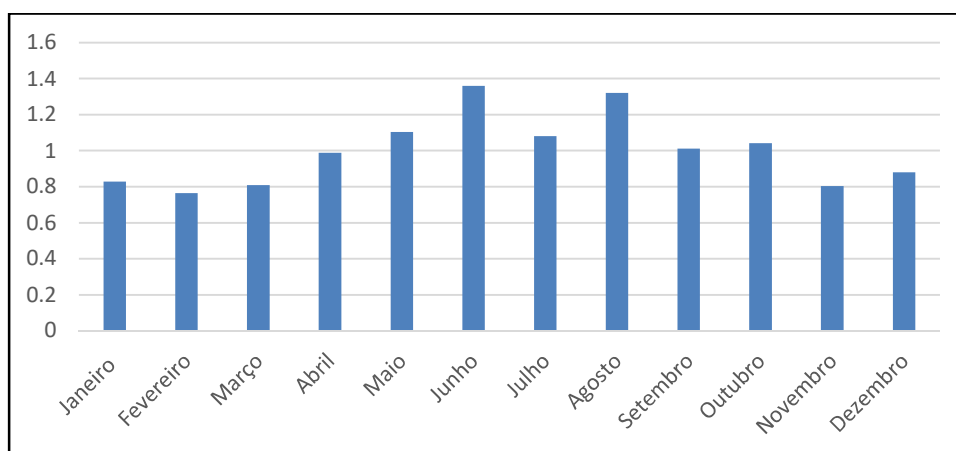


Figura 32: Fatores de ponta mensais para o ano de 2017.

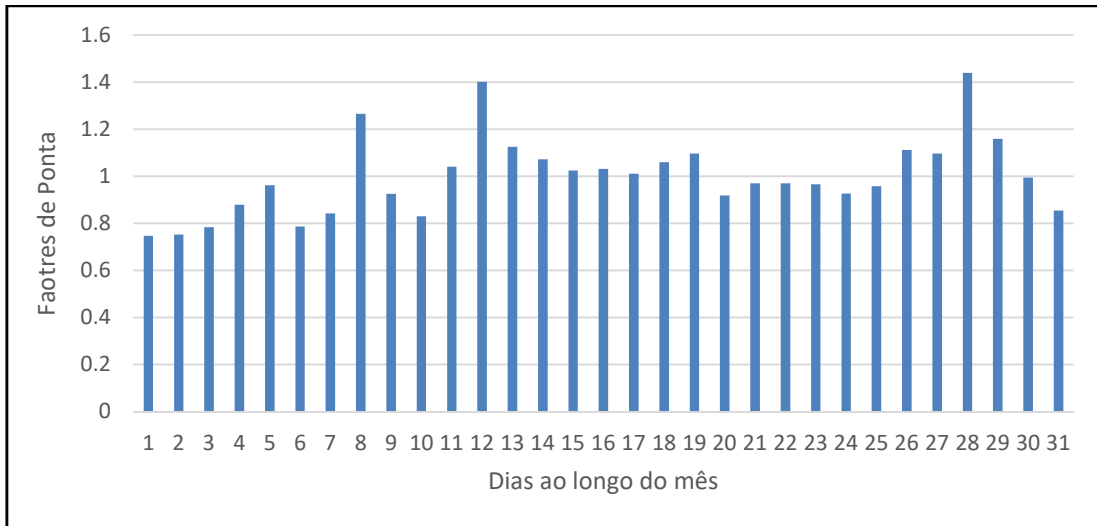


Figura 33: Fatores de ponta para o mês agosto 2017

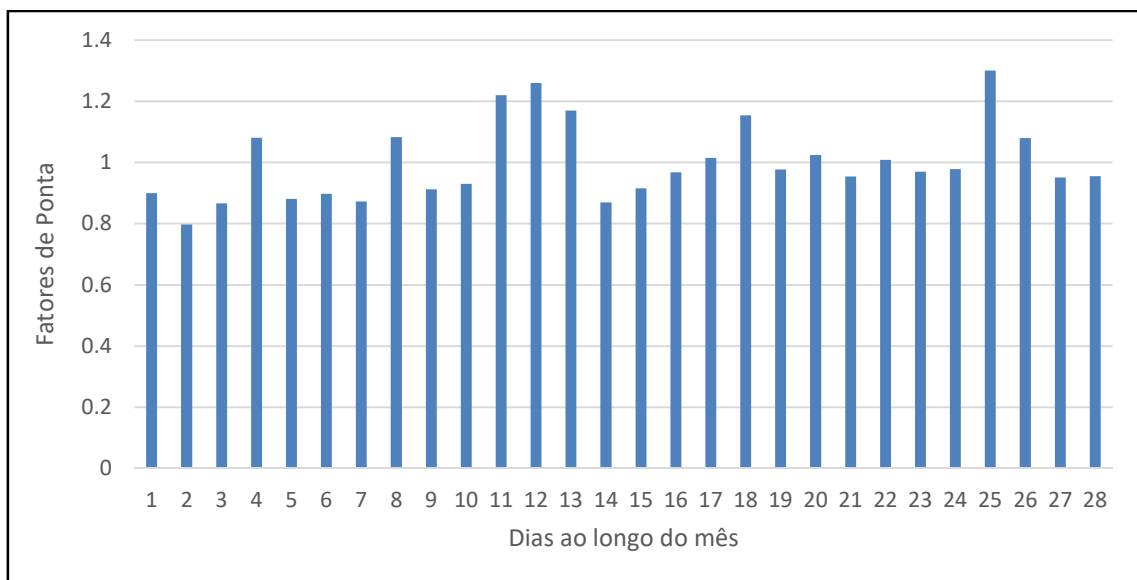


Figura 34: Fatores de ponta para o mês fevereiro 2017

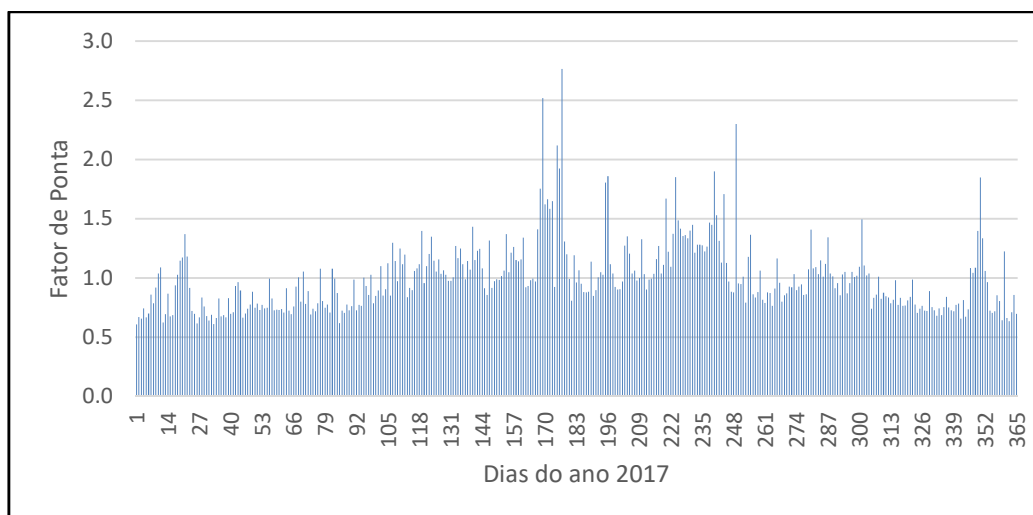


Figura 35: Fatores de ponta diários para o ano de 2017

3.6. Cenário atual da rede

Com a definição de todos os parâmetros do modelo hidráulico de simulação dinâmica já estabelecidos, foi possível então realizar uma análise crítica global do comportamento hidráulico da rede. Neste trabalho, de forma mais enfática, será analisado o desempenho na rede quanto às pressões de serviço.

A primeira característica identificada no cenário atual da rede foi o traçado das condutas da rede e seus respectivos diâmetros internos, variando de 57 mm a 99,4 mm. Através da Figura 36 é possível também observar que a rede tem bastantes troços ramificados e a maioria das condutas têm um diâmetro interno de 57 mm (ou diâmetro externo de 63 mm), destacado em cor azul. Em cor vermelha observa-se os diâmetros internos de 81,4 mm (ou diâmetro externo de 90 mm), que claramente forma um traçado principal com início a partir do reservatório até certo ponto da rede e em alguns finais de traçado. Em verde observa-se as condutas com diâmetros internos de 99,4 mm (ou diâmetro externo de 110), tal diâmetro da tubulação apresenta-se em apenas um troço curto, indicado por uma seta verde na Figura 36, para melhor visualização.

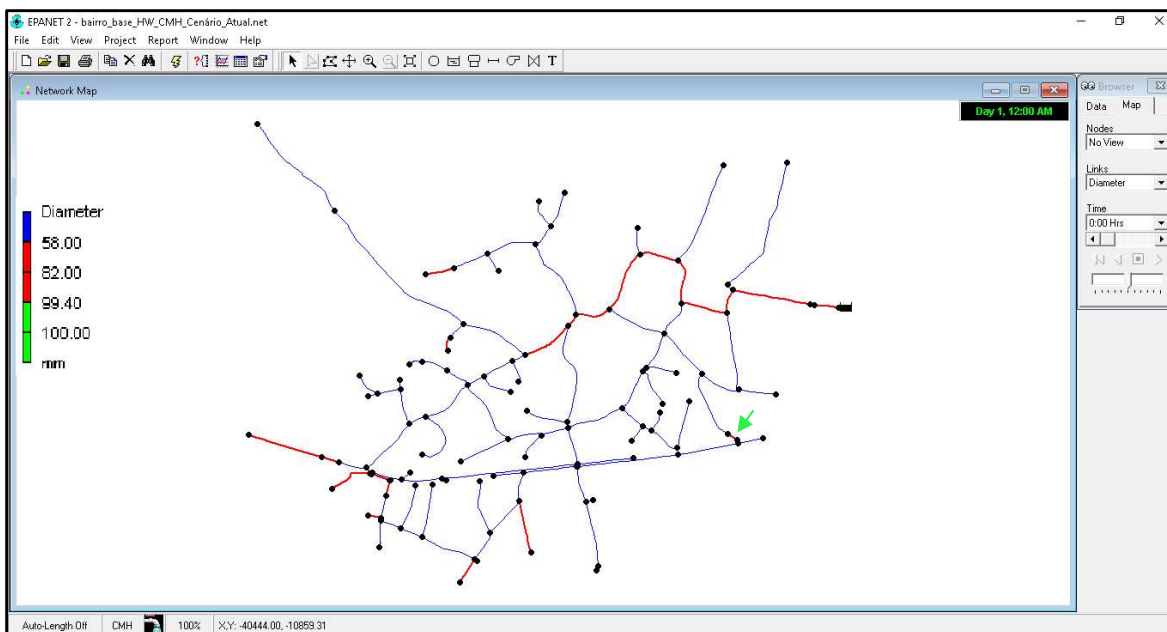


Figura 36: Traçado da rede e respetivos diâmetros

Para a primeira análise quanto às pressões nos nós de consumo, é importante destacar os patamares de pressões que, segundo o Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto de 1995, intitulado “Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais”, no artigo 21º, destaca que as pressões máximas não devem exceder os 600 kPa; as pressões mínimas não devem ser inferiores ao valor obtido através da Equação 1, onde: H representa a pressão mínima de serviço (em kPa) e n representa o número de pisos acima do solo, incluindo o piso térreo.

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

A região em estudo apresenta edificações com 1 ou 2 pisos, incluindo o piso térreo. Em teoria, segundo o decreto regulamentar citado acima, as pressões aceitáveis em questão podem variar de 140 kPa a 600 kPa. Entretanto o *know-how* ou conhecimento prático dos profissionais envolvidos nesta zona indicam que as pressões abaixo de 250 kPa costumam ser alvo de críticas dos usuários. O porquê da insatisfação quanto às pressões por parte de alguns usuários, mesmo as pressões estando em níveis aceitáveis de acordo com a legislação, deve-se principalmente ao facto das instalações hidráulicas prediais não estarem dimensionadas corretamente e/ou ao facto das instalações hidráulicas prediais serem antigas e com precário estado de conservação. Por outro lado, para as pressões máximas, a literatura tradicional indica que, quanto maior for a pressão na rede, maior será as perdas de água

através de fugas ou roturas que possam existir. Para este estudo de caso, com bases regulatórias e práticas *in loco*, as pressões expectáveis devem variar de 250 kPa a 500 kPa.

Outro importante aspecto que deve ser levado em conta são os períodos críticos da rede em que ocorrem as maiores e menores pressões. Para o dia de menor consumo têm-se as maiores pressões na rede, neste estudo de caso corresponde ao 1º dia do ano (modelo de simulação hidráulica, Figura 37). Para o dia de maior consumo têm-se as menores pressões na rede, neste estudo de caso corresponde ao 176º dia do ano (modelo de simulação hidráulica, Figura 38).

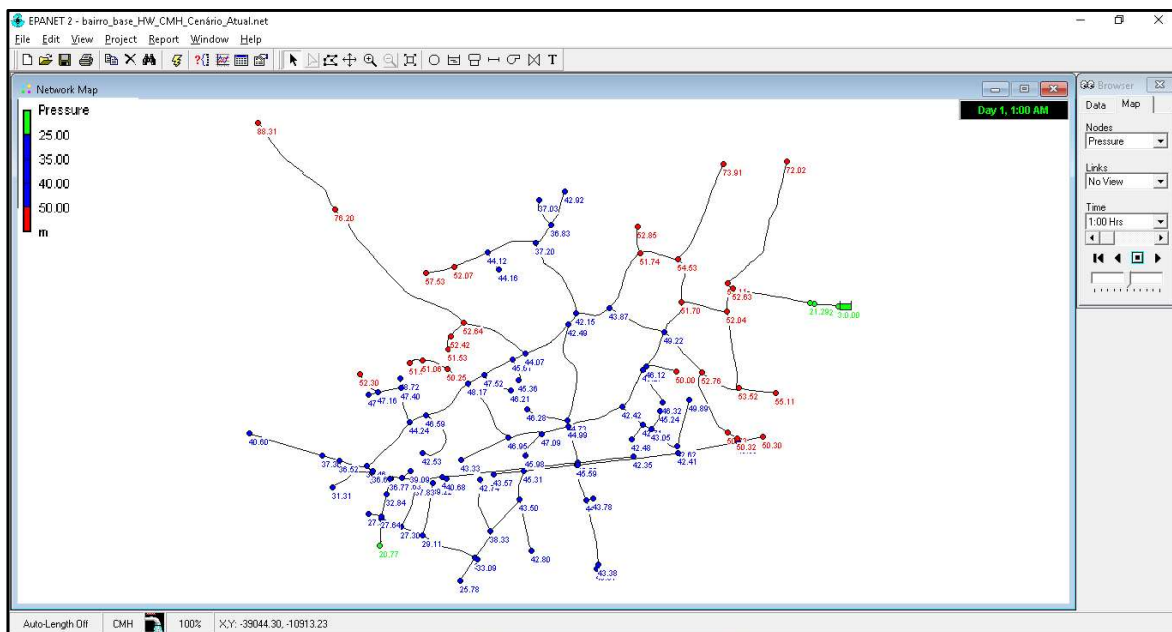


Figura 37: Cenário atual para o dia de menor consumo

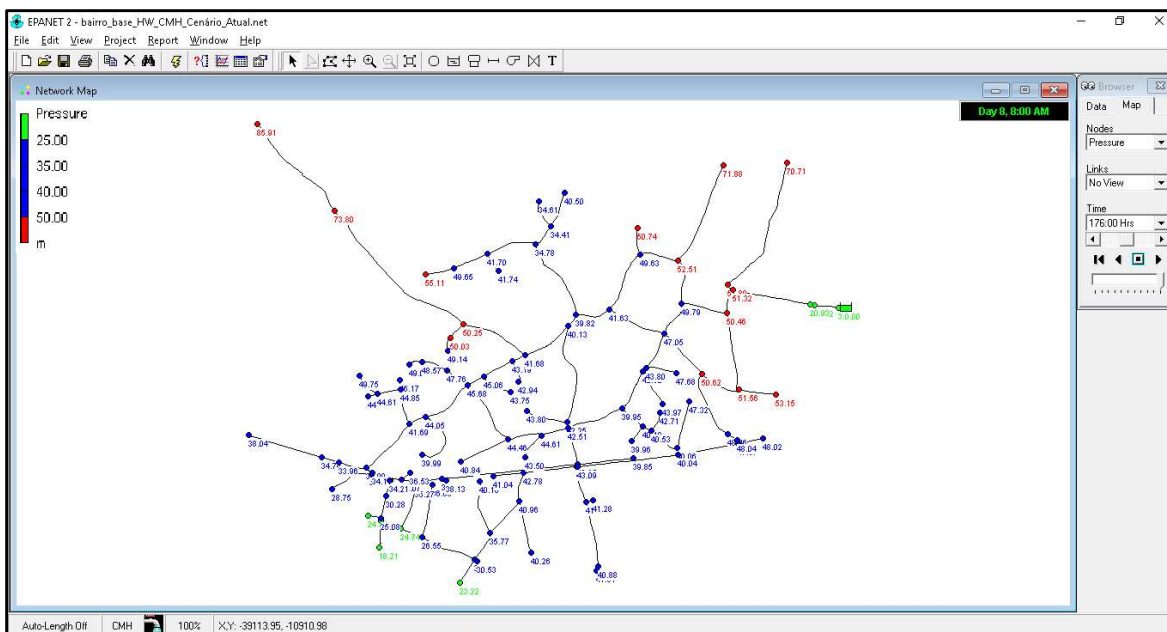


Figura 38: Cenário atual para o dia de maior consumo

Para as duas situações, o dia de maior e menor consumo, verifica-se que em finais de linha e junto ao reservatório, destacados em vermelho, as pressões estão acima dos 500 kPa. Para o dia de menor consumo a simulação hidráulica apontou uma maior quantidade de pontos da rede com pressões acima de 500 kPa, embora esse acréscimo de pontos de maiores pressões sejam poucos. Em cor azul, estão representadas as pressões de serviço expectáveis, variado de 250 kPa a 500 kPa. Esta zona de pressões diminui quando se simula o dia de maior consumo. Em cor verde estão representadas as pressões de serviço que estão abaixo das espectáveis, ou seja, abaixo de 250 kPa, importa lembrar que os pontos em verde à saída do reservatório, tem altitudes elevadas e são nós que representam junção de condutas e não nós de consumo.

Em resumo, no cenário atual da rede, observa-se que as distintas zonas de pressões da rede têm uma pequena variação, mesmo para as simulações dos dias de maiores e menores consumos. O principal problema encontrado na rede situa-se a cerca de 2 km do reservatório, em uma zona com altitudes consideráveis e pressões de serviço abaixo das expectáveis. Outros problemas detectados, não menos importantes, são as zonas de pressões de serviço elevadas, localizadas próximo da saída do reservatório e em finais de linha.

3.7. Cenário 1

i) Solução Proposta

O primeiro cenário a ser proposto, *Cenário 1*, assim como todos os outros, têm por objetivo principal harmonizar as pressões na rede, dentro dos limites previstos em regulamentos e pressões expectáveis pela entidade gestora.

Para tal objetivo decidiu-se, para este cenário, seccionar alguns troços da rede com a finalidade de redirecionar o fluxo da água ao longo da rede, criar alguns troços para ligar zonas de maiores e menores pressões e emalhar uma parte da rede para tentar harmonizar as pressões. Através da mudança proposta a rede será sectorizada em duas zonas, divididas pela estrada de Fátima. A Figura 39 exemplifica as mudanças:

- Em cor **azul** simboliza os troços já existentes, sem nenhuma modificação;
- Em cor **verde** simboliza os troços redimensionados;
- Em cor **vermelha** simboliza os troços seccionados;
- Em cor **amarela** simboliza os troços criados.

Para o dimensionamento das novas condutas considerou-se o princípio de conservação de energia proposto por Bernoulli, usando para o efeito a lei de resistência de Hazen Williams (Equação 2). Para os cenários seguintes será utilizada a mesma metodologia de dimensionamento.

$$\Delta H = \frac{10,674 \cdot L}{C^{1,852} \cdot D^{4,87}} \cdot Q^{1,852} \quad (2)$$

Onde:

- ΔH – Perda de carga entre dois nós (m);
- L – Comprimento da conduta (m);
- D – Diâmetro da conduta (m);
- Q – Caudal (m³/s);
- C – Coeficiente de Hazen Williams.

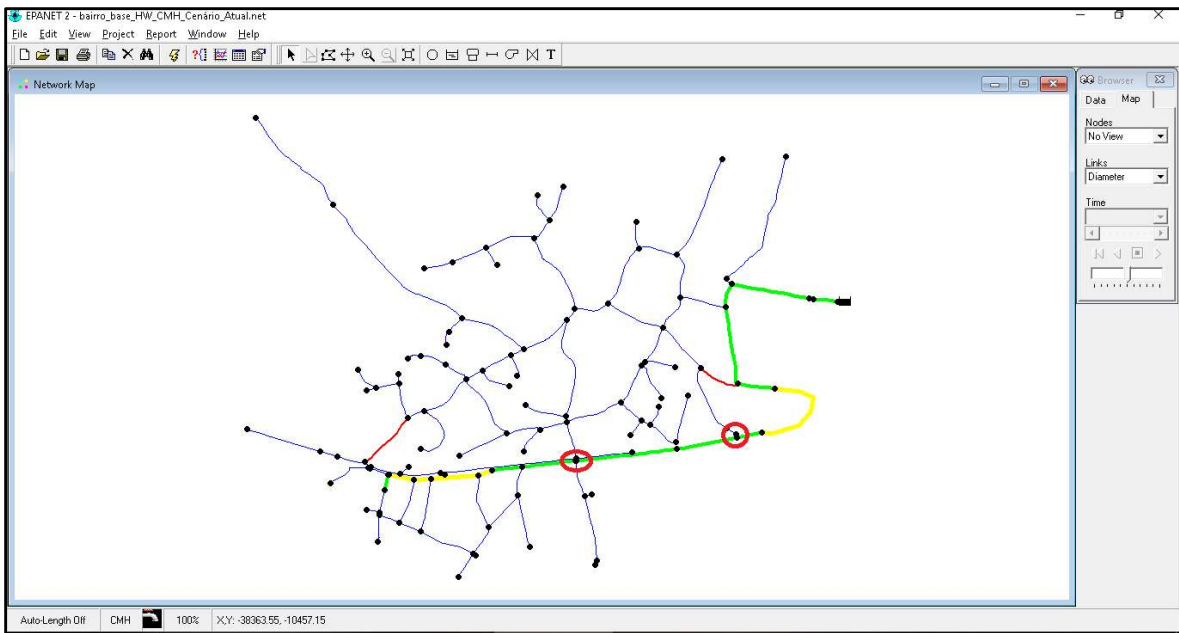


Figura 39: Mudanças propostas para o Cenário 1

ii) Resultado do comportamento hidráulico

Após as mudanças propostas para o Cenário 1, constatou-se que houve mudanças significativas no comportamento hidráulico da rede. Para o instante de maior consumo, os pontos de pressões abaixo de 250 kPa diminuiriam, como mostra a Figura 40.

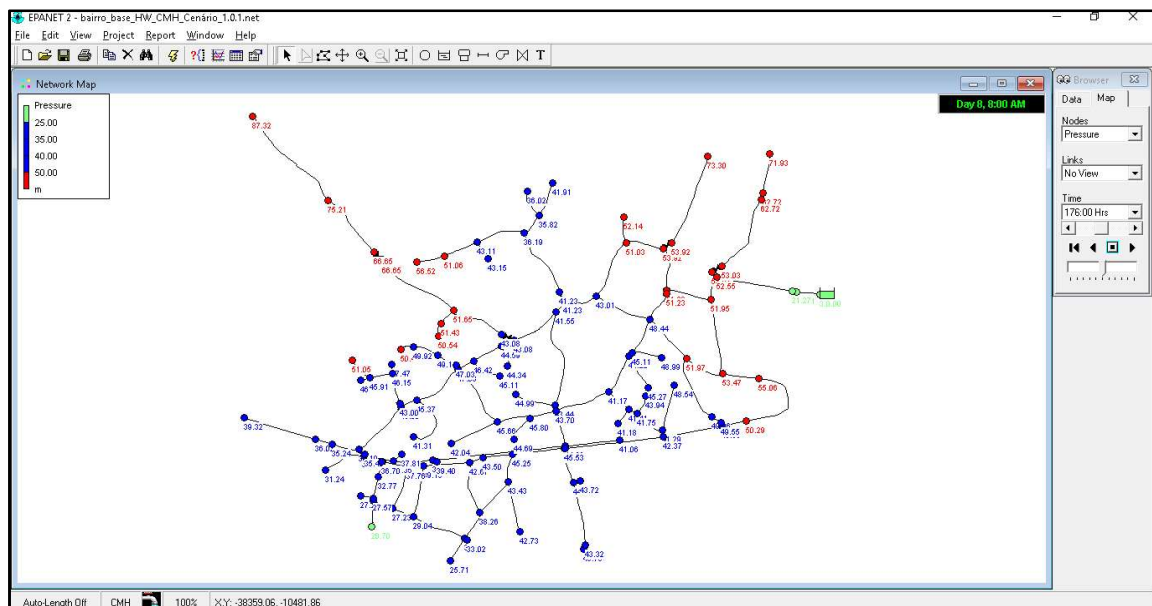


Figura 40: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de maior consumo, Cenário 1

Para o instante de menor consumo e maiores pressões, verificou-se a necessidade de instalar Válvulas Reguladoras de Pressão (VRP's). Entre os mais variados tipos de VRP's, decidiu-se realizar simulações com VRP's de pressão à saída fixa. O motivo da escolha deveu-se ao facto da rede apresentar flutuações de consumo e de pressões baixas ao longo do tempo. Para esta simulação foram inseridas 9 VRP's com diferentes ajustes de pressão à saída fixa, de acordo com a necessidade específica de cada zona da rede. A Figura 41 mostra as pressões ao longo da rede, que diminuíram significativamente, contribuindo assim para uma melhor gestão de pressões. A Figura 42 mostra a localização das VRP's e a disposição dos diâmetros das condutas na rede.

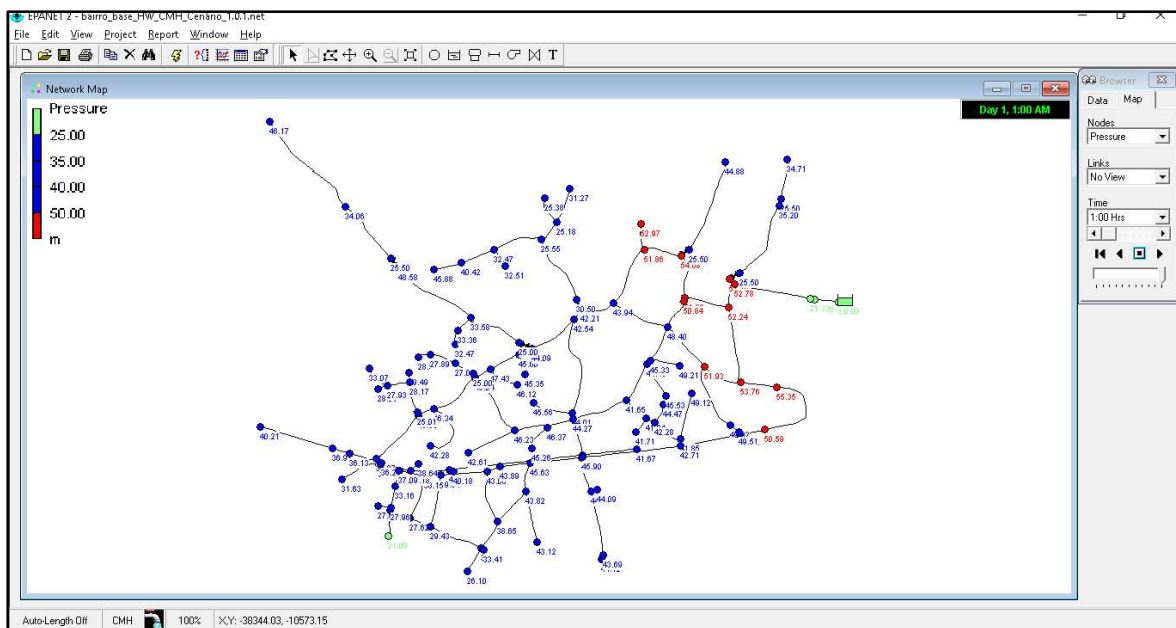


Figura 41: Resultados da simulação hidráulica, após a instalação das VRP's, para o dia/instante de maior consumo, Cenário 1

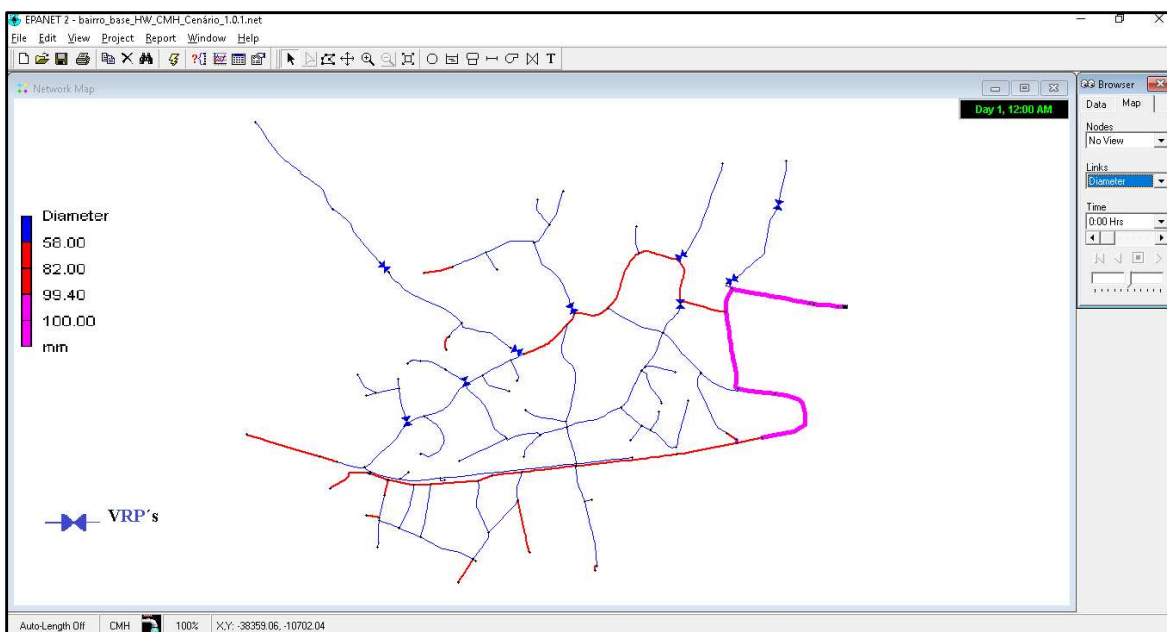


Figura 42: Diâmetros das condutas e localização das VRP's para o Cenário 1

Para além da análise das pressões de serviço ao longo da rede para o Cenário 1, foram também comparadas essas pressões de serviço com aquelas que resultam do Cenário atual. As Figuras 43 e 44 mostram as variações das pressões em cada nó do modelo da rede nos instantes de menor e maior consumo, respetivamente, após realizadas as alterações previstas no Cenário 1. Para a análise do período de menor consumo o objetivo geral esperado é diminuir as pressões, exceto nos nós críticos (9, 15, 16, 23 e 41). Já para a análise do período de maior consumo o objetivo é conseguir aumentar as pressões nos nós em que as pressões são consideradas insuficientes.

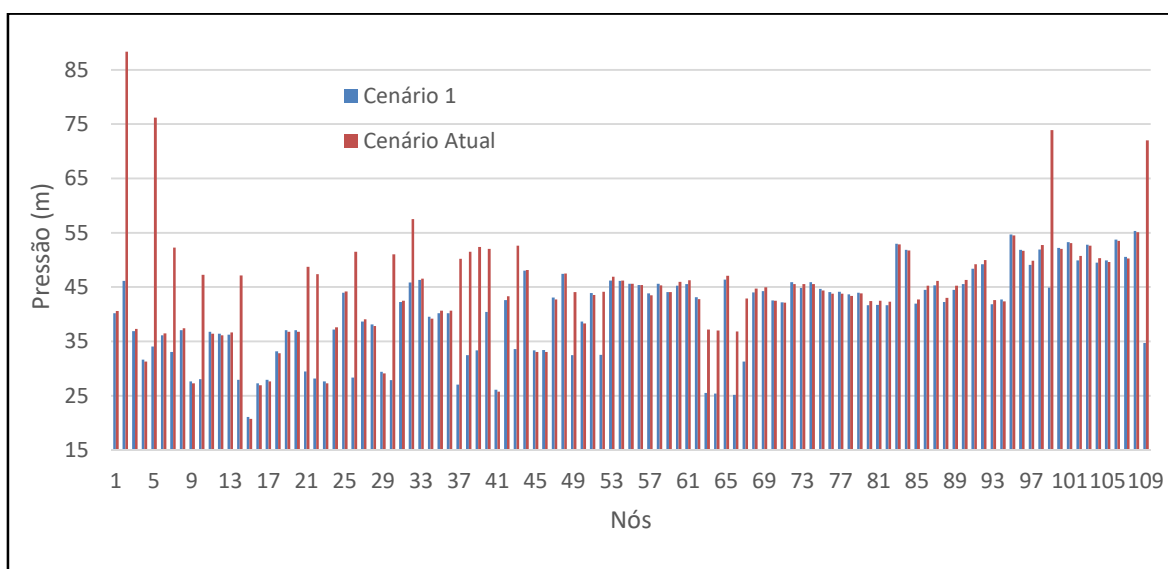


Figura 43: Comparação entre cenários para o instante de menor consumo, Cenário 1

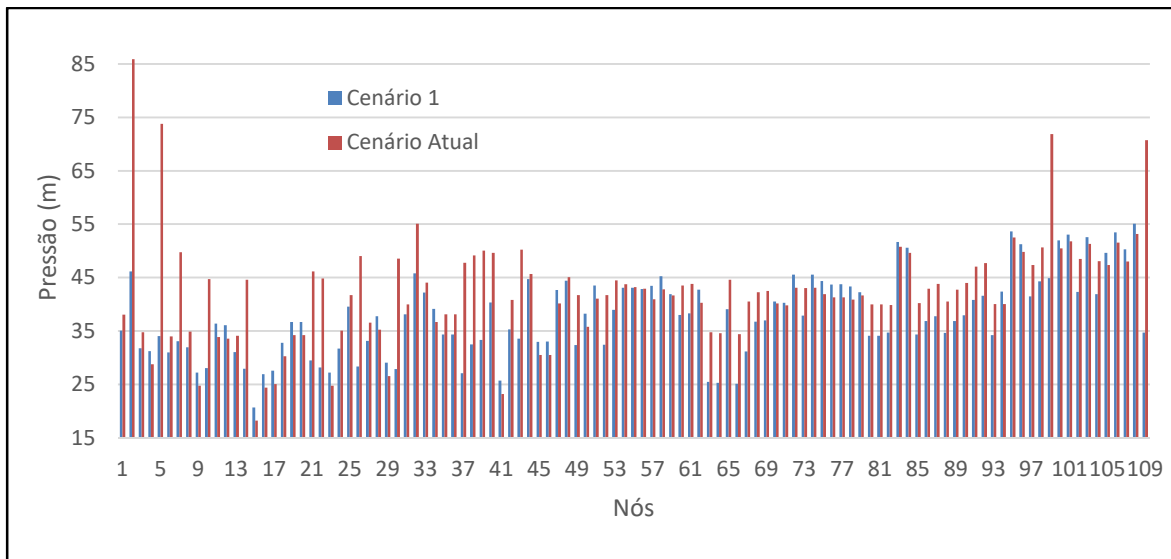


Figura 44: Comparação entre cenários para o instante de maior consumo, Cenário 1

3.8. Cenário 2

i) Solução Proposta

O segundo Cenário foi pensado no sentido de aproveitar o traçado da rede já existente e realizar o redimensionamento da conduta principal. Nota-se que existe um traçado com diâmetros superiores aos demais. Este cenário propõe que esta linha principal seja redimensionada até às proximidades onde se encontram as zonas de baixa pressão. Como também se verifica que na rede há zonas em que as pressões podem baixar, sugeriu-se então a instalação de VRP's de pressão à saída fixa, já que as oscilações de consumos e pressões nessas zonas são baixas. Para este cenário, diferentemente do anterior, não houve necessidade de seccionamento e criação de novas condutas. A Figura 45 exemplifica a mudanças propostas:

- Em cor **azul** simboliza os troços já existentes, sem nenhuma modificação;
- Em cor **verde** simboliza os troços redimensionados.

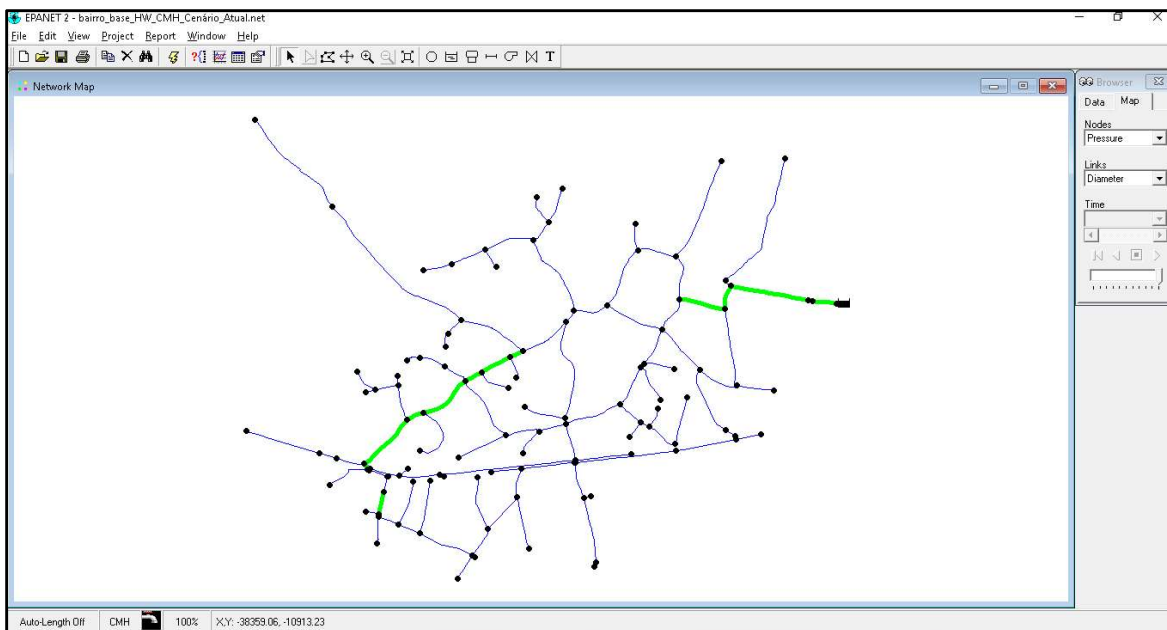


Figura 45: Mudanças propostas para o Cenário 2

ii) Resultado do comportamento hidráulico

Após as alterações propostas para o Cenário 2, constatou-se que houve significativas mudanças no comportamento hidráulico da rede. Para a simulação do instante de maior consumo na rede, em zonas onde se encontravam as menores pressões, em contexto geral o resultado foi satisfatório. Houve um acréscimo de pressões nas zonas menos favorecidas. Para a simulação do instante de menor consumo e conseqüentemente maiores pressões, foram instaladas VRP's para auxiliar a gerir as pressões da melhor maneira. As Figuras 46 e 47 mostram os resultados obtidos para as pressões de serviço, para os instantes que caracterizam o comportamento hidráulico da rede ao longo do ano. A Figura 48 demonstra a disposição dos diâmetros das condutas e a localização das VRP's.

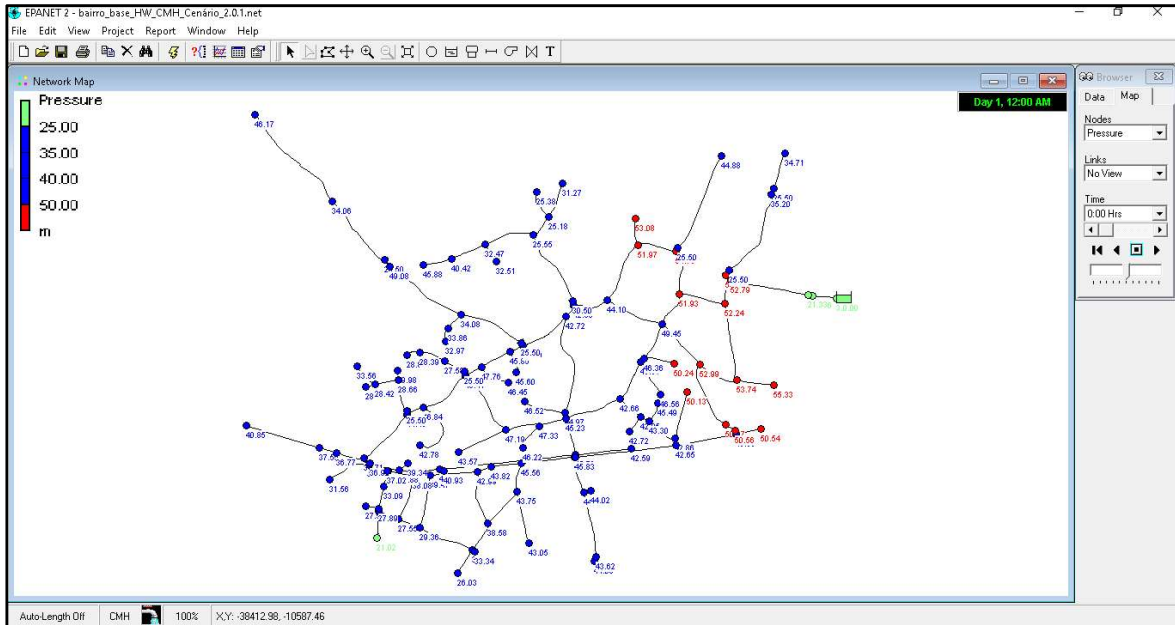


Figura 46: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de menor consumo, Cenário 2

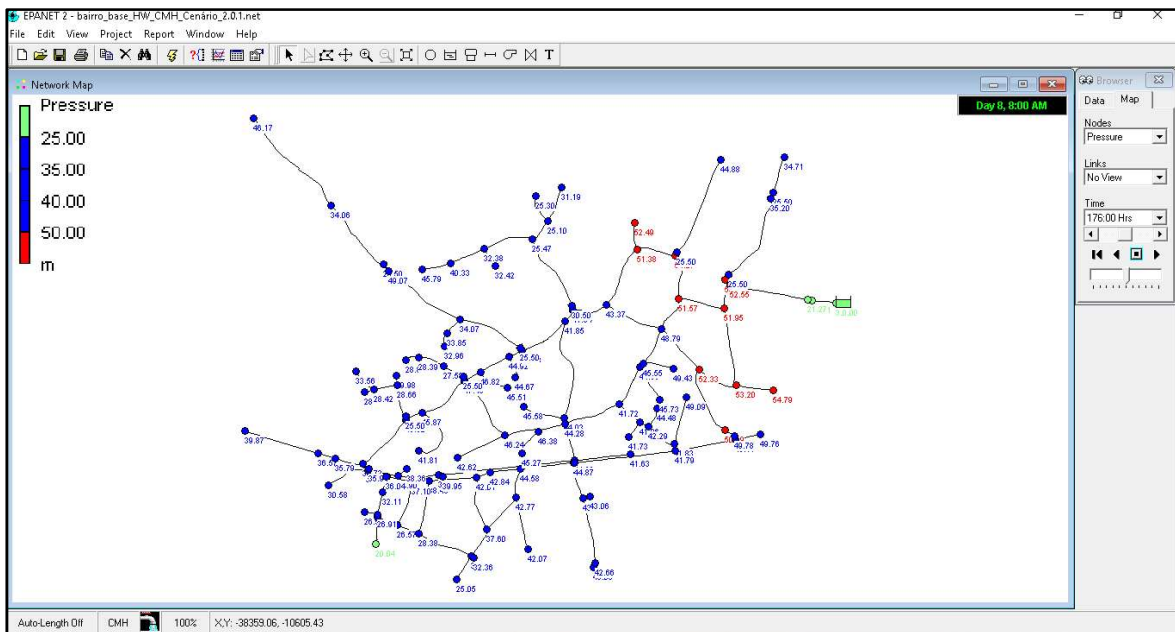


Figura 47: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de maior consumo, Cenário 2

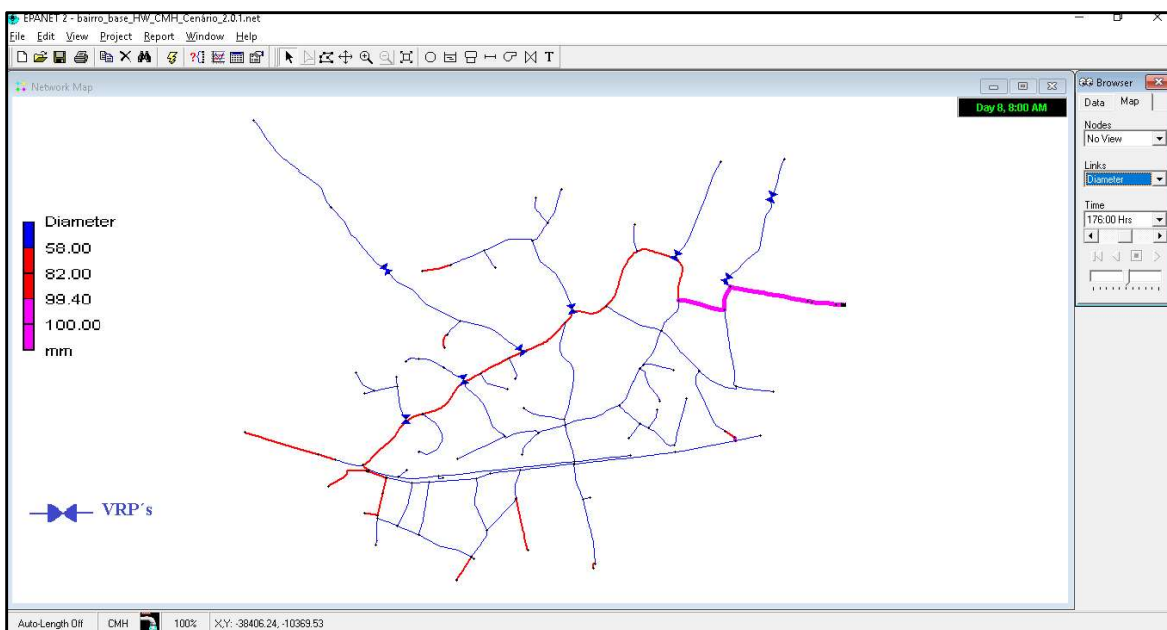


Figura 48: Diâmetros das condutas e localização das VRP's para o Cenário 2

A análise gráfica das pressões entre os Cenários 2 e Atual, permite perceber as mudanças ocorridas nos diferentes nós da rede. As Figuras 49 e 50 mostram a variação das pressões para os períodos de maior e menor consumo, respetivamente. Para o período de maior consumo é importante perceber, principalmente, os nós críticos da rede (9, 15, 16, 23 e 41). Para o período de menor consumo percebe-se que, de maneira geral, as pressões foram reguladas nos locais adequados.

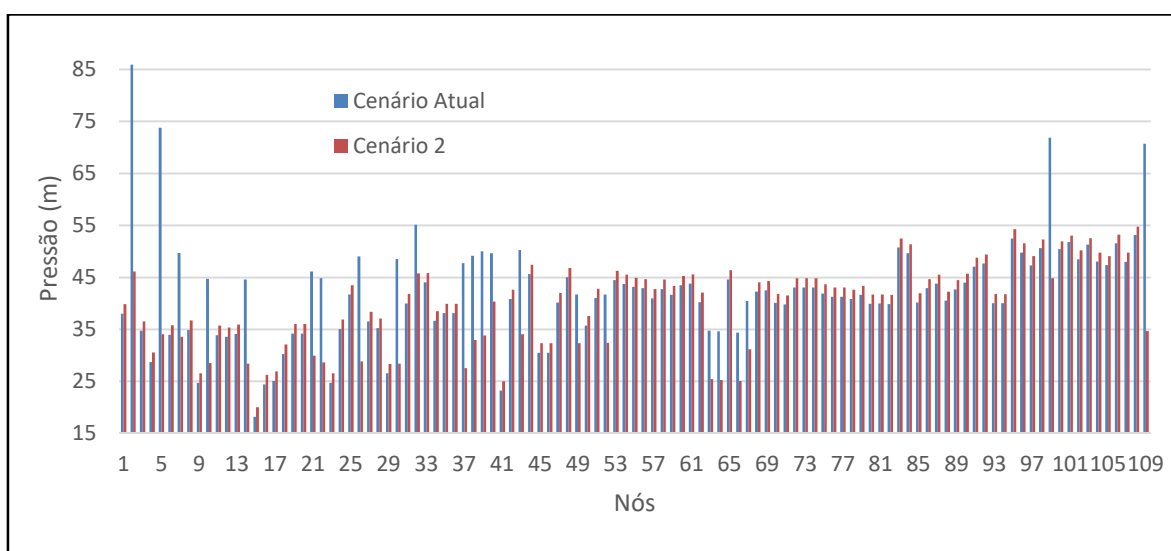


Figura 49: Comparação entre cenários para o instante de maior consumo, Cenário 2

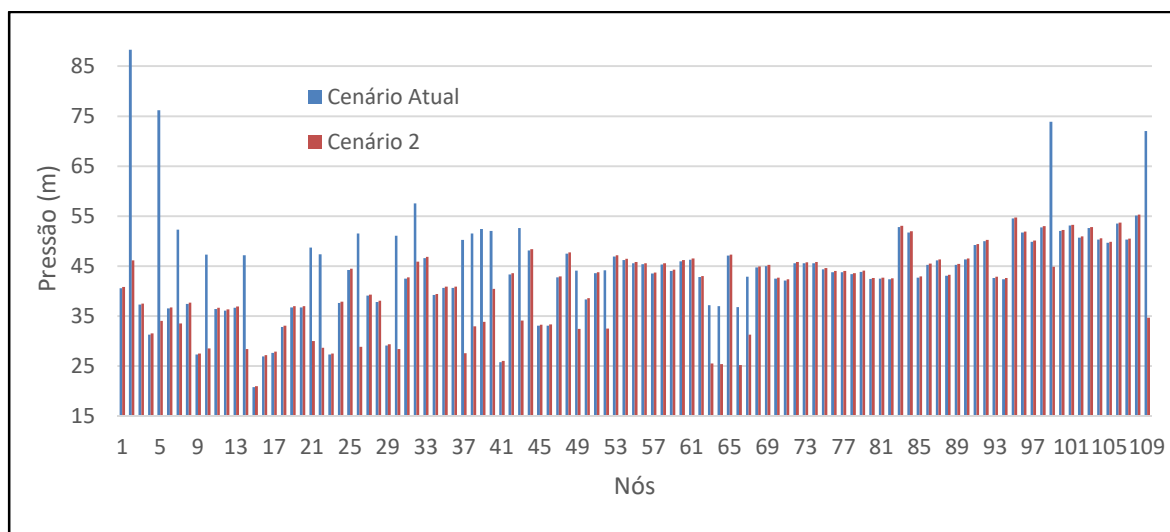


Figura 50: Comparação entre cenários para o instante de menor consumo, Cenário 2

3.9. Cenário 3

i) Solução Proposta

O terceiro Cenário propõe redimensionar uma parte do traçado da rede aumentando os diâmetros à saída do reservatório e de outros treços da rede, afim de estabelecer um percurso principal entre o reservatório e as zonas com pressões menores localizadas em pontos mais altos da rede e mais distantes do reservatório. Para além do redimensionamento de algumas condutas o terceiro cenário propõe o seccionamento de alguns treços afim de dividir a rede em duas zonas, facilitando assim a gestão de pressões através da instalação de VRP's. O número de VRP's proposto neste cenário é inferior ao número de VRP's proposto nos cenários anteriormente estudados. A Figura 51 exemplifica as mudanças propostas:

- Em cor **azul** simboliza os treços já existentes, sem nenhuma modificação;
- Em cor **verde** simboliza os treços redimensionados;
- Em cor **vermelha** simboliza os treços seccionados;
- Em cor **amarela** simboliza os treços criados.

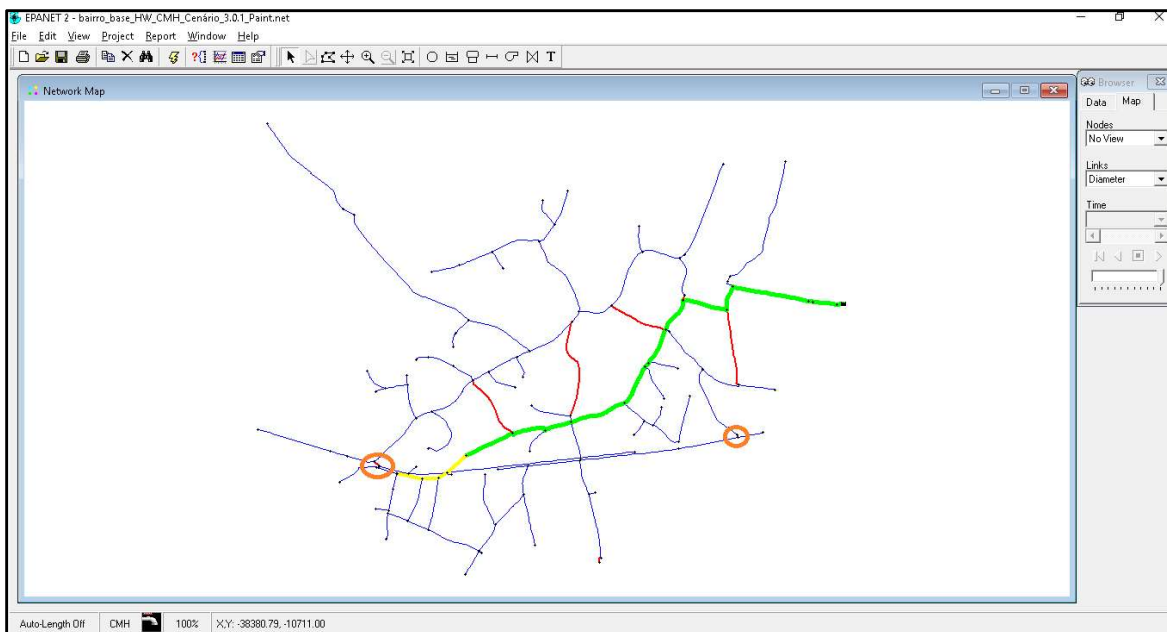


Figura 51: Mudanças propostas para o Cenário 3

ii) Resultado do comportamento hidráulico

Posteriormente às mudanças realizadas na rede e corrida da simulação hidráulica, percebeu-se que o comportamento hidráulico da rede melhorou. Como primeiro objetivo a ser alcançado, as zonas de baixa pressão melhoraram o seu desempenho, principalmente nos momentos de maiores consumos. Para além do melhor desempenho nas zonas de baixa pressão, a configuração do seccionamento das condutas deste cenário permitiu fazer uma gestão das pressões com uma quantidade menor de VRP's em comparação aos cenários anteriores. Nota-se uma ramificação mais abrangente, localizada mais ao norte da rede, em que uma VRP regulou as pressões mais altas em grande parte da rede. As Figuras 52 e 53 mostram os resultados obtidos após as mudanças proposta para este cenário. A Figura 54 representa a disposição dos diâmetros na rede e a localização das 5 VRP's.

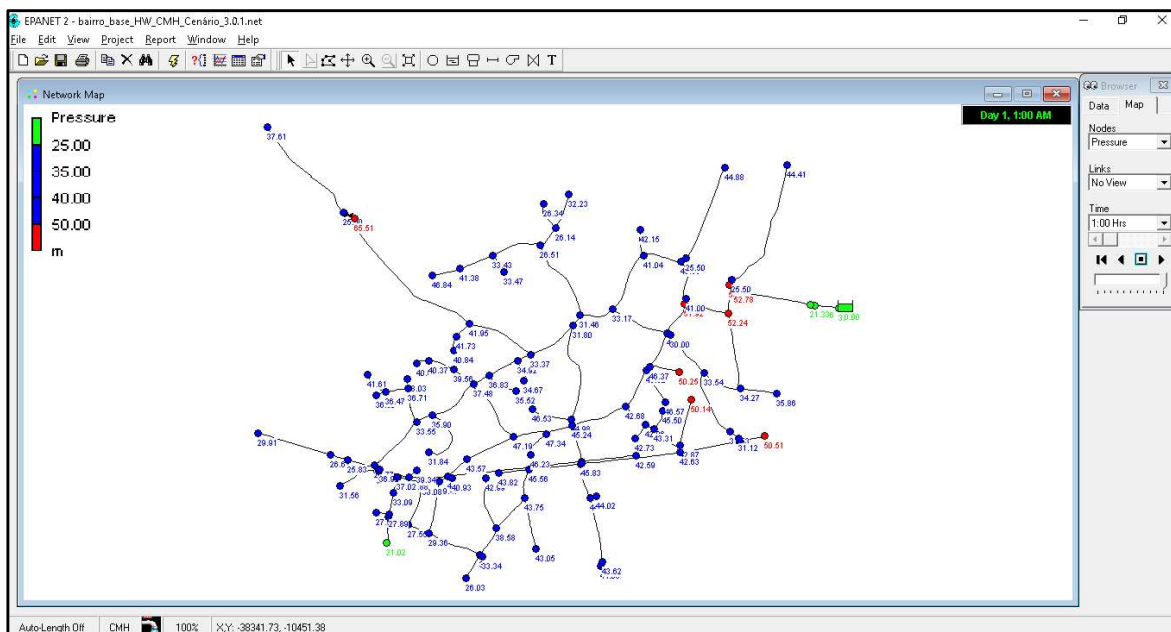


Figura 52: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de menor consumo, Cenário 3

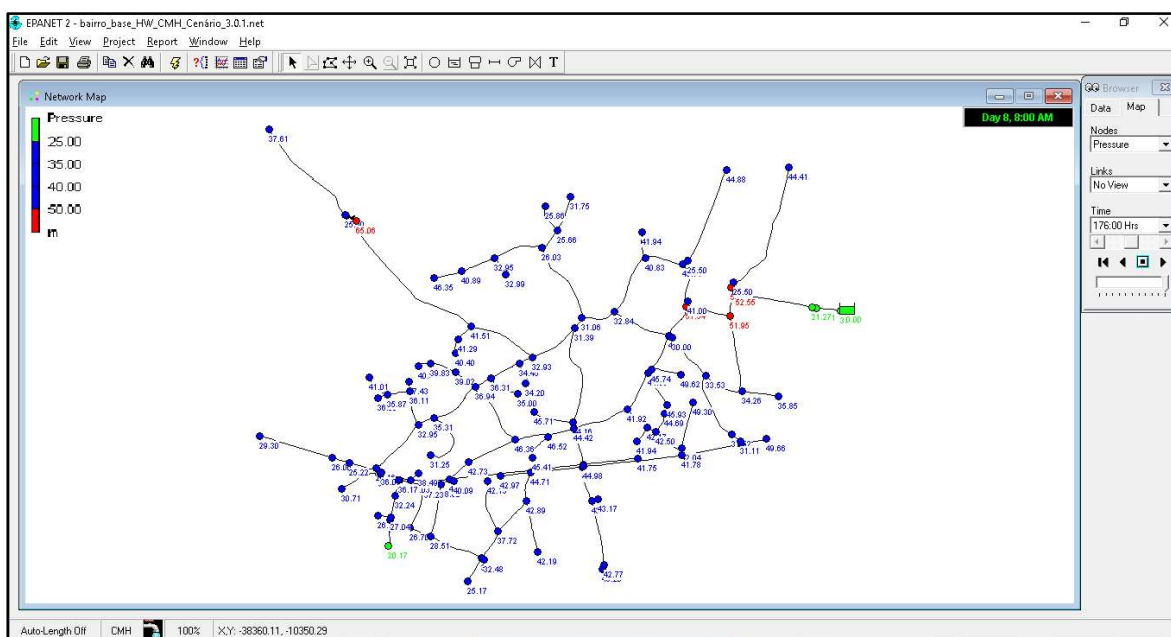


Figura 53: Resultados da simulação hidráulica para o dia/instante de maior consumo, Cenário 3

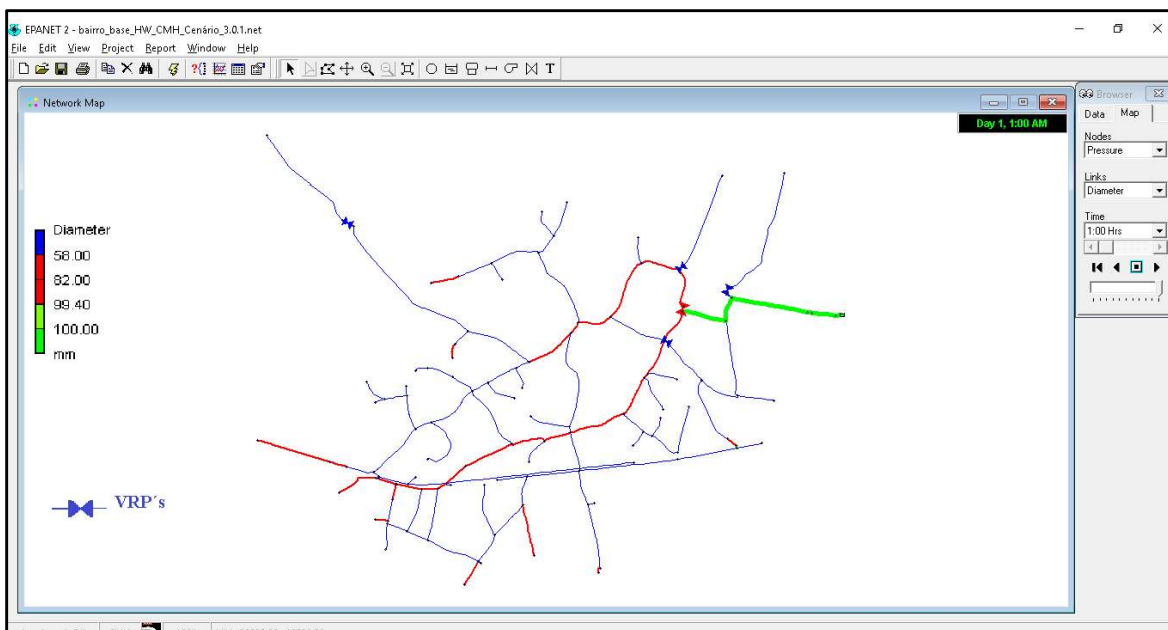


Figura 54: Diâmetros das condutas e localização das VRP's para o Cenário 3

A análise gráfica entre os Cenários 3 e Atual, permite perceber a mudança das pressões, obtida através das alterações realizadas na rede. Para o instante de menor consumo as pressões caíram consideravelmente, principalmente nos pontos da rede em que se verificavam altos picos de pressão (Figura 55). Para o instante de maior consumo, os nós críticos da rede que apresentavam pressões insuficientes, passaram a beneficiar de um ligeiro aumento das pressões (Figura 56).

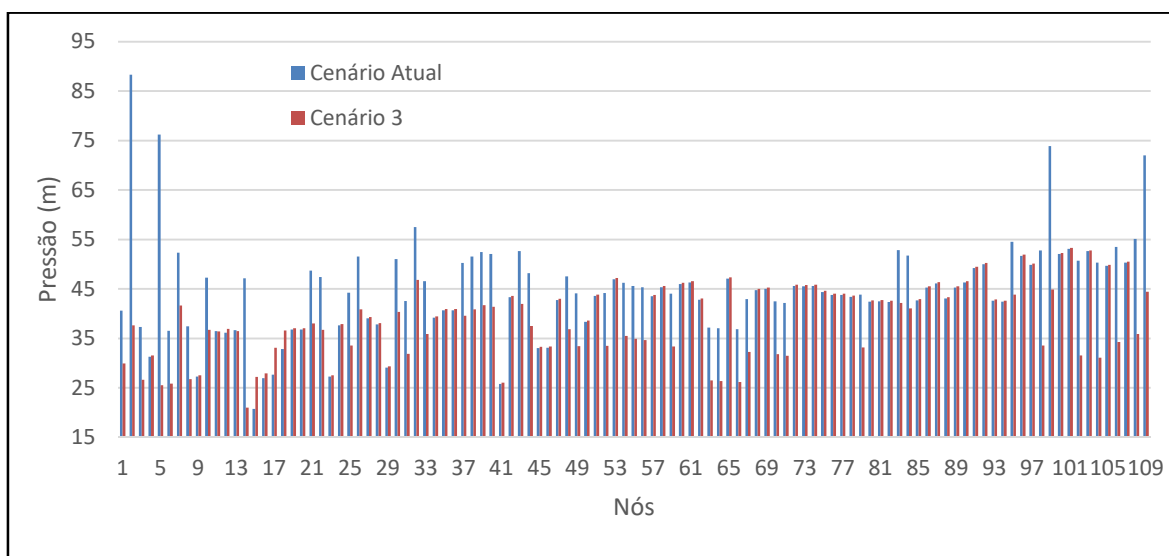


Figura 55: Comparação entre cenários para o instante de menor consumo, Cenário 3

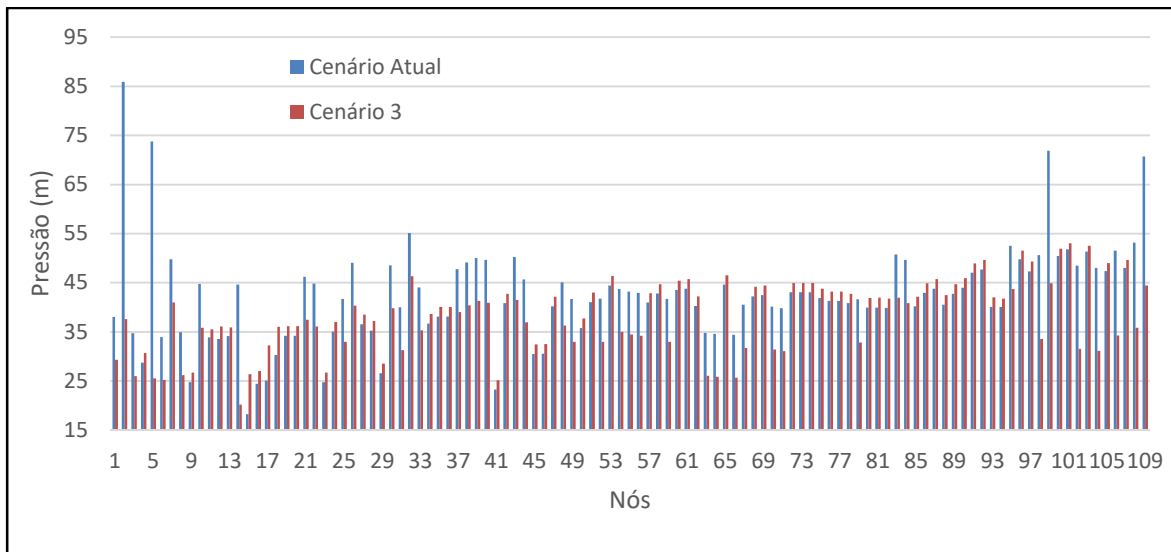


Figura 56: Comparação entre cenários para o instante de maior consumo, Cenário 3

3.10. Análise e comparação entre os cenários propostos

Os resultados obtidos com as mudanças nos diferentes cenários propostos foram muito semelhantes. Para além dos gráficos indicados anteriormente, demonstrando as variações de pressões entre o Cenário Atual e o Cenário Proposto nos períodos de maior e menor consumo, as mudanças físicas também podem ser analisadas de forma quantitativa. A informação indicada nas Tabelas 8, 9 e 10 revelam os comprimentos e diâmetros para os diferentes tipos de alterações propostas para os Cenários 1, 2 e 3: instalação, seccionamento e redimensionamento de condutas.

Tabela 8: Resumo de modificações da rede propostas para o Cenário 1

Cenário 1			
Troços redimensionados	Diâmetro atual (mm)	Diâmetro proposto (mm)	Comprimento (m)
C-15459	81,4	115,4	64,87
C-15458	81,4	115,4	10,28
C-15456	81,4	115,4	205,83
C-13102	81,4	115,4	64,18
C-10050	57,0	115,4	207,14
C-272	57,0	115,4	95,92
C-275	57,0	81,4	67,74
C-9972	57,0	81,4	160,26
C-15451	57,0	81,4	263,37
C-9979	57,0	81,4	3,01

C-284	57,0	81,4	139,78
C-9980	57,0	81,4	80,33
		Total	1362,71
Troços Criados			
Pipe 3	-	81,4	30,00
Pipe 4	-	81,4	124,00
Pipe 5	-	81,4	45,00
Pipe 6	-	81,4	67,00
		Total	266,00
Troços Seccionados			
C-274	57,0	-	115,51
C-278	99,4	-	8,56
C-9965	57,0	-	5,96
C-9998	57,0	-	162,26
		Total	292,29
Total de troços modificados			1921,00

Tabela 9: Resumo de modificações da rede propostas para o Cenário 2

Cenário 2			
Troços redimensionados	Diâmetro atual (mm)	Diâmetro proposto (mm)	Comprimento (m)
C-15459	81,4	115,4	64,87
C-15458	81,4	115,4	10,28
C-15456	81,4	115,4	205,83
C-13102	81,4	115,4	64,18
C-10049	81,4	115,4	121,34
C-10042	57,0	81,4	38,07
C-10044	57,0	81,4	83,78
C-10016	57,0	81,4	49,03
C-9995	57,0	81,4	141,5
C-9997	57,0	81,4	47,17
C-9998	57,0	81,4	162,26
C-13735	57,0	81,4	18,78
C-13740	57,00	81,4	5,26
C-15566	57,00	81,4	59,92
Total de troços modificados			1072,27

Tabela 10: Resumo de modificações da rede propostas para o Cenário 3

Cenário 3			
Troços redimensionados	Diâmetro atual (mm)	Diâmetro proposto (mm)	Comprimento (m)
C-15459	81,4	115,4	64,87
C-15458	81,4	115,4	10,28

C-15456	81,4	115,4	205,83
C-13102	81,4	115,4	64,18
C-10049	81,4	115,4	121,34
C-10048	57,0	81,4	96,79
C-10025	57,0	81,4	99,65
C-13564	57,0	81,4	13,91
C-13563	57,0	81,4	111,38
C-10021	57,0	81,4	152,63
C-9992	57,0	81,4	73,93
C-15638	57,0	81,4	97,02
C-15643	57,0	81,4	135,59
		Total	1150,38
Troços Criados			
Pipe 2	-	81,4	88,00
Pipe 3	-	81,4	28,00
Pipe 4	-	81,4	45,00
Pipe 5	-	81,4	67,00
		Total	228,00
Troços Seccionados			
C-10050	57,0	-	207,14
C-10028	57,0	-	158,92
C-13101	57,0	-	268,02
C-15639	57,0	-	280,56
C-278	99,4	-	8,56
C-13735	57,0	-	18,78
		Total	941,98
		Total de troços modificados	2320,36

Para além da análise e comparação das alterações das condutas é importante destacar a localização e características das VRP's nos diferentes cenários. As Tabelas 11, 12 e 13 exibem, para cada cenário, as descrições, quantidades, troço para instalação, diâmetros e ajuste da pressão à saída das VRP's.

Tabela 11: Características das VRP's para o Cenário 1

Cenário 1				
Descrição	Troço da rede	Tipo de Válvula	Diâmetro (mm)	Setting (m)
V-1	C-10055	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-2	C-10055	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-3	C-10057	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-4	C-10034	VRP de pressão fixa a saída	57,0	30,5
V-5	C-15367	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-6	C-15368	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5

V-7	C-10018	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-8	C-10009	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-9	C-10048	VRP de pressão fixa a saída	57,0	35,25

Tabela 12: Características das VRP's para o Cenário 2

Cenário 2				
Descrição	Troço da rede	Tipo de Válvula	Diâmetro (mm)	Setting (m)
V-1	C-10055	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-2	C-10055	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-3	C-10057	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-4	C-10034	VRP de pressão fixa a saída	57,0	30,5
V-5	C-15367	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-6	C-15368	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-7	C-10018	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-8	C-10009	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5

Tabela 13: Características das VRP's para o Cenário 3

Cenário 3				
Descrição	Troço da rede	Tipo de Válvula	Diâmetro (mm)	Setting (m)
V-1	C-10056	VRP de pressão fixa a saída	81,4	41,0
V-2	C-10026	VRP de pressão fixa a saída	57,0	30,0
V-3	C-10055	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-4	C-10057	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5
V-5	C-10044	VRP de pressão fixa a saída	57,0	25,5

É importante destacar que, para todos os cenários apresentados, ocorreram situações de queda de pressão brusca em nós a jusante das VRP's instaladas. Os líquidos em escoamento que sofrem um abaixamento de pressão repentino estão suscetíveis ao fenómeno da cavitação, que pode vir a apresentar bolhas de ar de tamanho significativo (Almeida & Martins, 1999). Almeida e Martins (1999) destacam ainda que existe um procedimento habitual para análise da cavitação em sistemas hidráulicos, permitindo avaliar o nível de severidade do fenómeno. O procedimento, em suma, permite analisar as informações técnicas fornecidas pelos fabricantes de válvulas para determinar graficamente o nível de cavitação, através das pressões de montante e jusante da válvula. A análise desse fenómeno foi realizada nos três cenários distintos e, como resultado, verificou-se então que para estes

casos a cavitação não se aplica. Para a análise foi necessário recorrer ao catálogo de um fabricante, cuja informação está disponível na Figura 57.

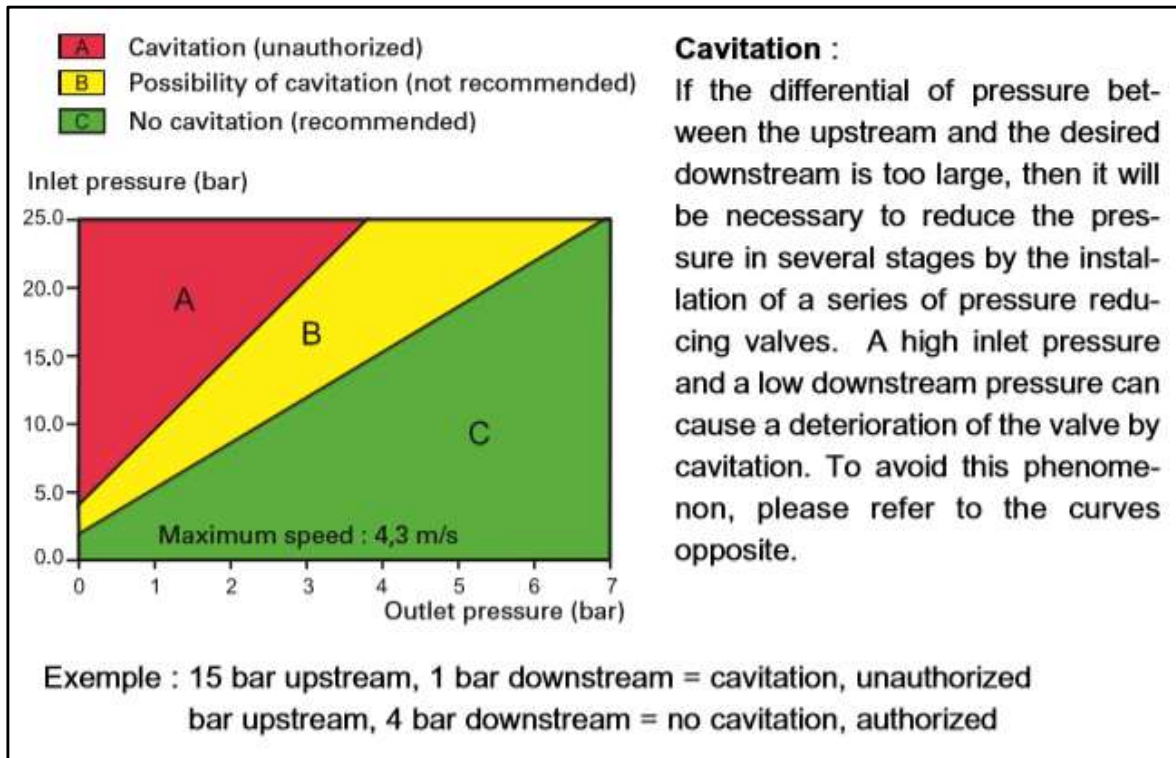


Figura 57: Gráfico para análise da cavitação a jusante de VRP's. (Watts Industries)

4. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

4.1. Conclusões

O valor económico e ambiental das perdas de água, principalmente nos sistemas em “baixa”, aliada com a complexidade das redes de distribuição e aumento da população, exigem que as entidades gestoras tenham um maior rigor no serviço que prestam aos seus clientes. Por essa realidade surge a necessidade de implementar estratégias para reduzir o volume global de perdas (principalmente as perdas reais), num contexto de sustentabilidade do serviço prestado, de sustentabilidade ambiental e em matéria de responsabilidade social.

Uma destas estratégias está relacionada com a gestão de pressões, através do conhecimento amplo do modo de funcionamento e operação da rede de distribuição de água e com o auxílio de sistemas de monitorização e programas de simulação hidráulica que, em conjunto, permitem maximizar o desempenho hidráulico dos sistemas de distribuição de água. A gestão de pressões, respeitando a especificidade de cada sistema, pode ser implementada de formas distintas como instalação de VRP's, sectorização da rede, entre outros.

Neste trabalho, para interpretação do comportamento hidráulico da rede, analisou-se os caudais a entrada do sistema, os consumos dos clientes ao longo do ano de 2017, as temperaturas médias anuais da zona e os caudais mínimos noturnos. Desta análise resultou ainda diferentes fatores de ponta, que serviram de base ao modelo de simulação hidráulica.

A análise da rede de distribuição de água denominada ZMC “Bairro”, em Ourém, realizou-se com auxílio do simulador hidráulico Epanet. Após a construção do modelo e corrida a simulação hidráulica do sistema, foi possível observar o comportamento hidráulico do sistema e as suas deficiências ao longo do ano. Para a situação atual, constatou-se que na maior parte da rede as pressões estavam dentro dos padrões determinados na legislação. No entanto, em algumas zonas periféricas da rede, onde se verificam cotas altimétricas baixas e consumos reduzidos, verificou-se a necessidade de reduzir as pressões, enquanto nas zonas periféricas da rede de cotas altimétricas mais elevadas e mais afastadas do reservatório, verificou-se a necessidade de aumentar as pressões.

Como sugestão para sanar os problemas encontrados, foram propostos três *Cenários* distintos todos eles visando harmonizar as pressões. As propostas basearam-se em ações de redimensionamento de condutas, alteração da configuração da rede (seccionamento de algumas condutas), instalação de novas condutas e instalação de VRP's em pontos estratégicos. Resumidamente as propostas assemelham-se em aumentar diâmetros à saída do reservatório e condicionar o escoamento ao longo da rede usando três estratégias distintas, cada uma das quais representando um Cenário diferente. A instalação de VRP's permite ajustar as pressões de serviço mais elevadas na rede, em função dos consumos requeridos nessas zonas da rede.

Face aos resultados obtidos (semelhantes entre si), cabe à entidade gestora, em articulação com o município, definir qual dos Cenários deverá ser escolhido, já que a expansão da rede deverá ter em consideração a expansão desse aglomerado populacional.

4.2. Sugestões para trabalhos Futuros

Tendo em vista que um trabalho académico sempre há espaço para ser aperfeiçoado, após alcançados os objetivos previamente definidos, sempre surgem novas metas, objetivos e estudos a serem realizados a partir de um trabalho inicial. Com esta ideia, nesta fase do trabalho, fazem-se algumas sugestões para trabalhos futuros, dando assim continuidade ao estudo aqui desenvolvido.

A primeira sugestão diz respeito à calibração do modelo de simulação hidráulica. Através da instalação de manómetros e caudalímetros em pontos estratégicos da rede, é possível comparar os valores das pressões e caudais medidos na rede com os mesmos valores observados no modelo de simulação hidráulica, e assim corrigir eventuais desvios que venham a ser identificados entre os dados recolhidos em campo e o modelo. A segunda sugestão refere-se à necessidade de se efetuar uma análise do custo/benefício entre os diferentes *Cenários* propostos. A terceira sugestão prende-se com a análise da qualidade da água ao longo da rede, para cada um dos *Cenários* propostos, nomeadamente relacionada com a instalação de válvulas de seccionamento (alteração do layout da rede) e alteração do diâmetro de algumas condutas.

5. BIBLIOGRAFIA

- Instituto Nacional de Estatística. (21 de 05 de 2011). *Ine.pt*. Fonte: <http://mapas.ine.pt/map.phtml>
- Aires, L. M. (2018). *Tratamento de Informação Ambiental (Notas de aula)*.
- Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M. d., & Vieira, P. (2005). *Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição. Série GUIAS TÉCNICOS 1*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos; Instituto da Água; Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M. d., & Vieira, P. (2005). *Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição. Série GUIAS TÉCNICOS 3*. Instituto Regulador de Água e Resíduos; Instituto da Água; Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Alegre, H., Hirner, W., Baptista, J. M., & Parena, R. (2004). *Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água* (Vol. 1). (P. Duarte, H. Alegre, & J. M. Baptista, Trads.) London.
- Almeida, A. B., & Martins, S. d. (1999). *Controlo Hidráulico-Operacional de Sistemas Adutores*. Lisboa: EPAL Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A.
- Arison, G. M. (2012). Urban Water Efficiency. *The Miya Solution – A Technical Guide*. Luxembourg.
- Câmara Municipal de Ourém. (2002). *Relatório do Plano Diretor Municipal de Ourém*. Ourém.
- Câmara Municipal de Ourém. (09 de 04 de 2018). *Web Sig Ourém*. Fonte: SIG Município de Ourém: <http://websig.cm-ourem.pt/?page=websig>
- Carmo, R. L., Dagnino, R. d., & Johansen, I. C. (2014). Transição demográfica e transição do consumo urbano de água no Brasil. *Revista Brasileira de Estudos de População*, 31, 169-190.

- Coelho, S. T., Loureiro, D., & Alegre, H. (2006). *Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil; Instituto Regulador de Águas e Resíduos.
- E.Ormsbee, L., & Lingireddy, S. (2004). *Water Distribution Systems Handbook*. (U. o. Kentucky, Ed.) Lexington, Kentucky, USA: McGraw-Hill.
- ERSAR. (2018). Fonte: Entidade Reguladora dos Serviços das Águas e Resíduos: [http://www.ersar.pt/pt/site-setor/site-caracterizacao/Documents/Infografia%20CUAA%20\(Web\)/index.html](http://www.ersar.pt/pt/site-setor/site-caracterizacao/Documents/Infografia%20CUAA%20(Web)/index.html)
- Fallis, P., Hübschen, K., Oertlé, E., Ziegl, D., Klingel, P., Knobloch, A., . . . Laures, C. (2011). *Guidelines for water loss reduction. A focus on pressure management*. Eschborn, Germany : Federal Ministry for Economic Cooperation and Development; GIZ; VAG.
- Farley, M. (2001). *Leakage management and control*. Geneva, Switzerland: World Health Organization .
- Gleick, P. H. (1993). *Water in Crisis: A guide to the World's Fresh Water resources*. New York: Pacific Institute for studies in Development, Enviroment, and Security; Stockholm Enviroment Institute.
- Gomes, R. d. (2011). *Modelação Matemática Como Ferramenta de Gestão e Exploração de Sistemas de Distribuição de Água*. Coimbra: Universidade de Coimbra.
- Gomes, R. d., Marques, J. A., & Sousa, J. J. (2013). The influence of pressure/leakage relationships from existing leaks in the benefits yielded by pressure management. *Water Utility Journal*, pp. 25-32.
- Heller, L., Pádua, V. L., Prince, A. d., Ferreira, A. C., Kuroda, E. K., Miranda, E. C., . . . Gaio, M. M. (2006). *Abastecimento de água para consumo humano*. Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais.
- Heller, L., Pádua, V. L., Prince, A. d., Ferreira, A. C., Kuroda, E. K., Miranda, E. C., . . . Lara, M. M. (2010). *Abastecimento de água para consumo humano* (Vol. 2). Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil: Universidade Federal de Minas Gerais.
- International Water Association. (October de 2000). Losses from Water Supply Systems: Standard Terminology and Recommended Performance Measures. *The Blues Pages*.

- Laboratório Nacional de Engenharia Civil Departamento de Hidráulica. (2002). *Epanet 2.0 Manual do Utilizador*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Marques, J. A., & Souza, J. J. (2011). *Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Coimbra, Portugal: Universidade de Coimbra.
- Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. (08 de 1995). *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Acesso em 2018, disponível em <https://dre.pt/pesquisa/-/search/431873/details/maximized>
- Monteiro, D. F. (2017). *Avaliação da qualidade do serviço prestado no abastecimento público de água na cidade de Porto Novo, Cabo Verde*. Leiria, Portugal: Instituto Politécnico de Leiria.
- Patiño, G. L., & Solano, F. J. (2004). *Urban Water Supply Handbook*. McGraw-Hill.
- Pilcher, R., Hamilton, S., Chapman, H., Field, D., Ristovski, B., & Stapely, S. (2007). *Leak Location & Repair -Guidance Notes* . IWA - International Water Association.
- Portions Copyright © 1996-2018, The PostgreSQL Global Development Group. (18 de 04 de 2018). <https://www.postgresql.org>. Fonte: <https://www.postgresql.org/about/>
- Rückert, F. Q. (2017). O abastecimento de água na perspectiva da historiografia europeia e hispano-americana. (U. d. (UPF), Ed.) *História: Debates e Tendências*, 17, pp. 157-179.
- SABESP. (05 de 03 de 2018). Fonte: Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo: <http://site.sabesp.com.br/site/interna/Default.aspx?secaoId=47>
- The PostGIS Development Group. (18 de 04 de 2018). <http://www.postgis.org>. Fonte: <https://postgis.net/docs/manual-2.4/postgis-br.html>
- Trifunovic', N. (2015). *Introduction to Urban Water Distribution*. London; Leiden; New York; Philadelphia; Sigapore: Taylor & Francis.
- UN Water. (2010). *Climate change adaptation is mainly about water*.
- United Nations. (2015). *World Urbanization Prospects The 2014 Revision*. Department of Economic and Social Affairs, Population Division . New York: ST/ESA/SER.

United States Geological Survey. (02 de Dezembro de 2016). *USGS science for a changing the world*. Fonte: water.usgs.gov: <https://water.usgs.gov/edu/earthwherewater.html>

Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A., Grayman, W., Beckwith, S., & Koelle, E. (2003). *ADVANCED WATER DISTRIBUTION MODELING AND MANAGEMENT* (Vol. 1º volume). (C. Tetz, & K. Dietrich, Eds.) Waterbury, Connecticut, USA.

Watts Industries . (s.d.). Pressure reducing valves . França: Watts Industries France.

World Water Assessment Programme. (2003). *Water for people water for life*. UNESCO, Division of Water Sciences. Paris: UNESCO PUBLISINHG; BERGHAHN BOOKS.