



Ana Raquel Miranda Gomes da Costa Ferreira

DETEÇÃO E AVALIAÇÃO DE FUGAS E PERDAS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

DETECTION AND ASSESSMENT OF LEAKAGE AND LOSSES IN WATER
DISTRIBUTION SYSTEMS

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente,
na Especialidade de Território e Gestão do Ambiente, orientada pelo Professor Doutor José Alfeu Sá Marques e pelo
Professor Doutor Nuno Eduardo da Cruz Simões

Coimbra, Julho de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

DETEÇÃO E AVALIAÇÃO DE FUGAS E PERDAS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

DETECTION AND ASSESSMENT OF LEAKAGE AND LOSSES IN WATER DISTRIBUTION SYSTEMS

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Engenharia do Ambiente na Especialidade de Território e Gestão do
Ambiente

Autora

Ana Raquel Miranda Gomes da Costa Ferreira

Orientadores

Professor Doutor José Alfeu Almeida de Sá Marques

Professor Doutor Nuno Eduardo da Cruz Simões

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

Coimbra, julho, 2017

AGRADECIMENTOS

Esta Dissertação é dedicada à minha avó que, embora já não esteja aqui, é imensamente amada.

Agradeço aos meus orientadores, Professor Doutor Alfeu Sá Marques e Professor Doutor Nuno Eduardo Simões, por todo o apoio e disponibilidade ao longo dos últimos meses.

Agradeço à Águas de Coimbra, por me ter disponibilizado toda a informação e ajuda necessária para a elaboração desta Dissertação.

Agradeço aos meus pais, que sempre estiveram ao meu lado. Nunca ninguém me deu tanto apoio como vocês. Desculpem se alguma vez vos desiludi, mas espero que este meu trabalho final vos dê orgulho. Adoro-vos.

Agradeço ao Rui, por todo o carinho e paciência dispensada nos últimos anos. Nos momentos mais baixos estiveste sempre comigo, ajudaste-me a ser mais forte. Obrigada.

Agradeço também a todos os meus amigos, tanto aqueles que me incentivaram à distância, como aqueles que com quem me cruzava quase todos os dias, e com quem partilhava muitas dúvidas e preocupações.

A todos, muito obrigada.

RESUMO

Embora nos últimos vinte anos Portugal tenha dado um grande salto no setor do abastecimento de água, estima-se que o volume de perdas anuais nos sistemas de distribuição de água ronde os 163 milhões de m³ de água.

São várias as entidades que descuidam a manutenção da rede de distribuição, uma vez que a sua preservação pode tornar-se bastante dispendiosa. Contudo, vários estudos provam que uma rede bem dimensionada, que não experiencie pressões/flutuações de pressão demasiado elevadas, e que seja alvo de manutenção regular e capaz, tem tendência para sofrer um menor número de roturas e, por consequência, perder menores volumes de água.

Esta dissertação teve como objetivo estudar uma rede real, no concelho de Coimbra, freguesia de Cernache, e provar que a implementação de medidas corretivas no sistema em questão se prova benéfica, tanto para a população como para a própria entidade gestora (Águas de Coimbra).

A rede foi modelada com recurso ao programa WaterNetGen (uma extensão do EPANET 2.0) e foram considerados três cenários. No primeiro cenário, a rede foi modelada ponderando apenas os dados fornecidos pela entidade gestora. No segundo cenário, os consumos originalmente fornecidos pela entidade gestora foram postos de parte e a modelação foi feita com base em caudais de consumo reais, obtidos através de telegestão. Foram criados três subcenários, ao longo dos quais foram analisados diferentes padrões de consumo (um padrão calculado com base nos consumos médios ao longo de todo o período de amostragem, um padrão para o dia em que se observou o mínimo consumo, e um último padrão para o dia em que se observou o máximo consumo). No último cenário foram implementadas medidas corretivas na rede (uma torre de pressão e uma válvula reguladora de pressão) de forma a que fossem cumpridas as condições regulamentares e que as condições de funcionamento fossem melhoradas.

Os resultados obtidos provaram-se bastante positivos, uma vez que permitiram reduzir substancialmente as pressões existentes na rede.

Palavras-chave: Perdas, Modelação hidráulica, *Pressure-driven-analysis*, *Demand-driven-analysis*, WaterNetGen, EPANET

ABSTRACT

Over the course of the last twenty years Portugal experienced great evolution regarding the water distribution sector. However, water losses account for about 163 million m³ of water every year.

Maintenance of the water distribution network is often neglected, due to the high cost it entails. However, many studies show that an optimized system, which doesn't experience excessive pressure and/or pressure fluctuations, and undertakes ongoing maintenance will more likely have fewer losses, wasting less water.

This Dissertation studies a real water supply system in Cernache, Coimbra, and attempts to prove the benefits yielded by the implementation of corrective measures, both to the population and the water systems operator (Águas de Coimbra).

The network was modelled using WaterNetGen (an EPANET 2.0 extension) and three scenarios were considered. In the first scenario, the network was modelled using the data provided by the system operator. In the second scenario, the consumptions originally provided were set aside and the modeling was done based on real consumptions, previously obtained with a remote meter system. Three sub scenarios were established, during which different consumption patterns were analyzed (one pattern expresses the average consumptions, and the other two express the day in which the minimum and maximum demands occurred). In the last scenario, the installation of a water tower and a pressure reduction valve were considered in order to comply imposed legal regulations and improve network performance.

The results obtained were very positive, allowing the substantial reduction of the existing pressures of the network.

Key-words: Losses, Hydraulic Modulation, Pressure-driven-analysis, Demand-driven-analysis, WaterNetGen, EPANET

ÍNDICE

| | |
|---|-----|
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | iii |
| ÍNDICE DE QUADROS..... | v |
| ABREVIATURAS..... | vi |
| SIMBOLOGIA..... | vii |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 1.1 Enquadramento geral..... | 1 |
| 1.2 Motivação e objetivos..... | 2 |
| 1.3 Organização do documento..... | 2 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 3 |
| 2.1 Considerações iniciais..... | 3 |
| 2.2 Tipos de perdas e fugas..... | 3 |
| 2.3 Quantificação de perdas..... | 4 |
| 2.3.1 Considerações gerais..... | 4 |
| 2.3.2 Balanço Hídrico..... | 5 |
| 2.3.3 Análise dos Componentes..... | 8 |
| 2.3.4 Análise dos Caudais Noturnos..... | 10 |
| 2.3.5 Conceito BABE..... | 11 |
| 2.4 Fatores que influenciam o desempenho da rede..... | 12 |
| 2.5 Detecção de perdas..... | 14 |
| 2.5.1 Considerações gerais..... | 14 |
| 2.5.2 Medição Zonada..... | 14 |
| 2.5.3 Modelação Hidráulica..... | 16 |
| 2.6 Localização de perdas..... | 18 |
| 2.7 Gestão de perdas..... | 21 |
| 2.7.1 Considerações gerais..... | 21 |
| 2.7.2 Nível económico de perdas..... | 21 |
| 2.7.3 Métodos de gestão de perdas..... | 22 |
| 2.8 Gestão da pressão..... | 25 |
| 2.8.1 Considerações gerais..... | 25 |
| 2.8.2 Relação pressão/caudal..... | 26 |
| 2.8.3 Relação pressão/novas roturas..... | 28 |
| 2.8.4 Métodos para a gestão da pressão..... | 29 |
| 2.9 Síntese de revisão bibliográfica..... | 30 |

| | | |
|-----------|--|----|
| 3 | CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO | 31 |
| 3.1 | Considerações gerais | 31 |
| 3.2 | Localização | 31 |
| 3.3 | Topologia | 32 |
| 3.4 | Caudal da bomba..... | 33 |
| 4 | MODELAÇÃO HIDRÁULICA DO ESTUDO DE CASO | 36 |
| 4.1 | Considerações gerais | 36 |
| 4.2 | EPANET | 37 |
| 4.3 | WaterNetGen..... | 38 |
| 4.3.1 | Considerações Gerais | 38 |
| 4.3.2 | Modelação matemática..... | 38 |
| 4.4 | Cenário 1 | 41 |
| 4.4.1 | Considerações gerais | 41 |
| 4.4.2 | Caudal | 41 |
| 4.4.3 | Velocidades de escoamento..... | 42 |
| 4.4.4 | Pressão..... | 43 |
| 4.5 | Cenário 2 | 45 |
| 4.5.1 | Considerações gerais | 45 |
| 4.5.2 | Bomba | 46 |
| 4.5.3 | Subcenário: Modelação com base no padrão de consumo médio da rede..... | 46 |
| 4.5.4 | Subcenário: Modelação com base no dia de maior consumo (3 de maio) | 48 |
| 4.5.5 | Subcenário: Modelação com base no dia de menor consumo (2 de maio)..... | 49 |
| 4.6 | Cenário 3 | 50 |
| 4.6.1 | Considerações gerais | 50 |
| 4.6.2 | Torre de pressão | 51 |
| 4.6.3 | Válvula redutora de pressão | 51 |
| 4.6.4 | Modelação do cenário 3 com abordagem DDA | 52 |
| 4.6.5 | Modelação do cenário 3 com abordagem PDA | 54 |
| 5 | CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS | 56 |
| 5.1 | Conclusões | 56 |
| 5.2 | Trabalhos futuros..... | 58 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 59 |
| Anexo I | - Caudal da bomba do Loureiro (L/s) a cada meia hora | 63 |
| Anexo II | - Nós de junção e condutas da rede | 64 |
| Anexo III | - Características das condutas da rede no cenário 1 | 65 |
| Anexo IV | - Características dos nós da rede (cenário 1)..... | 66 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Representação esquemática de um sistema de abastecimento | 3 |
| Figura 2.2 – Duração e volume típico de cada tipo de perda. Adaptado de Farley et al. (2008) | 10 |
| Figura 2.3 – Representação de um diagrama de consumos típico e suas componentes. Adaptado de Farley et al. (2008) | 11 |
| Figura 2.4 – Representação de uma rede dividida em múltiplas zonas de medição e controlo..... | 15 |
| Figura 2.5 – Nível económico de perdas reais (Alegre et al, 2005) | 21 |
| Figura 2.6 – Relação entre o nível económico de perdas e o nível de intervenção (Gomes, 2011) | 22 |
| Figura 2.7 – Quatro atividades básicas de gestão de perdas para reduzir o volume de perdas reais. Adaptado de Lambert (2000) e Thornton (2002) | 23 |
| Figura 2.8 - Quatro atividades básicas de gestão de perdas para reduzir o volume de perdas aparentes. Adaptado de Thornton (2002) | 24 |
| Figura 2.9 – Relação entre a pressão e o caudal em diferentes valores de N_1 . Adaptado de Lambert (2000) | 27 |
| Figura 2.10 – Relação entre a frequência de novas roturas em condutas e a pressão média do sistema. Adaptado de Lambert (2000) | 28 |
| Figura 3.1 - Localização da rede em estudo | 31 |
| Figura 3.2 – Topologia da rede | 32 |
| Figura 3.3 – Bomba e reservatório da rede (Águas de Coimbra, 2016) | 32 |
| Figura 3.4 – Caudal médio da bomba, em períodos de meia-hora | 34 |
| Figura 3.5 – Padrão de consumo obtido com os caudais médios | 35 |
| Figura 3.6 - Padrão de consumos no dia de maior consumo (3 de maio)..... | 35 |
| Figura 3.7 – Padrão de consumos no dia de menor consumo (2 de maio) | 35 |
| Figura 4.1 - Caudais da rede no Cenário 1, às 20:30h..... | 42 |
| Figura 4.2 – Velocidades de escoamento da rede no Cenário 1, às 20:30h | 43 |
| Figura 4.3 – Pressão da rede no Cenário 1, às 20:30h (momento com menores pressões) | 44 |
| Figura 4.4 - Pressão da rede no Cenário 1, às 04:30h (pressões máximas)..... | 45 |
| Figura 4.5 – Curva da bomba no Cenário 1 e no Cenário 2 | 46 |
| Figura 4.6 - Velocidade e pressão da rede no Cenário 2, com base no padrão de consumo médio, às 03:30h..... | 47 |
| Figura 4.7 - Velocidade e pressão da rede no Cenário 2, com base no padrão de consumo médio, às 20:00h..... | 47 |
| Figura 4.8 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de maior consumo (3 de maio), às 19:00h | 48 |
| Figura 4.9 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de menor consumo (2 de maio), às 03:30h | 49 |
| Figura 4.10 – Código de programação da bomba no cenário 3..... | 51 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.11 – Pormenor da instalação da torre de pressão e da VRP, no cenário 3 | 52 |
| Figura 4.12 – Nível da água na torre de pressão, nos dias de menor e maior consumo | 52 |
| Figura 4.13 – Pressão no nó 17, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo | 53 |
| Figura 4.14 - Pressão no nó 47, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo | 53 |
| Figura 4.15 - Pressão no nó 48, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo | 53 |
| Figura 4.16 - Pressão no nó 54, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo | 54 |
| Figura 4.17 - Pressão e caudal da rede no Cenário 3, com modelação PDA, no dia de maior consumo (3 de maio), às 19:00h | 55 |
| Figura 4.18 - Pressão e caudal da rede no Cenário 3, com modelação PDA, no dia de menor consumo (2 de maio), às 03:30h | 55 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 2.1 – Componentes do balanço hídrico (Alegre et al., 2005) | 6 |
| Quadro 2.2 - Diferentes técnicas de localização aproximada e exata | 19 |
| Quadro 3.1 - Caudais médios (L/s) e consumos totais diários [m ³] | 33 |
| Quadro 4.1 – Caudais da rede no Cenário 1, às 04:30h 3 às 20:30h | 42 |
| Quadro 4.2 – Velocidades de escoamento da rede no Cenário 1, às 20:30h | 43 |
| Quadro 4.3 – Pressão nos nós da rede no Cenário 1, às 20:30h | 44 |
| Quadro 4.4 - Pressão nos nós da rede no Cenário 1, às 04:30h | 45 |
| Quadro 4.5 - Pressão e velocidade de escoamento no Cenário 2, com base no padrão de consumo médio, às 20:00h | 48 |
| Quadro 4.6 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de maior consumo (3 de maio), às 19:00h | 49 |
| Quadro 4.7 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de menor consumo (2 de maio), às 03:30h | 50 |

ABREVIATURAS

| | |
|-----------|--|
| AGG | Algoritmo do Gradiente Global; |
| BABE | <i>Burst and Background Estimates;</i> |
| CMN | Caudal Mínimo Noturno; |
| DDA | <i>Demand-driven-analysis;</i> |
| EG | Entidade Gestora; |
| EPA | <i>United States Environmental Protection Agency;</i> |
| FAVAD | <i>Fixed Area and Variable Area Discharges;</i> |
| IWA | <i>International Water Association;</i> |
| LNEC | Laboratório Nacional de Engenharia Civil; |
| OFWAT | <i>Water Services Regulation Authority;</i> |
| NEP | Nível Económico de Perdas; |
| NEPr-CP | Nível Económico de Perdas Reais a Curto Prazo; |
| PDA | <i>Pressure-driven-analysis;</i> |
| PVC | Policloreto de Vinilo; |
| PEAD | Polietileno de Alta Densidade; |
| RGSPDADAR | Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais; |
| VRP | Válvulas Redutoras de Pressão; |
| ZGP | Zona de Gestão de Pressão; |
| ZMC | Zona de Medição e Controlo. |

SIMBOLOGIA

| | |
|------------------|--|
| A_{nn} | Matriz diagonal da procura dependente da pressão; |
| A_{pn}, A_{p0} | Sub-Matriz que resulta da matriz global \bar{A}_{pn} ; |
| A_{pp} | Matriz diagonal das perdas nos nós; |
| C_k, δ_k | Parâmetros do modelo de perdas Burst; |
| DL_{nn} | Matriz derivada de q^{fuga} em ordem à pressão nas condutas; |
| D_{nn} | Matriz derivada de q^{disp} em ordem à pressão nos nós; |
| D_{pp} | Matriz derivada de A_{pp} em ordem ao caudal; |
| H | Vetor das cotas piezométricas nodais desconhecidas; |
| H_0 | Vetor das cotas piezométricas nodais conhecidas; |
| L_0 | Caudal antes da variação de pressão; |
| L_1 | Caudal depois da variação de pressão; |
| l_k | Comprimento da conduta k; |
| n | Número de pisos acima da cota de soleira |
| N_1, α_k | Expoente que relaciona a variação da pressão com o caudal da fuga; |
| P_0 | Pressão antes da variação de pressão; |
| P_1 | Pressão depois da variação de pressão; |
| P_i | Pressão no nó i; |
| P_i^{min} | Pressão mínima do nó i; |
| P_i^{ref} | Pressão de referência; |
| P_k | Pressão média na conduta k; |
| Q | Vetor dos caudais desconhecidos nas condutas; |
| q | Vetor da procura nodal independente da pressão; |
| q^{disp} | Vetor da procura nodal dependente da pressão; |
| q^{fuga} | Vetor dos caudais nodais perdidos; |
| q_i^{disp} | Caudal disponível no nó i; |
| q_i^{fuga} | Caudal perdido no nó i; |
| q_i^{req} | Procura requerida no nó i; |
| q_k^{fuga} | Caudal perdido na conduta k; |
| β_k | Parâmetro do modelo de perdas Background; |
| φ | Coefficiente de convergência. |

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

A degradação do estado da água tem sido, cada vez mais, tema de debate. Embora seja um dos elementos mais abundantes no planeta, estima-se que o “stress” hídrico afete um quinto da população mundial e que, até 2025, 1.8 mil milhões de habitantes vivam em regiões com problemas de escassez (UN Water, 2007). A água é um bem essencial. Muitos tratam-na por Ouro Azul, não só por ser o que dá vida ao Homem, mas também por ser uma das maiores tendências do século XXI (Naves, 2010; Fidelity, 2011).

O uso insustentável da água é um problema crescente, agravado, em grande parte, pela indevida gestão do abastecimento urbano. O Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal (ERSAR, 2016) revelou que, no ano 2015, em sistemas de distribuição em baixa¹, aproximadamente 29.8 % da água processada não foi faturada, e que o volume de perdas reais foi, sensivelmente, 163 milhões de m³ de água. A sua gestão é um dos problemas mais complexos do mundo, mas é crescente a convicção de que, investindo em alternativas sustentáveis, ela é possível.

O Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (Governo de Portugal, 2012) tem como grande objetivo a redução das perdas de água. Aborda três setores: industrial, agrícola e urbano. Dentro do setor urbano, são apresentadas 49 medidas de ação, sendo que, direcionadas para os sistemas públicos, são apresentadas 5 medidas: redução do consumo de água através da utilização de equipamentos e dispositivos mais eficientes, redução da pressão no sistema de forma a que esta seja mantida dentro dos limites convenientes, aplicação de tarifários adequados, utilização de água residuais tratadas e redução das perdas de água no sistema público de abastecimento.

A redução das perdas e do uso insustentável da água apresenta-se como uma prioridade nos dias de hoje. Não apenas pelo prejuízo, que ronda as centenas de milhão de euros, todos os anos, mas também pelo peso que esta acarreta sobre o ambiente. Portugal é um país onde a água não pode ser desperdiçada, e o combate às perdas nos sistemas de abastecimento urbano deve ser considerado o primeiro passo.

¹ Um sistema de abastecimento em alta, no que se refere ao abastecimento de água, é responsável pela captação, tratamento e fornecimento de água ao município. Um sistema em baixa, por sua vez, é responsável pela distribuição domiciliária da água até aos consumidores.

1.2 Motivação e objetivos

Portugal é bastante afetado pela problemática das perdas de água nos sistemas de abastecimento de água, não apenas por causa dos grandes volumes desperdiçados todos os anos, mas também pelas despesas associadas ao tratamento de água, que acabam por não ter retorno. Esta dissertação tem como motivação contribuir, de alguma forma, para a minimização do problema.

Os objetivos desta dissertação são:

- Analisar uma rede abastecimento real, com problemas de funcionamento e fugas significativas;
- Propor soluções técnicas que minimizem os problemas de funcionamento da rede;
- Analisar alternativas para a minimização das fugas através da gestão da pressão;
- Analisar diferentes modelos de simulação hidráulica na avaliação de fugas e perdas.

1.3 Organização do documento

Este documento é composto por cinco capítulos, sendo que cada um deles se encontra dividido em secções, de acordo com o que é descrito de seguida:

O **capítulo 1** contém o enquadramento do trabalho, a motivação, os objetivos a alcançar e a estrutura do mesmo.

O **capítulo 2** aborda a problemática associada às fugas e perdas nos sistemas de abastecimento de água e apresenta uma síntese de conhecimentos onde são descritos os diferentes tipos de perdas, de que forma estes devem ser quantificados e quais os fatores que mais influenciam o desempenho de uma rede. São ainda apresentados vários métodos de deteção e localização de perdas utilizados atualmente, assim como algumas considerações e métodos importantes para a correta gestão do nível de perdas numa Entidade Gestora. Por último, é abordada a importância da gestão da pressão e de que forma esta se relaciona com outros fatores.

O **capítulo 3** descreve a rede em análise nesta dissertação, que será estudada em detalhe no capítulo IV.

No **capítulo 4**, através do software WaterNetGen (extensão do EPANET 2.0), a rede é estudada de acordo com três cenários de simulação. O primeiro cenário tem o objetivo de analisar a rede de acordo com os dados fornecidos pela entidade gestora. O segundo cenário analisa a mesma rede, desta vez com dados calculados pela autora. E no terceiro cenário é considerada a instalação de equipamentos que permitam o correto funcionamento da rede.

No **capítulo 5** são apresentadas as conclusões retiradas do estudo desenvolvido no capítulo IV e são feitas sugestões para possíveis trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

Num qualquer sistema de abastecimento de água ocorrem perdas e fugas desde a captação até à entrega ao consumidor, como pode ser observado na Figura 2.1. O objetivo deste capítulo é fazer uma introdução à problemática associada às perdas de água, mostrar de que forma os principais fatores influenciam o desempenho do sistema de abastecimento, quais as abordagens para avaliar e quantificar os tipos de perdas e algumas das possíveis soluções para tentar reduzir o volume de água desperdiçado.

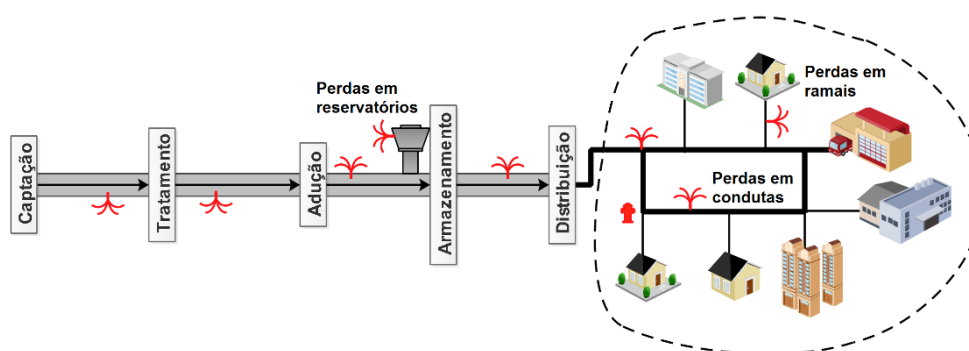


Figura 2.1 – Representação esquemática de um sistema de abastecimento e possíveis perdas

2.2 Tipos de perdas e fugas

É essencial definir uma linguagem universal para que todos os agentes envolvidos consigam comunicar corretamente e de forma clara. A constante tendência para a globalização e partilha de informação mundial fez com que a criação de uma linguagem universal se essencial. Para tal, é aqui apresentada a terminologia recomendada pela *International Water Association* (IWA) (Lambert e Hirner, 2000), que tem o objetivo de disseminar boas práticas e padronizar os conceitos utilizados por todo o mundo. Desta forma, as perdas de água podem dividir-se em duas grandes categorias: reais e aparentes.

Perdas reais, ou *perdas físicas*, são consideradas as perdas de um sistema que ocorrem através de roturas, fissuras e extravasamentos. São apenas contabilizadas até ao contador do cliente e o seu volume anual dependerá da frequência, duração e caudal de cada fuga. Considera-se que as perdas reais são compostas por 4 componentes diferentes:

- *Perdas de base* – caracterizam-se por serem indetetáveis, mesmo com a utilização de técnicas e equipamentos de deteção e localização. Tipicamente, apresentam caudais baixos, durações longas e grandes volumes;
- *Perdas por fugas/roturas reportadas* – apresentam caudais elevados, durações curtas e pequenos volumes, por serem facilmente identificáveis;
- *Perdas por fugas/roturas passíveis de identificar por deteção ativa de fugas* – apresentam, tipicamente, caudais médios e a sua duração e volume dependerá da política utilizada no controlo ativo de perdas;
- *Fugas e volumes extravasados* em reservatórios.

Por sua vez, as *perdas aparentes* contabilizam os consumos não autorizados (uso ilegal ou furto) e todo o tipo de imprecisões ocorridas durante as ações de medição, que podem ser motivadas por incorreta calibração dos contadores, erros de leitura, avaria de equipamentos, dificuldade de acesso, ar no interior das condutas, etc. A utilização fraudulenta de bocas de incêndio é uma das maiores problemáticas dentro deste tipo de perdas.

Os métodos específicos para reduzir cada tipo de perdas podem ser vistos à frente, no subcapítulo 2.7.3.

Em 1994, Allan Lambert, apresentou outro conceito de perdas, denominado de *Bursts and Background Concept* (BABE). O conceito BABE tem como objetivo quantificar as perdas anuais nas diferentes partes do sistema de distribuição, tendo em consideração as condições específicas do sistema (pressão, frequência de roturas, comprimento das condutas, entre outras). Para tal, Lambert considera que existem 2 tipos de fuga: *Burst* e *Background*.

Uma fuga do tipo *background* apresenta um caudal que não deverá exceder os 500 L/h (valor de referência para uma pressão de 40 m c.a.) (Lambert e Morrison, 1996). Caso este valor seja excedido, passa a existir uma fuga do tipo *burst*. Na prática, estes valores implicam que a grande maioria das fugas existentes nas ligações entre condutas, ramais de ligação e outros acessórios sejam do tipo *background*. Já nos reservatórios, as fugas são na maioria dos casos do tipo *background*, mas quando existir extravasamento de água esta é considerada do tipo *burst*. Este tema é abordado em maior detalhe no subcapítulo 2.3.5.

2.3 Quantificação de perdas

2.3.1 Considerações gerais

A realização de uma auditoria ao sistema de distribuição de água permite quantificar o volume de perdas, determinar a situação atual da entidade gestora, comparar a entidade gestora que está a ser avaliada com outras e, ainda, determinar objetivos futuros para o desempenho do sistema

(AWWA, 2003). A primeira fase da auditoria consiste na realização de um balanço hídrico (abordagem Top-Down²), o que permite contabilizar os volumes das suas várias componentes: perdas, água entrada no sistema, água não faturada, entre outras. A segunda fase consiste na determinação de múltiplos indicadores de desempenho, que avaliam diferentes atributos específicos do sistema e que podem servir para comparar o sistema em questão com outros.

A quantificação das perdas é, portanto, o ponto de partida para a adoção de uma estratégia de redução de perdas bem direcionada, caso seja necessário adotar uma.

Relativamente ao balanço hídrico, existem várias metodologias que podem ser aplicadas, mas as mais utilizadas são a formulada pela IWA (Lambert e Hirner, 2000) e pela OFWAT³, do Reino Unido (Puust et al., 2010).

Neste subcapítulo, são abordados os métodos mais conhecidos para quantificar as perdas: balanço hídrico, análise dos componente e análise dos caudais noturnos.

2.3.2 Balanço Hídrico

Para que uma boa estratégia de redução de perdas seja adotada, é necessário, em primeira instância, estimar o volume de perdas reais do sistema de abastecimento. Sem este não é possível avaliar a dimensão do problema e determinar as melhores medidas de combate às perdas. Em Portugal, quanto menor for a dimensão da entidade gestora, maior é a sua tendência para não existir controlo dos volumes de água que saem da rede e para não medir os caudais ao longo da mesma (Marques et al., 2005). Na maioria dos casos, isso acontece por falta de condições técnicas, o que faz com que o cálculo do balanço hídrico não seja tão exato e, consequentemente, a avaliação da eficácia e eficiência⁴ do sistema não seja correta. Para combater possíveis erros, alguns autores aconselham a aplicação, juntamente com o balanço hídrico, de algum outro método de avaliação, nomeadamente a análise dos componentes e análise dos caudais noturnos (Lambert, 2002), que serão abordados nas secções 2.3.3 e 2.3.4, respetivamente. É importante referir que este método serve para avaliar o desempenho interno de uma só EG. Caso o objetivo seja comparar desempenhos entre entidades gestoras, este não será o método mais correto. Nesse caso, deverão ser utilizados indicadores de desempenho.

² Uma abordagem *top-down* avalia as necessidades de intervenção, inicialmente em grande escala evoluindo para pequena escala. É utilizada para determinar o tipo de estratégia a adotar.

³ OFWAT (Water Services Regulation Authority) – Departamento governamental responsável por regular economicamente o setor privado da água e do saneamento na Inglaterra e no País de Gales.

⁴ Eficácia expressa até que ponto os objetivos determinados foram cumpridos. Por sua vez, a eficiência é relativa ao uso dos recursos e expressa se estes foram utilizados de forma ótima (Alegre et al., 2005).

Alegre et al. (2005) recomendam a utilização da metodologia proposta pela IWA, apresentada no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Componentes do balanço hídrico (Alegre et al., 2005)

| | | | | | |
|---|--|---|--|---|---|
| Água entrada no sistema [m ³ /ano] | Consumo autorizado [m ³ /ano] | Consumo autorizado faturado [m ³ /ano] | Consumo faturado medido (incluindo água exportada) [m ³ /ano] | Água faturada [m ³ /ano] | |
| | | | Consumo faturado não medido [m ³ /ano] | | |
| | | Consumo autorizado não faturado [m ³ /ano] | | Consumo não faturado medido [m ³ /ano] | Água não faturada (perdas comerciais) [m ³ /ano] |
| | | | | Consumo não faturado não medido [m ³ /ano] | |
| | Perdas de água [m ³ /ano] | Perdas aparentes [m ³ /ano] | | Uso não autorizado [m ³ /ano] | |
| | | | | Erros de medição [m ³ /ano] | |
| | | Perdas reais [m ³ /ano] | | Fugas nas condutas de adução e/ou distribuição [m ³ /ano] | |
| | | | | Fugas e extravasamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição [m ³ /ano] | |
| | | Fugas nos ramaís (a montante do ponto de medição) [m ³ /ano] | | | |

Os valores devem, sempre que possível, ser apresentados em termos de volumes anuais, por ser esse o período recomendado. No entanto, podem ser adotados outros períodos temporais, caso se justifique.

A zona sujeita ao balanço hídrico deve ser sempre bem definida. Qualquer sistema ou setor pode ser auditado desde que os seus limites sejam determinados e existam condições para controlar as entradas e saídas de água.

Os passos para calcular o balanço hídrico são os seguintes:

1. Definir de forma exata a zona (ou setor) a auditar e o período de medição (normalmente um ano);
2. Determinar o volume da *água entrada no sistema* e introduzir o valor na primeira coluna do balanço hídrico;

3. Determinar o volume do *consumo faturado medido* e do *consumo faturado não medido*, na quarta coluna. A sua soma permite obter o volume do *consumo autorizado faturado*, que é igual ao volume de *água faturada*, na última coluna;
4. Determinar o volume de *água não faturada*, através da subtração entre a *água entrada no sistema* e a *água faturada*;
5. Definir o *consumo não faturado medido* e o *consumo não faturado não medido*. A sua soma permite obter o *consumo autorizado não faturado*, a introduzir na terceira coluna;
6. Somar o *consumo autorizado faturado* com o *consumo autorizado não faturado* para obter o *consumo autorizado*, na segunda coluna do balanço hídrico;
7. Obter o volume das *perdas de água*, subtraindo o *consumo autorizado* à *água entrada no sistema*;
8. Determinar, utilizando os melhores métodos disponíveis, as parcelas correspondentes ao *uso não autorizado* e aos *erros de medição*. A sua soma permite obter o volume de perdas aparentes;
9. Determinar o volume de *perdas reais*, subtraindo às *perdas de água* as *perdas aparentes*;
10. Utilizando os melhores métodos disponíveis, determinar o volume de cada uma das parcelas das perdas reais, presentes na quarta coluna. O valor da soma das parcelas deve ser comparado com o valor obtido no passo 9 para o volume de *perdas reais*.

Os melhores métodos disponíveis para medir o volume de perdas reais são a análise dos caudais noturnos, medição zonada, cálculo da frequência, caudal e duração das roturas, modelação de perdas (baseada em dados locais sobre o nível de perdas), entre outros (Alegre et al., 2005). No que diz respeito às perdas aparentes, nenhum autor diz explicitamente quais os melhores métodos disponíveis para combater este tipo de perdas. No entanto, as melhores medidas de redução são apresentadas no subcapítulo 2.7.3.

Alguns dos conceitos utilizados no balanço hídrico podem ser definidos da seguinte forma:

- *Água entrada no sistema* diz respeito ao volume anual de água introduzido na zona do sistema de abastecimento que está a ser medida;
- O *consumo autorizado* corresponde ao volume de água (medido ou não) utilizado por consumidores registados, pela própria EG, ou por outras entidades que tenham autorização para utilizar essa água. Água exportada é incluída nesta parcela;

- *Água não faturada* equivale à soma das perdas (reais e aparentes) com o consumo autorizado não faturado. Corresponde ao volume total de água que, independentemente do seu uso, não produz faturação.

Por vezes, informações básicas, como a água entrada no sistema, pressão média, comprimento das condutas ou a densidade das ligações, não se encontram disponíveis no início do processo. O cálculo do balanço hídrico revelará essas falhas e as mesmas devem ser corrigidas. O próximo aspeto a corrigir será a falta de dados ou a baixa qualidade dos mesmos (Farley et al., 2008). Tal como já foi referido, um balanço hídrico feito com dados incompletos ou incorretos não produz resultados bons ou fiáveis. A recolha desses dados deve ser feita regularmente e a precisão das medições do sistema deve ser verificada. Lambert (1994) afirma ainda que, caso as perdas não possam ser calculadas por balanço hídrico, a modelação hidráulica passa a tornar-se uma opção para estimar essas mesmas perdas.

2.3.3 Análise dos Componentes

Todos os sistemas de abastecimento, mesmo novos, podem apresentar perdas de água. As perdas reais correspondem ao volume total de perdas menos o volume de perdas aparentes. No entanto, como já foi observado no subcapítulo 2.3.2, o volume de perdas aparentes é estimado e pode, portanto, estar incorretamente determinado (Farley et al., 2008). Recomenda-se então que, posteriormente ao cálculo do balanço hídrico, seja realizada uma análise aos componentes, de forma a poder verificar a veracidade dos resultados (abordagem *top-down*).

As componentes a analisar são as seguintes:

- Perdas em nós e condutas de distribuição;
- Fugas e volumes extravasados em reservatórios;
- Perdas nos ramais de ligação (até ao contador).

As perdas ao longo das condutas de distribuição, tal como já foi referido, são normalmente visíveis por causa dos elevados caudais que saem através da rotura. Em alguns casos, a dimensão da fuga é tão grande que pode mesmo gerar danos em propriedades, veículos e vias. Para calcular esta parcela, é necessário ter noção do caudal médio das fugas, do número de roturas consertadas ao longo do ano e da duração das mesmas. O volume de perdas em condutas obtém-se através da seguinte fórmula (Lambert, 1994):

$$\begin{aligned} \text{Volume de Perdas [m}^3\text{]} \\ = \text{Caudal médio das roturas [m}^3\text{/d]} \times \text{N}^\circ \text{ de roturas} \times \\ \times \text{Duração média [d]} \end{aligned} \quad (1)$$

Após aplicação da equação 1, deve-se tentar estimar o valor do volume de água perdido através das fugas de base. Estas fugas são quase impossíveis de detetar e reparar, por terem caudais muito baixos. No entanto, a longo prazo, representam a perda de grandes volumes de água.

Depois de estimados os volumes das perdas nas condutas, esses valores devem ser comparados com os valores obtidos no balanço hídrico. Caso exista uma discrepância, e todos os valores tenham sido verificados, é possível que o balanço hídrico contenha dados incorretos e algumas das parcelas tenham sido mal estimadas.

A componente relativa aos reservatórios pode ser facilmente calculada se existir controlo dos volumes entrados e saídos do reservatório. Para determinar se existem fugas no reservatório e quais os seus volumes, deve ser realizado um *drop-test*. Este teste é feito fechando as entradas e saídas de água no reservatório e analisando o nível da água. Se este descer é porque existem fugas e a velocidade com que este desce permite determinar qual o caudal da fuga. Para determinar os volumes perdidos por extravasamento, será necessário analisar a entrada e saída de caudais durante o seu funcionamento normal. No entanto, este fenómeno tem tendência a ocorrer durante a noite, quando os consumos são mais baixos e a quantidade de água que sai do reservatório pode ser menor do que a que entra. Estes valores devem então ser comparados com os valores inseridos no balanço hídrico e retificados, caso seja necessário.

A terceira componente, perdas nos ramais de ligação, é a mais difícil de estimar. Este tipo de perda é, caracteristicamente, moroso de detetar e localizar. Tem, normalmente, pequenos caudais, mas, como a fuga fica bastante tempo sem ser detetada, resulta em grandes volumes desperdiçados, como pode ser observado na Figura 2.2. Pearson e Lambert (2013) afirmam que, por essa mesma razão, em grandes cidades, a maioria do volume de perdas reais ocorre nos ramais de ligação, e não nas condutas de distribuição.

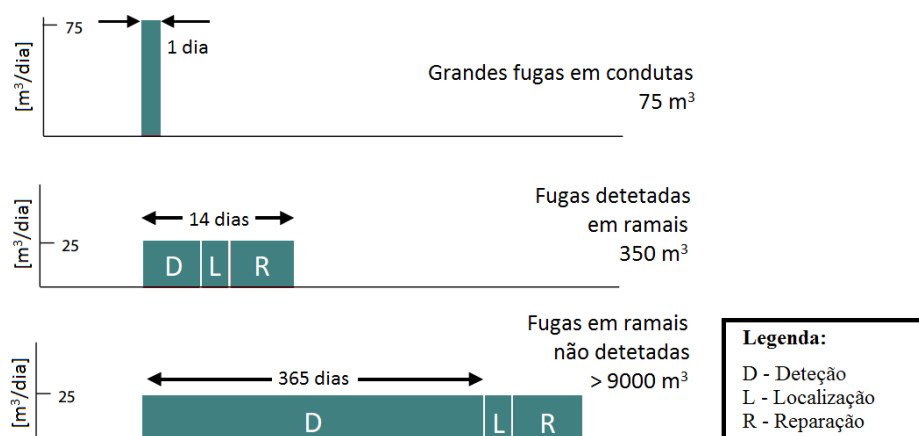


Figura 2.2 – Duração e volume típico de cada tipo de perda. Adaptado de Farley et al. (2008)

2.3.4 Análise dos Caudais Noturnos

A análise dos caudais noturnos é uma boa ferramenta de monitorização contínua para detetar novas roturas em áreas setorizadas. No entanto, a análise contínua dos mesmos também pode ser utilizada para determinar o volume anual de perdas reais (metodologia bottom-up⁵) (Lambert, 2002).

O primeiro passo neste processo será monitorizar continuamente, ao longo de todo o ano, os caudais noturnos específicos para cada zona de medição e controlo (ZMC), durante as horas de menor consumo, que ocorrem normalmente entre as 2 e as 4 horas na manhã. É compreensível supor que, durante esse período, a grande maioria do “consumo” seja derivada das perdas reais existentes na rede, uma vez que a maior parte da população se encontra inativa (ver Figura 2.3).

O segundo passo será estimar o consumo noturno típico da ZMC em análise. Zonas predominantemente residenciais não apresentam variações muito significativas nos seus consumos noturnos. No entanto, se existirem indústrias que trabalhem durante esse período ou reservatórios que se encham automaticamente durante a noite, podem aparecer picos no consumo, aparentemente injustificáveis sem uma correta caracterização da ZMC. É aqui que aparece o conceito de caudal mínimo noturno (CMN), que corresponde ao caudal espectável à entrada do sistema nas horas de menor consumo. Estes caudais devem ser determinados para cada hora e durante, pelo menos, 7 dias, pois cada dia da semana tem tendência a apresentar um nível de consumo próprio.

⁵ Abordagem contrária à metodologia *top-down*, que atua diretamente sobre as áreas mais problemáticas, determinadas através de critérios empíricos.

O terceiro passo será identificar aumentos fora do comum no consumo noturno. Esses aumentos permitem identificar novas roturas e/ou possíveis ligações clandestinas.

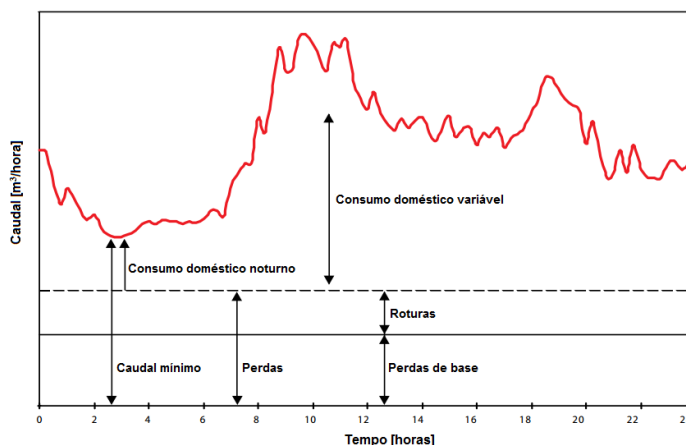


Figura 2.3 – Representação de um diagrama de consumos típico e suas componentes. Adaptado de Farley et al. (2008)

2.3.5 Conceito BABE

A metodologia BABE, formulada por Allan Lambert em 1994, tem como objetivo prever as perdas de água provocadas pelas condições específicas de funcionamento da rede (pressão a que esta está submetida, frequência de roturas, densidade de ligações, comprimento das condutas, entre outras). Este conceito define a existência de dois tipos de fuga: *burst* e *background*.

Para cada pressão específica do sistema, é definido um caudal de referência. Para caudais inferiores ao valor de referência, a fuga é considerada do tipo *background*. Se esse valor for ultrapassado, estamos na presença de uma fuga tipo *burst* (que por sua vez se pode classificar como “reportada” ou “não reportada”) (Farley, 2001).

Considera-se que a duração de uma fuga é composta por três fases: deteção, localização e reparação. Este fator é altamente influenciado pelo tipo de fuga, ou seja, fugas do tipo *background* são bastante comuns e caracterizam-se por ter caudais reduzidos, o que faz com que a sua deteção seja normalmente demorada (na ordem dos dias/meses) e os volumes perdidos sejam bastante significativos. Por sua vez, fugas do tipo *burst* são mais fáceis de detetar, por causa dos caudais elevados que podem escoar através da rotura, o que faz com que a sua deteção, localização e reparação sejam muito mais reduzidas, andado na ordem das horas/dias (ver Figura 2.2).

2.4 Fatores que influenciam o desempenho da rede

Deterioração estrutural

A deterioração estrutural das condutas é um processo bastante complexo que é afetado por vários fatores, que se podem dividir em duas categorias: estáticos e dinâmicos (Liu e Kleiner, 2013). Fatores estáticos são, por exemplo, o material do tubo, tamanho, idade ou tipo de solo. Por sua vez, exemplos de fatores dinâmicos são o clima e variações na pressão do sistema.

A conjugação de todos estes fatores faz com que cada tubo reaja de forma singular, e um dos grandes desafios atuais é perceber de que forma estes interagem, tentando prever com antecedência quais as condutas e ligações que precisam de ser trocadas, antes que alguma avaria ocorra. Outra causa para este processo ser tão complexo é o facto de a grande maioria das condutas se encontrar enterrada, o que impossibilita a inspeção visual da mesma e dificulta a recolha de informação. Atualmente, já existem várias tecnologias que permitem inspecionar a condição estrutural das condutas. Os métodos de avaliação estrutural podem dividir-se em duas categorias um quanto generalistas: diretos e indiretos (Hunaidi, 2006).

Os métodos diretos permitem avaliar o estado das condutas através de inspeção visual e de testes não destrutivos. Por sua vez, os métodos indiretos incluem, por exemplo, auditoria à água (balanço hídrico), testes aos caudais da rede e testes à resistividade do solo, para determinar o risco de deterioração das condutas. Ou seja, os métodos diretos permitem obter indicadores de desgaste, que são manifestações físicas observáveis e que permitem dizer com toda a certeza se a conduta está realmente a envelhecer e a deteriorar-se. Já os métodos indiretos, admitem a existência de uma possível deterioração, por dedução, uma vez que não é possível confirmar visualmente o fenómeno.

Perdas reais

O volume de perdas reais é afetado por vários fatores, nomeadamente:

- O número/densidade de ramais de ligação;
- Localização do contador no ramal de ligação;
- Comprimento das condutas;
- Pressão média na rede, quando o sistema é pressurizado;
- Percentagem de tempo em que o sistema se encontra pressurizado (em sistemas de funcionamento intermitente, este fator é muito importante);
- Condições da infraestrutura, materiais e frequência com que ocorrem novas roturas;
- Tipo de solo e condições do terreno (tornam-se relevantes porque podem determinar a rapidez com que se detetam novas roturas);

- Política de combate às perdas de água.

Todos estes fatores são relevantes. No entanto, dois precisam de ser realçados: a pressão de funcionamento do sistema e a percentagem de tempo em que o sistema se encontra pressurizado (Lambert e Hirner, 2000). Vários estudos provam que o volume de perdas reais é altamente afetado pela pressão do sistema, uma vez que a área efetiva do orifício da rotura varia com a pressão (May, 1994; Lambert, 2000) (ver o subcapítulo 2.8.2).

Outros fatores que afetam consideravelmente o volume de perdas reais são as condições da infraestrutura e a política de combate às perdas, empregue pela EG. A escolha de certos materiais e a sua qualidade, assim como as características do terreno, podem afetar profundamente o tempo de vida útil das condutas. Relativamente à idade dos materiais, por si só não afeta diretamente as perdas reais do sistema. No entanto, se for conjugada com outros fatores, pode ser altamente determinante na criação de novas roturas e, conseqüentemente, no aumento do volume de perdas reais (Farley, 2001).

Perdas aparentes

Tal como já foi referido, as perdas aparentes podem ser causadas por erros de medição e consumos não autorizados (uso de ligações ilícitas e utilização fraudulenta de bocas de incêndio).

As ligações ilícitas têm tendência para ocorrer em locais negligenciados, onde usualmente já existem construções clandestinas e a segurança é reduzida (Alegre et al., 2005). O uso fraudulento de hidrantes acontece um pouco por todo o lado (Veículos enchem os tanques para rega ou limpeza de ruas nesses pontos. No entanto, as bocas de incêndio deveriam ser utilizadas exclusivamente por bombeiros. É bastante comum acontecerem também atos fraudulentos nos equipamentos contra incêndio localizados no interior dos edifícios que, por prática, não têm contador de forma a evitar perdas de carga localizadas).

Os erros de medição podem acontecer por várias razões, nomeadamente: erros de leitura ou registo (falha humana), avaria de equipamentos (natural ou por violação), erro de medição nos contadores, dificuldade de acesso aos equipamentos e, ainda, erros de medição derivados de dimensionamento ou instalação deficiente. É importante referir que a maior parte destes erros acontece em contadores localizados perto do limite das propriedades dos seus utilizadores. Os contadores são dispositivos que medem de forma contínua o volume de água que passa através deles e existem duas causas bastante comuns que podem provocar grandes erros de contagem: a utilização de reservatórios domésticos (que, por movimentarem pequenos caudais através do contador, fazem com que este subcalcule o volume aduzido) e o facto de grande parte das fugas

acontecerem já dentro das habitações, a jusante do contador (mais uma vez, por serem movidos pequenos caudais através de um contador, a falta de sensibilidade originada pela idade do contador, propicia erros de leitura, fazendo com que parte do volume de água não seja faturado). São precisamente estes os erros que conferem imprecisão ao cálculo do balanço hídrico. Por muito exato que seja o seu cálculo, existe sempre uma margem de erro e grandes volumes de água ficam por contabilizar, fazendo com que o valor das perdas reais seja sobrestimado.

2.5 Deteção de perdas

2.5.1 Considerações gerais

Nas secções anteriores foi abordado o conceito de duração de uma fuga, que pode apresentar 3 fases: deteção, localização e reparação. Deteção é o ato de constatar a existência de uma fuga e, na maior parte dos casos, corresponde também à fase mais longa deste processo. As roturas visíveis, logo que sejam reportadas, são reparadas. No entanto, as roturas não visíveis podem ficar indetetáveis durante longos períodos de tempo, o que levará à perda de volumes de água significativos.

Vários autores realçam a importância da utilização de políticas ativas de controlo, que permitam detetar a existência de fugas o mais rápido possível, e aconselham, para tal, a implementação de medição zonada em simultâneo com um modelo de previsão hidráulico.

2.5.2 Medição Zonada

O conceito de medição zonada surgiu nos anos 80 do século XX e, desde então, tornou-se uma medida essencial para a redução do nível de perdas nos sistemas de abastecimento (Savić e Ferrari, 2014). Esta técnica permite dividir a rede em zonas mais pequenas e analisar, individualmente, os caudais que “entram” e “saem” em cada uma. Gomes (2011) afirma que, em primeira instância, este método deve ser aplicado a cada uma das componentes do sistema, nomeadamente a captação, adução, armazenamento e distribuição. No entanto, será de esperar que a componente da distribuição seja a que mais beneficia deste processo, não só pela sua dimensão, mas também pela complexidade de ligações que a compõe.

O primeiro passo para criar uma zona de medição e controlo (ZMC) é garantir que a aplicação deste sistema não reduz de forma alguma a eficiência da rede e que as condições mínimas e máximas de serviço são sempre garantidas. O segundo passo consiste em equacionar várias possibilidades de fronteira e dimensão, seguindo, sempre que possível, as condições naturais de fronteira da rede (Savić e Ferrari, 2014). Os seus limites devem ser rigorosamente definidos

e os caudais de entrada e saída devem ser permanentemente monitorizados. O mesmo acontece com todos os consumos realizados dentro das ZMC: devem ser identificados e medidos.

A dimensão das ZMC é muito variável e vai depender de várias condições: topologia, densidade da rede, densidade populacional, localização dos equipamentos e financiamento disponível (Alegre et al., 2005). Cada ZMC tem, normalmente, 500 a 3000 ramais de ligação e requer a instalação de medidores de caudal e válvulas de seccionamento, em diferentes locais estratégicos (Pilcher, 2003), como pode ser observado na Figura 2.4.

Cada ZMC pode, por sua vez, ser subdividida em setores mais pequenos, através do fecho progressivo de válvulas e instalação de novos medidores de caudal.

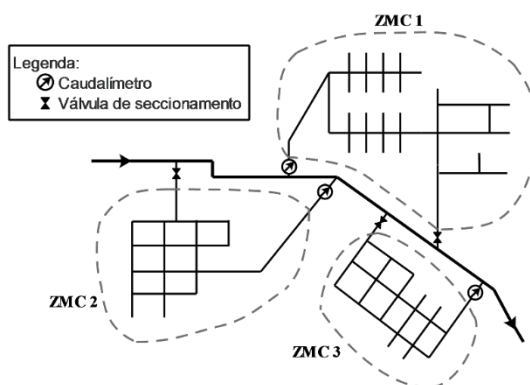


Figura 2.4 – Representação de uma rede dividida em múltiplas zonas de medição e controlo

Em Inglaterra, é usual aplicar-se um de dois métodos, para gerir as zonas de medição e controlo: método dos caudais totais ou método dos caudais noturnos. O método dos caudais noturnos, já analisado com relativo detalhe no subcapítulo 2.3.4, baseia-se na análise dos caudais nas horas de menor consumo, quando é possível considerar que grande parte do caudal escoado é devido às perdas reais existentes na rede. Qualquer alteração nos valores normais observados pode indiciar a existência de uma nova fuga ou de uma ligação ilícita. Por sua vez, o método dos caudais totais costuma ser aplicado durante um período de tempo, ao longo do qual são medidos os volumes de água afluentes e efluentes e é ponderado o consumo, o que permite estimar o volume de perdas. Ambos os métodos apresentam vantagens de utilização e podem ser empregues simultaneamente, uma vez que o método dos caudais noturnos é utilizado para monitorização contínua e o método dos caudais totais é utilizado para determinar qual a ZMC que necessita de intervenção (Alegre et al., 2005).

Apesar de a grande vantagem das ZMC ser o controlo dos caudais na rede (o que permite reduzir/manter o nível de perdas do sistema e localizar possíveis fugas), a aplicação deste método acarreta outros benefícios (Farley et al., 2008):

- A gestão da pressão dentro da ZMC é otimizada, ou seja, as fugas que são detetadas e reparadas vão contribuir para que os caudais escoados nas condutas sejam menores, o que, por sua vez, diminui as perdas de carga do sistema e faz com que as pressões aumentem. Estas pressões elevadas serão ainda mais notórias nos períodos noturnos. No entanto, a maior parte das roturas acontece não por causa de pressões elevadas, mas sim derivadas de grandes flutuações de pressão, porque estas obrigam as condutas a expandir e contrair continuamente, danificando o material das mesmas. Para que as pressões sejam reduzidas, basta instalar equipamentos redutores de pressão;
- A boa qualidade da água é mais facilmente garantida, uma vez que, reduzindo o número de fugas, se estão também a reduzir possíveis locais de contaminação. Da implementação das ZMC resultam menores caudais, o que também se mostra vantajoso, uma vez que podem existir partículas depositadas no fundo das condutas que, assim, permanecem não perturbadas.

Após determinar que existe, efetivamente, uma rotura na ZMC, deve-se proceder à sua localização. Os vários métodos e técnicas utilizados para localizar fugas encontram-se descritos no subcapítulo 2.6.

2.5.3 Modelação Hidráulica

Os modelos hidráulicos podem ajudar a analisar e prever o comportamento hidráulico da rede. Os modelos permitem antever a reação da rede às novas condições operacionais, o que possibilita evitar impactes negativos no desempenho do sistema, podendo até aumentar a sua eficácia.

O modelo de simulação deve ser implementado e calibrado ainda antes da divisão zonada, mas, enquanto o processo estiver a decorrer, deve existir recalibração (Alegre et al., 2005). A recalibração vai permitir detetar problemas ao longo da instalação do sistema, como válvulas incorretamente abertas/fechadas, medidores de caudal mal instalados ou zonas com pressões e caudais demasiado baixos ou altos. Ou seja, nesta fase o modelo faz o papel de ferramenta de apoio à decisão, o que permite encontrar a melhor configuração do sistema: nº de válvulas, locais de medição, pressões ideais, equipamentos indicados, entre outros. No entanto, para que seja possível implementar um modelo, pode ser necessário ter conhecimento prévio da distribuição dos consumos esperados na rede, diâmetros, comprimento de condutas, cotas, entre outros. É um processo moroso que pode implicar bastante trabalho, tanto em campo como em frente a um computador. Porém, as suas vantagens são inquestionáveis e a sua utilização é aconselhável, pois a viabilidade da rede de distribuição pode depender da sua implementação.

Hoje em dia, já existem inúmeros modelos direcionados para os sistemas de abastecimento de água, que permitem prever ou projetar praticamente qualquer parâmetro da rede de abastecimento:

- A correta gestão das válvulas redutoras de pressão é um fator determinante para reduzir o volume de perdas e vários trabalhos têm sido desenvolvidos dentro desta área. Reis et al. (1997) criaram um modelo computacional baseado em algoritmos genéticos que determina a localização ideal das válvulas redutoras de pressão e correspondentes configurações, com o objetivo de minimizar as perdas de água da rede. Neste modelo, os nós e os reservatórios têm consumos e níveis a manter. Também Araujo et al. (2006) propõem um modelo de apoio à decisão que ajuda a determinar não só o número de válvulas na rede, mas também a localização e a posição das mesmas. Exemplos de mais modelos desenvolvidos dentro desta temática são Prescott e Ulanicki (2008), Nicolini e Zovatto (2009), Giugni et al. (2014), Wright et al. (2015), Saldarriaga e Salcedo (2015), entre outros.
- Tucciarelli et al. (1999) apresentam um modelo com o objetivo de reduzir as perdas de água no sistema de distribuição, através da análise dos caudais, pressões e regulação das válvulas redutoras de pressão. O modelo decompõe-se em duas fases: na primeira é utilizado o *Simulated Annealing*⁶ para estimar os parâmetros da rede e na segunda são otimizados os parâmetros de funcionamento das válvulas redutoras de pressão. Giustolisi et al. (2008) criaram um modelo de simulação estático que considera que as perdas de água variam com a pressão do sistema (*pressure-driven*). Vários autores consideram que o modelo *pressure-driven* é a forma mais realista de prever o comportamento da rede, uma vez que certos consumos são dependentes da pressão, como é o caso das fugas. Por isso, diversos autores regem-se por este tipo de abordagem nos seus modelos, como Wu et al. (2006), Araujo et al. (2006), Tabesh et al. (2008), Nazif et al. (2009), Gomes et al. (2011), Muranho et al. (2014), por exemplo.
- Modelos para estimar os custos e benefícios resultantes da instalação de medidas reguladoras da pressão: Awad et al. (2009a) criaram uma metodologia que permite calcular os custos e benefícios provenientes da instalação de válvulas redutoras de pressão, avaliando vários dos fatores afetados pela sua instalação (como frequência de roturas, consumo de energia, perdas de água ou manutenção); Gomes et al. (2011) apresentaram uma metodologia que permite determinar os possíveis benefícios provenientes da gestão da pressão num sistema de abastecimento de água, particularmente em termos de redução de água produzida; Ferrari e Savic (2015) desenvolveram uma análise custo-benefício para avaliar a instalação de ZMC, onde

⁶ Técnica probabilística que pretende encontrar o máximo global de uma função.

vários parâmetros são tidos em conta (redução das perdas, frequência de roturas, consumo de água e energia...).

- São inúmeras as metodologias direcionadas para a setorização dos sistemas de abastecimento, o que permite avaliar várias hipóteses e encontrar a melhor possível (Gomes, 2011). Alguns dos trabalhos realizados com esse objetivo são os de: Awad et al. (2009b), Creaco et al. (2010) Di Nardo e Di Natale (2011), Perelman e Ostfeld (2011), De Paola et al. (2014), Hajebi et al. (2014), entre outros.
- Para ajudar a detetar e localizar possíveis fugas nos sistemas de abastecimento, Wu e Sage (2006) elaboraram uma abordagem que permite quantificar e localizar, simultaneamente, as perdas de água. A calibração do modelo é formulada como sendo um problema de otimização não linear e é resolvida através de um algoritmo genético. Mais recentemente, Qi et al. (2014) desenvolveram um modelo que combina algoritmos genéticos com a teoria Bayesiana de decisão. É um modelo que se mostrou bastante eficaz, uma vez que consegue eliminar, com sucesso, erros provocados pela aplicação do modelo e erros de medição. Em 2015, Sousa et al. apresentaram um modelo estático que utiliza conceitos da teoria dos grafos para determinar quais os nós do sistema que devem ser monitorizados. O objetivo deste modelo é minimizar a diferença entre a pressão estimada e medida nos pontos monitorizados, tendo como restrições as leis de conservação da massa e da energia e como variáveis a localização das fugas e os respetivos caudais.

2.6 Localização de perdas

A deteção permite determinar a existência de perdas. A localização, por sua vez, corresponde à atividade de localizar, com precisão, os pontos específicos onde existem roturas (Pilcher, 2003).

Puust et al. (2010) diferenciam as técnicas de localização em duas categorias: aproximadas e exatas (ver Quadro 2.2). As técnicas de localização aproximada mais utilizadas são o *step-test*, os *loggers* acústicos (*noise logging*) e a modelação hidráulica, uma vez que podem reduzir significativamente as áreas de busca. Já as técnicas de localização exata têm a capacidade de mostrar o local preciso da fuga, na ordem de metros, e podem ser: sensores acústicos, traçadores, inspeção visual (características do solo ou de infraestruturas), sensores térmicos (termografia) ou radares de penetração.

Quadro 2.2 - Diferentes técnicas de localização aproximada e exata

| Técnicas de localização | |
|--|--|
| Aproximada | Exata |
| <i>Step-test</i> (fecho progressivo de válvulas) | Sensores acústicos |
| <i>Noise logging</i> (Loggers acústicos) | Radar de penetração no solo |
| Modelação hidráulica | Injeção de traçadores |
| | Termografia |
| | Inspeção visual (solo e infraestruturas) |

Localização Aproximada

O *step-test* é um método que se baseia no registo contínuo do caudal entrado na zona de controlo e no fecho progressivo de válvulas de seccionamento. As válvulas devem ser fechadas de jusante para montante, ou seja, da zona mais afastada da rede até ao local mais próximo do medidor de caudal. O objetivo é verificar que o caudal diminui para zero de forma gradual, em concordância com o consumo da zona isolada (Gomes, 2011). O teste deve ser realizado durante a noite, com os caudais mínimos noturnos. Por sua vez, os *loggers* são aparelhos acústicos que devem ser espalhados ao longo da rede de forma regular, preferencialmente. Estes aparelhos medem o nível do ruído e correlacionam o som entre si, de forma a determinar possíveis localizações de fugas. Com a evolução tecnológica, estes dispositivos já podem incluir um sistema de alarme, o que permite saber, em tempo real, se houve alguma alteração brusca nos níveis de ruído (indicador de uma possível fuga). A sua grande vantagem é não ser necessário interromper o abastecimento da rede. No entanto, esta tecnologia é propensa a erros, uma vez que algumas fugas podem não emitir som suficiente para serem detetadas.

Localização Exata

Os **sensores acústicos** funcionam de forma similar aos loggers, uma vez que também detetam o ruído produzido pela água quando esta sai através de um orifício. Porém, enquanto os loggers são fixados às condutas e equipamentos da rede (permanente ou temporariamente), os sensores acústicos são integrados em dispositivos móveis que podem ser utilizados no interior ou no exterior das condutas, conforme a tecnologia. As tecnologias mais utilizadas atualmente com recurso a sensores acústicos são: hastes de escuta, hidrofones, geofones, correladores acústicos, Smart Ball e Sahara. O melhor período de utilização é durante a noite, quando os ruídos de fundo são menores e as pressões nas condutas são mais altas (o que implica maior caudal de perda e, portanto, maior ruído na fuga). Contudo, o ruído depende do tipo de fuga, material da

conduta, saturação do solo... E a forma como se propaga e frequência pode ser afetada, dificultando a tarefa de quem está a realizar a medição.

Os **radares de penetração** emitem ondas que conseguem detetar cavidades no solo, provocadas, normalmente, pela livre circulação da água proveniente de fugas à volta das condutas. As ondas são emitidas e, quando encontram perturbações no solo, refletem um padrão anormal, revelando a dimensão e forma da cavidade. A profundidade é determinada pelo tempo decorrido entre ondas transmitidas. Pode localizar fugas onde a correlação sonora não é opção, devido a ruídos provocados por bombas ou válvulas redutoras de pressão (Pilcher, 2003). Contudo, por ser considerada uma tecnologia de grande escala, é também bastante dispendiosa (Gomes, 2011).

Roturas em ramais de ligação ou tubos de pequeno diâmetro, especialmente não metálicos, podem ser localizadas através da **injeção de traçadores**. É uma técnica utilizada quando os diâmetros e os materiais das condutas não permitem que haja ruído suficiente para a fuga ser detetada. No entanto, por causa do risco de contaminação, é cada vez menos recorrente. O traçador mais comumente utilizado é o hidrogénio industrial que, quando introduzido na conduta, escapa através do local exato da rotura, sendo detetado à superfície através de uma sonda.

Os **sensores térmicos** são uma tecnologia que se encontra em desenvolvimento e que utiliza câmaras de infravermelhos. O solo saturado apresenta características térmicas diferentes e, por isso, consegue ser facilmente identificado. No entanto, este tipo de equipamento também é bastante dispendioso, podendo cada câmara portátil custar dezenas de milhares de euros.

A **inspeção visual** pode ocorrer a nível do solo ou das infraestruturas. A análise cuidadosa das características do **solo** pode expor a existência de fugas. Afloramento de água à superfície é o sinal mais óbvio de rotura, mas existem outros sinais de alerta, como vegetação demasiado desenvolvida (apenas numa certa área), crescimento de musgos ou solo anormalmente saturado, por exemplo. A inspeção visual das **infraestruturas** implica não só condutas, mas também reservatórios e acessórios. Pode ser executada de forma direta (inspeção periódica) ou através de um sistema de vídeo remoto, sendo que este último é utilizado principalmente em situações de acesso difícil, de forma a acompanhar o estado e as alterações estruturais do sistema. É no entanto bastante dispendioso e implica cortes no abastecimento, para que a câmara seja introduzida no troço a inspecionar (Gomes, 2011).

2.7 Gestão de perdas

2.7.1 Considerações gerais

Tal como foi referido no subcapítulo 2.2, as perdas de água são divididas em duas categorias: reais e aparentes. Cada sistema é composto por características únicas, com diferentes tipos de perdas e diferentes potenciais de recuperação, com um custo associado. A grande maioria das metodologias internacionais considera o fator económico a principal parcela na escolha das medidas de controlo de perdas a utilizar (Alegre et al, 2005). Para tal, uma *análise custo-benefício* deve ser sempre realizada, considerando não só o custo de intervenção, mas também as condições locais e a sustentabilidade do método porque, como diz Julian Thornton (2002): “As perdas de água não desaparecem: elas voltam sempre. O controlo das perdas de água não é um projeto único; é uma solução contínua e em adaptação, para dar resposta a um problema em constante mudança”.

2.7.2 Nível económico de perdas

A aplicação de uma estratégia de controlo de perdas é sempre recomendada, mas a estratégia a adotar depende do cálculo do *nível económico de perdas* (NEP). O NEP representa a situação em que o custo de redução das perdas equivale ao custo de produção do volume de água perdido, ou seja, corresponde ao mínimo valor possível resultante da soma do custo de produção da água desperdiçada com o custo do controlo ativo de perdas (Alegre et al, 2005) (ver Figura 2.5). Este valor varia de sistema para sistema e ao longo do tempo, devendo ser calculado tanto para as perdas reais como aparentes.

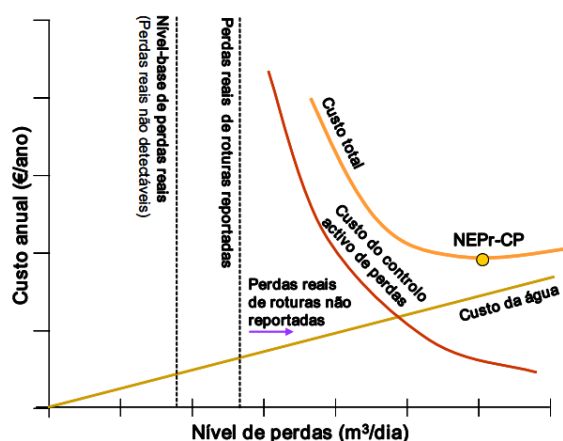


Figura 2.5 – Nível económico de perdas reais (Alegre et al, 2005)

Também pode ser observado que, quanto maior é o custo do controlo ativo de perdas, menor é o nível de perdas do sistema. No entanto, por maiores que sejam os esforços, é impossível obter um sistema livre de perdas.

O objetivo de uma entidade gestora deve ser manter o nível de perdas em valores aceitáveis, ou seja, depois de ser alcançado o NEP, com o tempo, o nível de perdas do sistema tem tendência a voltar a aumentar. A aplicação de medidas de controlo ativas deve manter esse nível em valores aceitáveis. No entanto, se o valor passar do admissível (isto é, se for superior ao nível de intervenção), devem ser tomadas medidas para se retornar ao NEP, como pode ser observado na Figura 2.6.

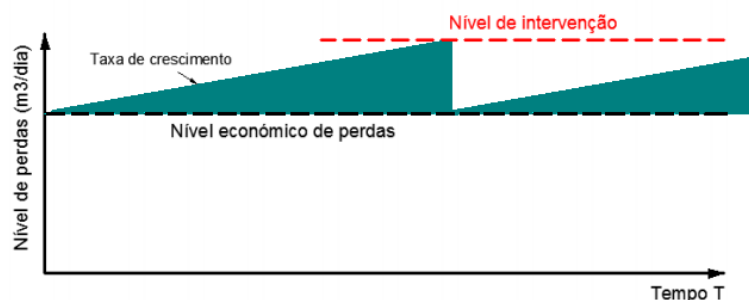


Figura 2.6 – Relação entre o nível económico de perdas e o nível de intervenção (Gomes, 2011)

2.7.3 Métodos de gestão de perdas

Redução das perdas reais

Com o tempo, o sistema de distribuição tende a deteriorar-se e o volume de perdas reais aumenta, se não for aplicada nenhuma das técnicas de controlo: gestão da pressão, controlo ativo de perdas, rapidez e qualidade das reparações e melhorias na manutenção da infraestrutura. Como pode ser observado na Figura 2.7, o quadrado central representa o nível mínimo de perdas possível e o quadrado exterior representa o volume atual de perdas. A área entre esses dois quadrados traduz o potencial de melhoria do sistema e é também onde se encontra o nível económico de perdas reais.

A **gestão da pressão** é uma das técnicas mais discutidas atualmente, recebendo muito reconhecimento nas últimas décadas. Por esse motivo, é abordada com relativo detalhe no subcapítulo 2.8.

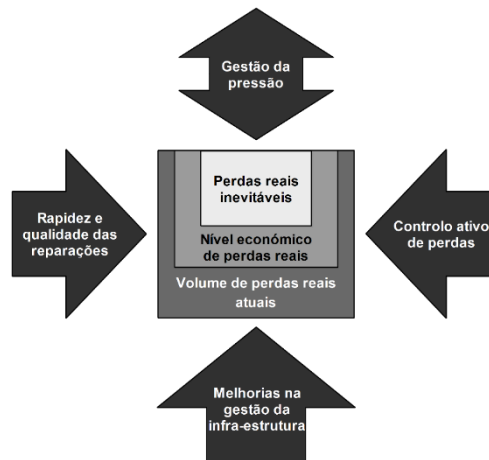


Figura 2.7 – Quatro atividades básicas de gestão de perdas para reduzir o volume de perdas reais. Adaptado de Lambert (2000) e Thornton (2002)

A adoção de uma estratégia de **controlo ativo de perdas** é uma prática altamente recomendada. Sem a sua adoção, a duração de uma fuga pode prolongar-se por tempo indeterminado. Algumas EG chegam a ter fugas no seu sistema, ativas, durante meses, antes de estas serem detetadas, o que seria impensável com uma boa estratégia implementada. Ao longo dos subcapítulos anteriores foram apresentadas algumas das técnicas utilizadas atualmente para detetar e localizar fugas, mas a sua execução dependerá dos fundos disponíveis e, claro, das características da rede. Embora o controlo seja importante, de nada serve um sistema que deteta e localiza fugas rapidamente, se a **reparação** for negligenciada. Grandes fugas são, normalmente, uma prioridade para as entidades gestoras. A sua reparação acontece no espaço de horas, principalmente porque costumam provocar impactes significativos no funcionamento da rede. Contrariamente, as fugas de menor dimensão tendem a ser menosprezadas, e a sua reparação é, por hábito, mais demorada, como pode ser visto na Figura 2.2. Outro fator é, também, a **qualidade da reparação**, que pode ser comprometida por falta de fundos.

A construção da infraestrutura subterrânea é, sem dúvida, o maior investimento da entidade gestora. Por essa razão, a maior parte das EG evita, a todo custo, proceder à substituição de condutas, a não ser em casos de extrema necessidade. Infelizmente, a **gestão da infraestrutura** é outro aspeto que tende a ser negligenciado, mesmo sendo certo que, a longo prazo, exista deterioração estrutural da rede. A gestão estrutural envolve as seguintes atividades: manutenção, reabilitação e substituição de condutas e equipamentos (Liu e Kleiner, 2013; Thornton, 2002). Porém, se existir manutenção regular, é possível prolongar a vida útil da estrutura, uma vez que é muito mais fácil detetar problemas e agir em conformidade com a situação. Atualmente já existem muitas tecnologias direcionadas especificamente para a avaliação estrutural, que recorrem a métodos acústicos, ultrassom, eletromagnetismo, termografia, entre outros (Liu e Kleiner, 2013).

Redução das perdas aparentes

Para reduzir o volume das perdas aparentes deve haver intervenção em quatro áreas distintas: nos equipamentos de medição (contadores, principalmente), nos consumos não autorizados, na análise de dados e a nível humano, como pode ser observado na Figura 2.8.

Os **contadores** são uma das maiores fontes de erros na contabilidade do volume de perdas aparentes. Com a idade, estes aparelhos perdem sensibilidade, o que propicia a subcontagem dos volumes de água faturados. A melhor forma de combater este tipo de erro é submetendo os equipamentos (tanto contadores particulares como medidores de caudais espalhados pela rede) a testes regulares, de forma a determinar se estes estão a funcionar corretamente. Outras medidas a adotar são: a substituição dos equipamentos que se apresentem degradados e a escolha de equipamentos adequados. Esta última medida pode parecer um pouco óbvia, mas nem todas as entidades gestoras utilizam os equipamentos adequados para medir o consumo. Existem diferentes tipos de contadores e caudalímetros, capazes de medir diferentes gamas de volume e caudal, o que faz com que, se os equipamentos forem mal escolhidos, existam erros de medição.

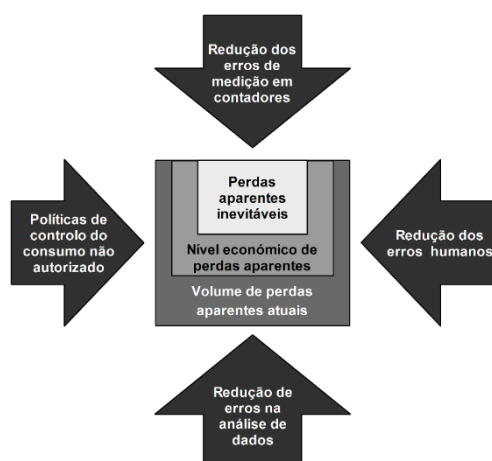


Figura 2.8 - Quatro atividades básicas de gestão de perdas para reduzir o volume de perdas aparentes. Adaptado de Thornton (2002)

O combate ao **consumo não autorizado** pode ser feito através de vários tipos de ação, como, por exemplo: controlo rigoroso dos caudais da rede, ações legais, aplicação de políticas de pré pagamento, limitação da pressão ou através da educação (Thornton, 2002). São inúmeras as razões que podem levar ao uso ilícito de água, mas a melhor forma de combater este tipo de prática é através do constante controlo dos caudais que fluem na rede. Para funcionários bem

treinados pode ser bastante simples encontrar pontos de uso ilegal durante saídas de campo se, através da aplicação de métodos de detecção, existir evidência de fuga na área em questão.

A redução de erros na **análise de dados** pode ser feita através de auditorias, inspeções de rotina ou atualização de equipamentos, por exemplo. A **nível humano**, os erros podem ser reduzidos através do treino apropriado dos funcionários, da realização de relatórios e auditorias regulares, entre outros.

Independentemente dos métodos escolhidos, seja para combater perdas reais ou aparentes, o mais importante é agir proativamente, tentando evitar que o nível de fugas atinja valores elevados antes de isso acontecer.

2.8 Gestão da pressão

2.8.1 Considerações gerais

Todos os sistemas de abastecimento são projetados para satisfazer os requisitos mínimos e máximos de pressão. A gestão da pressão é uma das principais técnicas para reduzir o nível de perdas reais do sistema (ver subcapítulo 2.7.3), e é, sem dúvida, a medida com melhor relação custo-benefício de aplicação, produzindo impactos ambientais e monetários bastante positivos na rede (Thornton, 2002).

Algumas preocupações levantam-se quando é abordada a gestão da pressão (Thornton, 2003):

- Potencial mudança nos consumos e conseqüente diminuição de faturação;
- Medo de não conseguir satisfazer a pressão mínima em situação de incêndio;
- Problemas de qualidade da água e potenciais zonas com caudal insuficiente (dead ends);
- Reservatórios não encherem completamente durante a noite.

Contudo, se o sistema for bem planeado e implementado, nenhum destes problemas surgirá e as vantagens são enormes. A redução do nível de perdas é a principal vantagem apontada à gestão da pressão. Vários estudos comprovam que tanto o volume de perdas de água como a frequência de novas roturas (tanto em condutas principais como ramais de ligação) são altamente afetados pela estabilização da pressão na rede. Contudo, contrariamente ao senso comum, gestão da pressão não engloba apenas redução da mesma. Embora o objetivo seja reduzir o volume de perdas e prolongar a vida útil da rede, o que implica controlar a variação da pressão da rede e diminuir os picos da pressão máxima, por vezes será necessário aumentar a pressão em zonas específicas, de forma a satisfazer pressões e consumos mínimos em todo o sistema.

Outra grande vantagem é a conservação de água. Ainda que existam consumos independentes da pressão (autoclismos e enchimento de reservatórios, por exemplo), a grande maioria é dependente da mesma (como a abertura de uma torneira, utilização de um chuveiro, entre outros), fazendo com que, no mesmo período de tempo, quantidades maiores de água sejam gastas se não existir gestão da pressão. Para muitas entidades gestoras isto pode parecer uma desvantagem, uma vez que, existindo menos consumo, existe também menos faturação. No entanto, inúmeros estudos foram desenvolvidos e provam que, apesar de o consumo diminuir, a poupança obtida devido à redução do volume de água perdido através de roturas no sistema é substancialmente superior (Gomes et al., 2011). Escusado será dizer que a nível ambiental este é também um enorme benefício.

Outra grande vantagem associada ao uso de uma boa política de gestão da pressão é a redução dos extravasamentos em reservatórios (públicos e privados).

2.8.2 Relação pressão/caudal

Em 1994, John May provou que a relação entre o caudal da fuga e a pressão, contrariamente ao que se previa na fórmula de Bernoulli, não se descreve através da raiz quadrada da pressão. May demonstrou que vários tipos de rotura são propensos a sofrer alteração na área efetiva da fuga de acordo com a pressão, ou seja, a redução da pressão terá impacte não só na velocidade do caudal, mas também na área da rotura. A este conceito deu-se o nome de *Fixed and Variable Area Discharge* (FAVAD).

As fugas podem agir segundo um comportamento de descarga fixo ou variável. O comportamento fixo ocorre em material pouco expansivo, como é o exemplo de condutas em ferro fundido. Neste tipo de materiais é correto afirmar que a área da fuga não se altera e a Equação 2 toma $N_1 = 0.5$, o que antigamente era considerado para todos os tipos de fuga. Quando a pressão se altera de P_0 para P_1 o caudal altera-se de L_0 para L_1 :

$$L_1 = L_0(P_1/P_0)^{N_1} \quad (2)$$

Fugas com comportamento variável ocorrem, normalmente, em condutas com material expansível, como é o caso do Policloreto de Vinilo (PVC) e do Polietileno de alta densidade (PEAD), e em zonas de junção (Thornton, 2002). Neste caso o expoente N_1 expressa de que forma o sistema se adapta à pressão e pode atingir o valor máximo de 2.5, variando da seguinte forma:

$N_1 = 0.5$ – Aplica-se quando a área do orifício não se altera com a variação da pressão, podendo dizer-se que o caudal é independente da pressão (comportamento de descarga fixo);

$N_1 = 1.0$ – Este valor é utilizado para simplificar a abordagem ao sistema de distribuição e considera que a relação entre o caudal e a pressão é linear. Normalmente aplica-se em sistemas de distribuição de grande dimensão;

$N_1 = 1.15$ – Coeficiente recomendado em diversos países (Japão, por exemplo) que tenta generalizar o comportamento da vasta gama de materiais utilizados na rede de distribuição;

$N_1 = 1.5$ – Coeficiente utilizado para caracterizar uma rede composta maioritariamente por materiais flexíveis, como o PVC e o PEAD (comportamento de descarga variável);

$N_1 = 2.5$ – Máximo valor admitido que representa o comportamento típico de uma conduta em plástico, onde é bastante comum as roturas serem longitudinais. Neste caso, a área do orifício é bastante sensível à variação da pressão.

É importante referir que, na Equação 2, a relação entre os caudais e as pressões varia com a razão P_1/P_0 , não com a diferença entre as pressões, como pode ser observado na Figura 2.9.

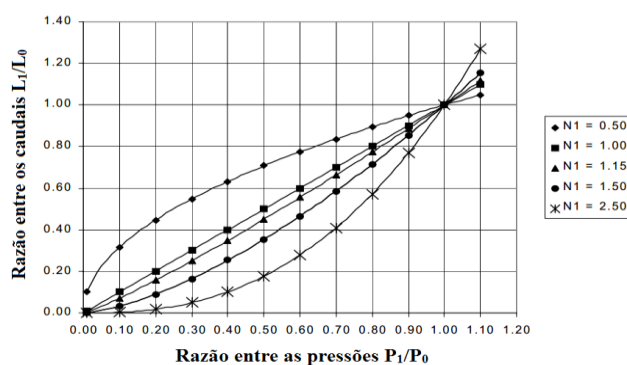


Figura 2.9 – Relação entre a pressão e o caudal em diferentes valores de N_1 . Adaptado de Lambert (2000)

Para calcular o expoente N_1 específico de um sistema devem ser realizados testes noturnos aos diferentes setores (Lambert, 2002), onde a pressão à entrada da zona é reduzida e o seu efeito no caudal de entrada e na pressão média devem ser registados (Thornton, 2003). Contudo, testes realizados em diferentes países do mundo provam que os valores variam, normalmente, entre 0.5 e 1.5, podendo excecionalmente atingir o 2.0 ou 2.5.

Em 2005, Thornton e Lambert apresentaram um estudo sobre a versatilidade do conceito FAVAD, onde dizem que este permite prever não só o efeito da pressão nos diferentes tipos de rotura, mas também antecipar os efeitos da pressão em certos elementos do consumo. Nesses casos, o valor N_1 pode variar, excecionalmente, entre 0 e 0.5 (em alguns casos específicos, como nos equipamentos de irrigação, os valores podem ser ligeiramente mais altos, rondando o 0.65).

2.8.3 Relação pressão/novas roturas

À medida que o sistema envelhece há uma tendência natural para o volume de perdas reais aumentar, motivado por novas roturas no sistema. Por sua vez, o número de novas roturas será maior ou menor conforme as políticas de gestão de longo prazo implementadas pela EG (Lambert, 2002). Considerando que a gestão da pressão pode influenciar fortemente não só os caudais, mas também a frequência das novas roturas, é admissível afirmar que, em redes com materiais mais deteriorados, é possível gerir a pressão e conseguir reduzir a frequência com que ocorrem novas roturas.

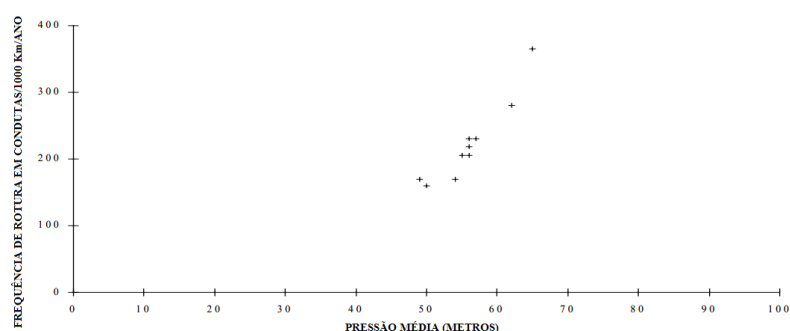


Figura 2.10 – Relação entre a frequência de novas roturas em condutas e a pressão média do sistema. Adaptado de Lambert (2000)

Em sistemas por bombagem e, principalmente, em sistemas intermitentes (onde a distribuição é feita tanto através de bombagem como graviticamente), é usual acontecerem flutuações e ondas de pressão muito mais intensas do que num sistema unicamente gravítico. Estes tipos de adução, por apresentarem uma frequência de roturas bastante mais elevada, podem beneficiar grandemente da aplicação de medidas de gestão da pressão, que permitirão, a longo prazo, reduzir consideravelmente o número de roturas. Lambert (2000) refere que não é possível estabelecer uma relação matemática entre a pressão e o número de roturas do sistema, uma vez que este não é o único fator determinante. Contudo, a influência da pressão é indubitável e isso pode ser observado na Figura 2.10, onde, quanto maior foi a pressão do sistema, maior foi o número de novas roturas.

Outro grande fator determinante são as condições climáticas. Certos materiais, como o PVC (material termoplástico), não toleram grandes variações de temperatura, podendo sofrer alterações físicas e mecânicas significativas (Marques e Sousa, 2011), que podem levar ao aumento do número de fugas.

Resumindo, as principais variáveis responsáveis pelo aumento ou diminuição do número de novas roturas são (Thornton, 2002):

- Políticas de longo prazo de gestão da rede (tipo de adução, pressão, entre outras);

- Condições do solo;
- Tráfego;
- Material da conduta;
- Temperatura.

2.8.4 Métodos para a gestão da pressão

Estão disponíveis várias técnicas de controlo de pressão e estas consistem em (Lambert, 2002):

- Setorização;
- Válvulas redutoras de pressão (VRP);
- Controlo do nível e dos extravasamentos em reservatórios.

A **setorização**, normalmente recorrendo ao uso de válvulas, é a técnica mais comumente utilizada e consiste na divisão da rede em patamares de pressão (Alegre et al, 2005). Quando o abastecimento é feito através da gravidade, a setorização tem em consideração a topologia do terreno. Caso este seja feito através de bombagem, o nível dos reservatórios torna-se o fator decisivo (Thornton, 2002).

É importante que a divisão em zonas de gestão de pressão (ZGP) seja compatível com a divisão em zonas de medição e controlo, e também que, tal como já foi referido, os setores estabelecidos respeitem os limites das pressões mínimas, máximas e variação das mesmas. Farley (2001) apresenta no manual *Leakage Management and Control* os critérios e procedimentos para o correto estabelecimento de ZGP.

As **válvulas redutoras de pressão** são acessórios que permitem definir a pressão desejada a jusante da sua instalação e podem dividir-se em quatro categorias de controlo (Alegre et al, 2005; Farley, 2001):

- *Pressão de saída fixa* – Este é o tipo de válvula mais comum e mantém o valor da pressão fixo a jusante da mesma. É utilizada, preferencialmente, em locais onde nem a variação de consumo nem as perdas de carga são significativas;
- *Pressão de saída controlada pelo caudal* – A válvula consegue reagir a alterações no caudal, fazendo com que a pressão de saída dê resposta à procura. Este tipo de válvula necessita de estar agregada a um medidor de caudal e, por isso, tem um custo superior. Recomenda-se o seu uso em situações onde existam grandes perdas de carga ou variações bruscas de consumo ao longo do dia, pois consegue adaptar-se às diferentes necessidades, evitando pressões demasiado altas em alturas de menor consumo, e vice-versa;
- *Pressão de saída controlada pelo tempo* – Este tipo de válvula permite programar as pressões seguindo um padrão temporal. É recomendada em zonas com grandes perdas

de carga e variações de pressão, mas com consumos regulares (por exemplo, zonas industriais, onde os consumos conseguem ser previsíveis e existem horários de funcionamento), ou ainda zonas com pressão noturna excessiva. É uma opção bastante barata. No entanto, tem como principal obstáculo a incapacidade de resposta a caudais elevados inesperados (caso de incêndio, por exemplo) porque as pressões são estipuladas de acordo com um horário. Se uma situação destas ocorrer durante um período de baixas pressões, certamente não existirá capacidade de resposta;

- *Pressão de saída controlada remotamente* – Este tipo de válvula é normalmente utilizado em pontos críticos onde, com recurso a Telegestão, a pressão de saída é controlada e ajustada, de forma a dar sempre resposta às necessidades atuais.

O **nível dos reservatórios** é um fator que permite controlar, dentro dos possíveis, a pressão no sistema. Durante a noite, é prática comum os reservatórios serem enchidos, uma vez que os gastos económicos são mais reduzidos, podendo até, ocasionalmente, existir extravasamento. Esta prática faz com que as pressões sejam máximas após enchimento (altura em que as cotas atingem valor limite), suscitando, também, a ocorrência do máximo volume de perdas. Idealmente, os níveis operacionais dos reservatórios devem ser estipulados de forma a que não sejam produzidas pressões demasiado altas na rede.

2.9 Síntese de revisão bibliográfica

A síntese de conhecimentos aqui apresentada teve como objetivo introduzir algumas noções básicas sobre as perdas e fugas em sistemas de abastecimento. É importante reter que:

- Por maiores que sejam os esforços direcionados para o combate às perdas, é impossível eliminar completamente as fugas na rede de abastecimento de água;
- Para quantificar o nível de perdas, a entidade gestora deve realizar um balanço hídrico à rede ou às suas componentes, o mais detalhado possível;
- A deteção rápida e eficiente de roturas é essencial para diminuir o volume de perdas reais anuais, recomendando-se, para tal, a aplicação de zonas de medição e controlo ao longo da rede, juntamente com um modelo hidráulico de deteção de perdas;
- Na grande maioria das fugas e roturas, a pressão é um fator altamente condicionante do volume de água perdida;
- A modelação hidráulica pode ser utilizada para analisar praticamente qualquer parâmetro numa rede de distribuição de água, sendo atualmente uma das ferramentas mais essenciais para a uma Entidade Gestora.

3 CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

3.1 Considerações gerais

O objetivo deste capítulo é caracterizar a rede de abastecimento de água que, ao longo do capítulo seguinte, será estudada recorrendo a um programa de modelação hidráulica.

Os dados aqui apresentados pertencem a uma rede real e foram cedidos pelas Águas de Coimbra, a entidade responsável pelo abastecimento em baixa no concelho de Coimbra.

3.2 Localização

A rede em estudo localiza-se no distrito de Coimbra, mais precisamente na freguesia de Cernache, e engloba as zonas do Loureiro e da Casa Telhada (Figura 3.1). É uma rede relativamente recente, implementada no ano 2000.

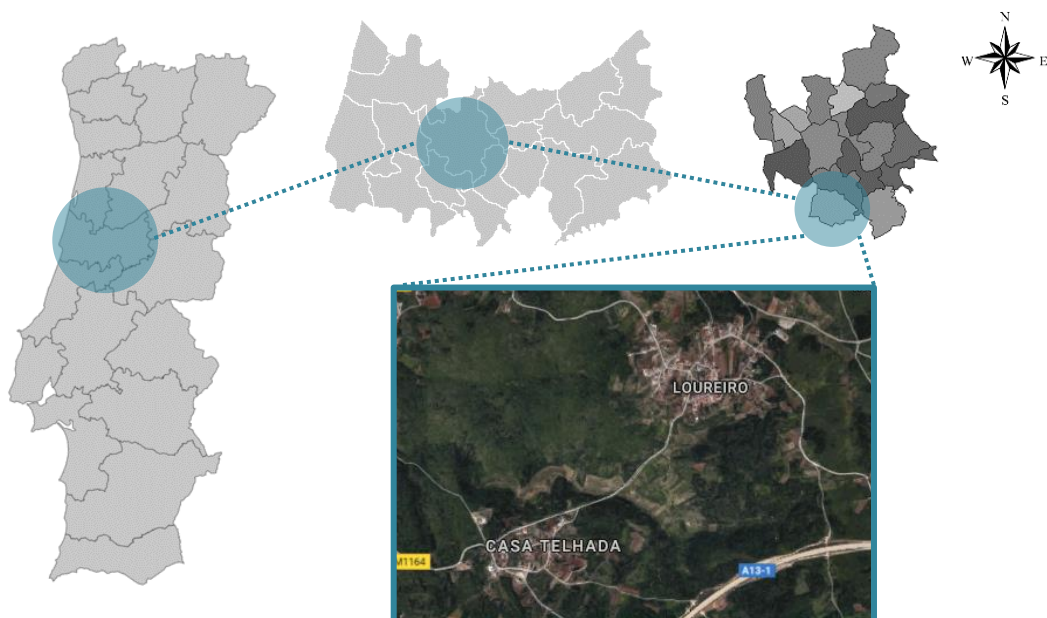


Figura 3.1 - Localização da rede em estudo

3.3 Topologia

À entrada da rede existe uma hidropressora por onde passa toda a água que abastece o sistema. A rede é também composta por 63 nós de junção, 66 condutas e uma bomba (Figura 3.3). A sua topologia pode ser observada na Figura 3.2.

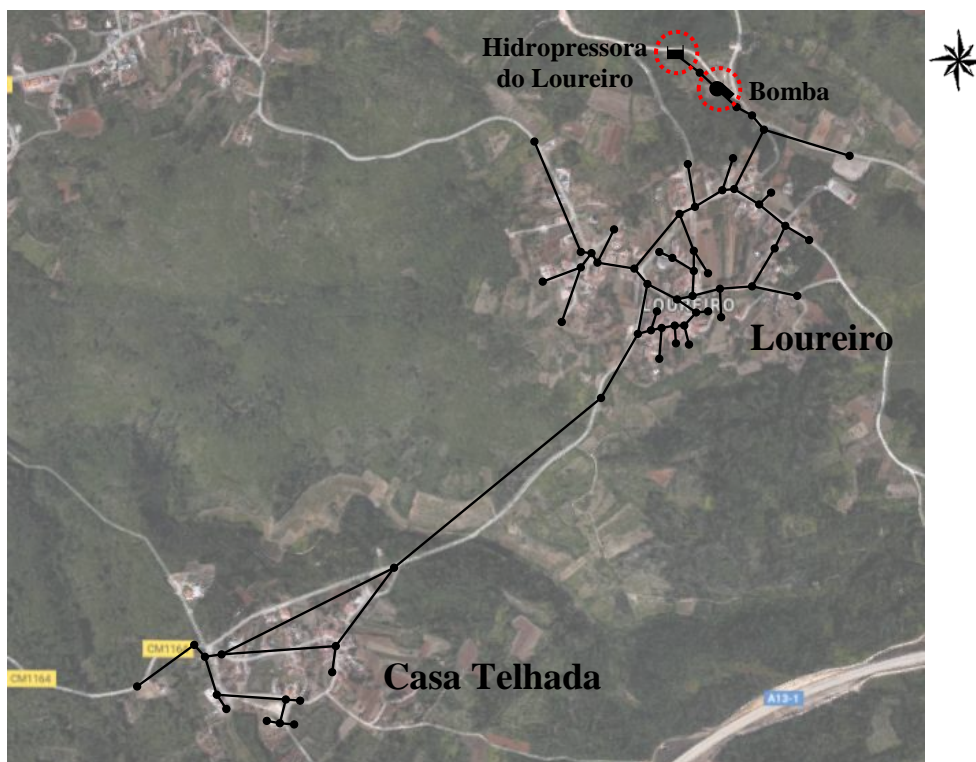


Figura 3.2 – Topologia da rede

A rede tem uma extensão aproximada de 8.9 km, ao longo da qual existem cerca de 160 ramais de ligação.



Figura 3.3 – Bomba e reservatório da rede (Águas de Coimbra, 2016)

3.4 Caudal da bomba

O caudal de saída da bomba (L/s) foi medido, com recurso a telegestão, em intervalos de um minuto, desde as 22:34h do dia 30 de abril de 2017 até às 11:54h do dia 11 de maio de 2017. Os caudais registados foram processados e permitiram a obtenção de caudais médios (L/s) para cada intervalo de meia hora do período de amostragem. Estes dados encontram-se no Anexo I.

Caudais médios diários

O caudal médio diário em cada um dos dias da amostragem foi determinado através de média aritmética e os resultados apresentam-se de seguida:

Quadro 3.1 - Caudais médios (L/s) e consumos totais diários [m³]

| Dia/Mês | Caudal médio diário (L/s) | Consumo total diário (m ³) |
|---------|---------------------------|--|
| 01/05 | 3.48 | 300.6 |
| 02/05 | 2.89 | 249.9 |
| 03/05 | 3.43 | 296.2 |
| 04/05 | 3.07 | 265.0 |
| 05/05 | 2.74 | 236.7 |
| 06/05 | 3.06 | 264.0 |
| 07/05 | 2.93 | 253.4 |
| 08/05 | 3.49 | 301.5 |
| 09/05 | 3.36 | 290.6 |
| 10/05 | 2.58 | 223.0 |

Analisando os caudais, e correspondentes consumos, apresentados no Quadro 3.1, é possível afirmar que os dias 8 e 10 de maio são, respetivamente, os dias em ocorrem maior e menor consumo médio. No entanto, como pode ser verificado no Anexo I, os caudais máximo e mínimo instantâneos registados ocorrem nos dias 3 e 11 de maio, com valores de 9.63 L/s e 0.49 L/s.

Os caudais médios e consumos totais dos dias 30 de abril e 11 de maio não foram calculados porque, não existindo dados que caracterizem o dia de forma integral, os valores obtidos seriam irrealistas.

Caudal médio

O caudal médio foi também obtido através de média aritmética, mas, desta vez, nenhum dos valores da telegestão é posto de parte. O caudal médio da bomba é 3.05 L/s.

Padrões de Consumo

Os padrões de consumo expressam a procura existente na rede e são essenciais para a modelação hidráulica. Foram criados padrões de consumo que exprimissem três situações diferentes, todos eles predispostos para um período de 24 horas com intervalos de 30 minutos. A primeira situação tem em consideração a totalidade da amostragem, ou seja, baseia-se em todos os dados recolhidos. O segundo e terceiro padrão representam, unicamente, os dias em que foram registados o maior e o menor consumo.

Para determinar o primeiro padrão de consumo é necessário calcular o caudal médio na rede ao longo das várias horas do dia, através da seguinte fórmula:

$$Qmed_L = \frac{1}{n} \sum_{L=1}^n Qmed_L^n \quad (3)$$

Onde L representa o intervalo de tempo que está a ser analisado e n os diferentes dias de amostragem. A expressão 3 permitiu obter um caudal médio para cada período de meia hora, e os resultados podem ser visualizados na Figura 3.4.

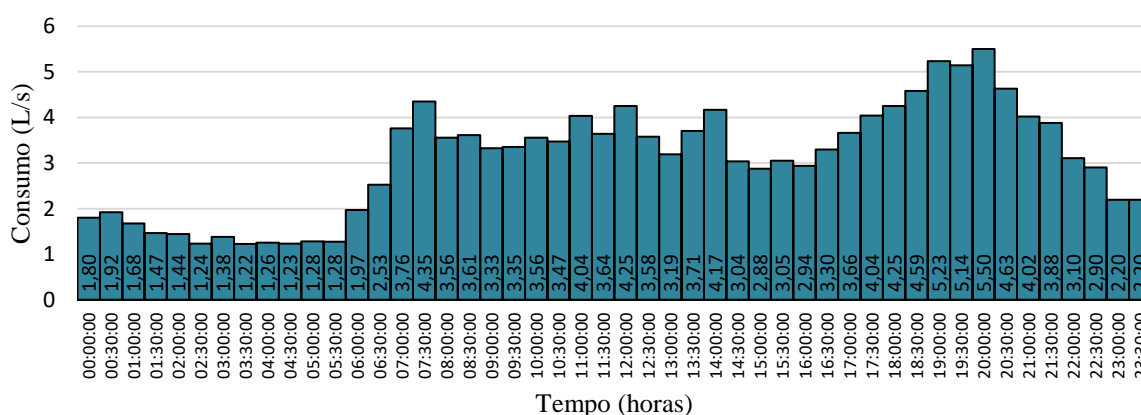


Figura 3.4 – Caudal médio da bomba, em períodos de meia-hora

Aplicando a fórmula 4, é possível traduzir os caudais apresentados na Figura 3.4 para coeficientes, que deverão ser utilizados na modelação hidráulica. C_i representa o coeficiente num dado intervalo temporal i , $Qmed$ é o caudal médio da hidropressora ($Qmed = 3.05$ L/s) e $Qmed_i$ é o caudal que se pretende traduzir para coeficiente (volume/tempo). Os resultados podem ser consultados na Figura 3.5.

$$C_i = \frac{Qmed}{Qmed_i} \quad (4)$$

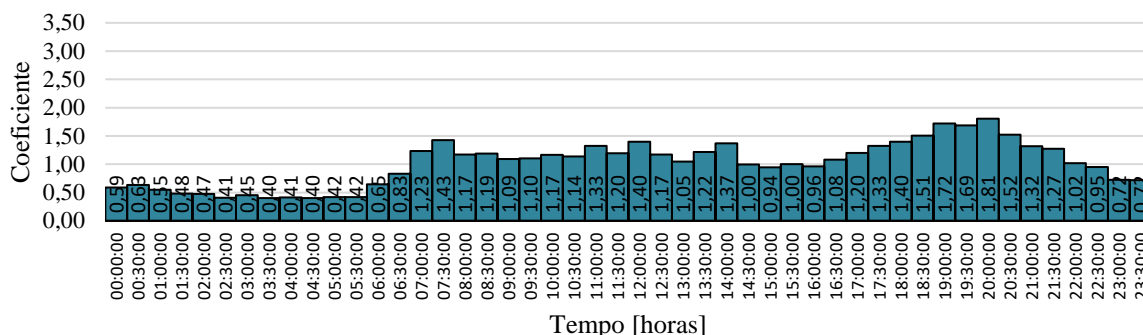


Figura 3.5 – Padrão de consumo obtido com os caudais médios

O processo anterior, para obter o padrão de consumo, voltou a ser aplicado, mas, desta vez, nos dias onde se observou o maior e o menor consumo (Figura 3.6 e Figura 3.7, respetivamente). Os caudais utilizados no cálculo dos coeficientes foram retirados do Anexo I.

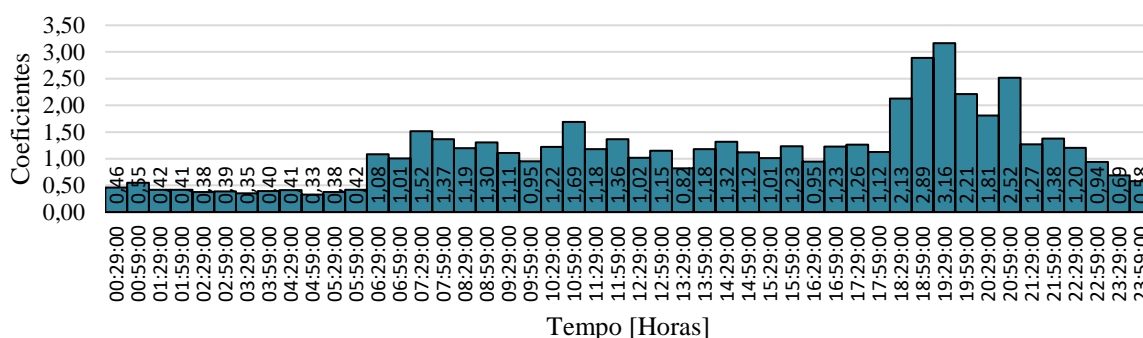


Figura 3.6 - Padrão de consumos no dia de maior consumo (3 de maio)

Embora o menor caudal observado tenha ocorrido no dia 11 de maio, não existem dados que caracterizem o referido dia na íntegra, sendo necessário recorrer ao dia com o segundo menor consumo: 2 de maio.

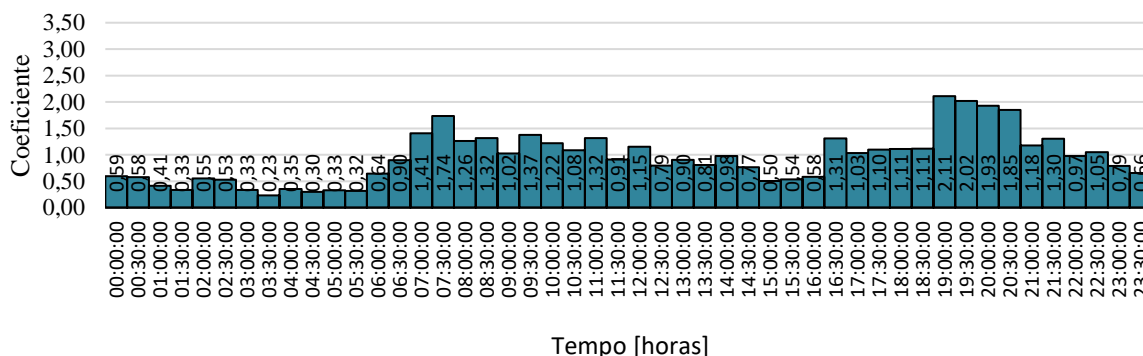


Figura 3.7 – Padrão de consumos no dia de menor consumo (2 de maio)

4 MODELAÇÃO HIDRÁULICA DO ESTUDO DE CASO

4.1 Considerações gerais

A modelação hidráulica, tal como já foi referido, pode ser utilizada em praticamente qualquer parâmetro da rede de distribuição, tornando-se, assim, numa ferramenta largamente utilizada pelas Entidades Gestoras no combate às perdas de água.

O presente capítulo pretende estudar a rede apresentada no capítulo anterior, caracterizar as condições a que esta está submetida e, caso existam irregularidades no seu funcionamento, perceber de que forma a aplicação de medidas corretivas pode ajudar a reduzir o nível de perdas e a aumentar o desempenho global da rede. Com esse fim, foram desenvolvidos três cenários:

- No cenário 1 (subcapítulo 4.4), a rede é analisada com base nos dados fornecidos pelas Águas de Coimbra. Os dados são modelados e tenta-se perceber até que ponto as necessidades da população são garantidas e se há cumprimento das normas legais;
- No cenário 2 (subcapítulo 4.5), a rede é novamente modelada, desta vez com base nos caudais medidos na bomba da rede, em alternativa aos consumos originalmente fornecidos pelas Águas de Coimbra. Ao longo de três subcenários são analisados os padrões de consumo (apresentados no capítulo anterior) que exprimem o consumo médio da rede e os dias de maior e menor consumo;
- No cenário 3 (subcapítulo 4.6), são consideradas medidas corretivas que permitem tornar o funcionamento da rede mais eficiente. Neste cenário é utilizada uma abordagem *demand-driven* e *pressure-driven*.

A nomenclatura utilizada na rede é expressa com maior detalhe no Anexo II. Para a modelação, recorreu-se ao software WaterNetGen, uma extensão do EPANET, que tanto permite realizar simulação *demand-driven* como *pressure-driven*.

4.2 EPANET

O EPANET é um programa comercial da EPA (*United States Environmental Protection Agency*), criado em 1993, que permite, de forma gratuita e com código aberto, modelar as condições hidráulicas e de qualidade da água de um sistema de distribuição de água (João Muranho, 2012). Encontra-se atualmente na versão 2.0 e conta com uma comunidade mundial crescente de utilizadores. Pelas várias razões aqui apresentadas e pela importância que lhe tem vindo a ser atribuída, este *software* já se encontra traduzido em várias línguas, incluindo português, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Em termos reais, a distribuição de água ocorre ao longo de condutas, com água proveniente de reservatórios, que é, de seguida, conduzida até aos ramais de ligação e, daí, até às torneiras dos utilizadores. No entanto, é de esperar que, durante este trajeto, existam também estações elevatórias, condutas com diferentes materiais e diâmetros, equipamentos (como, por exemplo, válvulas e ventosas) ou reservatórios com funções variadas (compensação ou incêndio, entre outros). Quando se transmite a informação da rede a um programa de modelação, considera-se que a água flui através de *ligações* e que as ligações se intercetam em *nós*. No caso do EPANET, as condutas, bombas e válvulas são consideradas ligações. Por sua vez, os reservatórios de nível fixo ou variado e a união de condutas são considerados nós (locais onde pode existir entrada e saída de água do sistema).

Este programa aplica uma *demand-driven-analysis* (DDA) com o objetivo de prever, a longo prazo, o comportamento dinâmico de um sistema pressurizado. Uma abordagem *demand-driven* considera que os consumos da rede são conhecidos e constantes, não dependentes da pressão. Embora esta abordagem possa ser bastante útil do ponto de vista prático se o sistema em questão se encontrar sob condições de pressão adequadas, esta pode não ser uma abordagem realista, principalmente para retratar cenários de pressão insuficiente, onde o EPANET pode apresentar resultados erróneos. Outra desvantagem será também a incapacidade de especificar pontos vulneráveis da rede (como, por exemplo, locais com pressões insuficientes, incapazes de satisfazer o abastecimento, ou propensos a novas roturas).

Uma *pressure-driven-analysis* (PDA), contrariamente à abordagem anterior, considera que os consumos são satisfeitos apenas se existir pressão suficiente para o mesmo. Permite simular vários tipos de cenário (independentemente da pressão existente na rede); no entanto, pode ser mais complexa, uma vez que utiliza mais parâmetros e pode ter mais problemas de convergência.

4.3 WaterNetGen

4.3.1 Considerações Gerais

O WaterNetGen, desenvolvido por Muranho et al. (2014), é uma expansão do EPANET e permite simular um sistema de distribuição de água, tanto em condições normais de pressão (DDA) como em cenários com pressão deficiente (PDA). Neste último caso, será necessário introduzir parâmetros que relacionem a pressão com o consumo. Esta nova interface encontra-se completamente incorporada na interface original do EPANET, o que permite ao utilizador realizar os dois tipos de análise, no mesmo programa, sem algum tipo de problema ou incompatibilidade.

O primeiro passo consiste em inserir a rede no *software*, que pode ser desenhada diretamente ou importada. Devem ser representados todos os nós, reservatórios (nível fixo ou variado), condutas, bombas e válvulas.

O segundo passo é a caracterização da rede, ou seja, a configuração de todos os dados relativos às condutas (comprimentos, diâmetros, materiais... onde parte das referências pode ser obtida através de catálogos comerciais já disponíveis), reservatórios (caudais de saída/entrada, cotas, níveis), nós (cotas, elevação, entre outros), bombas (curva característica de cada bomba) e válvulas (tipo de válvula, diâmetro...).

O passo seguinte corresponde à introdução dos consumos. É necessário descrever os caudais de saída em cada um dos nós, caso contrário o programa assume que o consumo se encontra igualmente repartido por toda a rede, sendo necessário apenas determinar a população servida. Nesse caso, o programa considera que o caudal requerido ao longo de uma conduta deve ser distribuído igualmente pelos nós de extremidade, de forma a que o consumo seja representado nos nós.

4.3.2 Modelação matemática

Na base de um modelo de previsão hidráulico, existem leis que suportam o funcionamento da rede, nomeadamente:

- Lei da conservação da massa;
- Lei de conservação de energia.

Ao aplicar as equações das leis de massa e energia em cada um dos nós, juntamente com a equação de perda de carga de cada ligação, o modelo torna-se capaz de determinar as cotas piezométricas dos nós e o caudal em cada conduta.

Modelo *pressure-driven*

Tanto a água destinada ao consumo humano como aquela que efetivamente se perde ao longo do percurso são dependentes da pressão da rede. Relativamente à água consumida, considera-se que o caudal disponível, q_i^{disp} , a uma dada pressão, P_i , é obtido através da seguinte expressão (Wagner, Shamir, & Marks, 1988):

$$q_i^{disp}(P_i) = q_i^{req} \times \begin{cases} 1 & P_i \geq P_i^{ref} \\ \left(\frac{P_i - P_i^{min}}{P_i^{ref} - P_i^{min}} \right)^\alpha & P_i^{min} < P_i < P_i^{ref} \\ 0 & P_i \leq P_i^{min} \end{cases} \quad (5)$$

Onde P_i^{ref} é a pressão de referência necessária para satisfazer completamente a procura requerida q_i^{req} . A pressão mínima, abaixo da qual não é possível satisfazer a procura, é representada pela componente P_i^{min} .

Já o caudal total perdido, q_k^{fuga} , ao longo da conduta k , que também depende da pressão, pode ser modelado através da equação 6 (Germanopoulos, 1985), que representa a soma das perdas do tipo *burst* e *background*. O parâmetro l_k é o comprimento da conduta k ; P_k é a pressão média a que está submetida a conduta k , e pode ser obtida calculando o valor médio da pressão nos nós de extremidade; C_k e δ_k são parâmetros referentes ao modelo de perdas *burst*; α_k e β_k são parâmetros referentes ao modelo de perdas *background*.

$$q_k^{fuga}(P_k) = \begin{cases} \beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k} + C_k (P_k)^{\delta_k} & P_k > 0 \\ 0 & P_k \leq 0 \end{cases} \quad (6)$$

Tal como já foi referido, o valor α_k pode variar entre 0,5 e 2,5 (ver subcapítulo 2.8.2). O parâmetro β_k é alusivo à deterioração do material da conduta e é obtido através da calibração do modelo (Muranho et al., 2014).

O caudal total perdido numa conduta, q_k^{fuga} , em termos de simulação, deve ser repartido igualmente pelos dois nós extremidade dessa mesma conduta. Ou seja, cada nó i tem atribuído um caudal nodal de fuga, q_i^{fuga} , que corresponde à soma de metade do caudal total perdido em cada uma das condutas que tenham ligação direta a esse nó, como se encontra descrito na equação 7. O parâmetro k refere-se ao número total de condutas conectadas ao nó i .

$$q_i^{fuga} = \frac{1}{2} \sum_k q_k^{fuga} \quad (7)$$

Algoritmo do Gradiente Global

Em 1988, Todini e Pilati propuseram o Algoritmo do Gradiente Global (AGG), que conjuga a lei da conservação da massa em cada nó com a lei de conservação de energia em cada troço. O AGG encontra-se na base de muitos programas de modelação hidráulica, como é o caso do EPANET, e permite determinar as cotas piezométricas e os caudais de um sistema de distribuição de água, considerando que o sistema se encontra em equilíbrio hidráulico (Muranho, 2012). A formulação expressa-se da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} A_{pp} & A_{pn} \\ A_{np} & A_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{p0}H_0 \\ -q \end{bmatrix} \quad (8)$$

Onde a rede é composta por np condutas com caudal desconhecido, nn nós de junção com cota piezométrica desconhecida e $n0$ nós de junção com cota piezométrica conhecida; $Q = [Q_1, Q_2, \dots, Q_{np}]^T$ é o vetor dos caudais das condutas; $H = [H_1, H_2, \dots, H_{nn}]^T$ é o vetor das cotas piezométricas nodais desconhecidas; $H_0 = [H_{01}, H_{02}, \dots, H_{0n0}]^T$ é o vetor das cotas piezométricas nodais conhecidas; $q = [q_1, q_2, \dots, q_{nn}]^T$ é o vetor da solicitação nodal independente da pressão; A_{pp} é uma matriz diagonal $np \times np$, cujos elementos correspondem à perda de carga nas condutas; $A_{pn} = A_{np}^T$ e $A_{p0} = A_{0p}^T$ são matrizes de incidência com as dimensões $np \times nn$ e $np \times n0$, respetivamente, que se obtêm da matriz $\bar{A}_{pn} = [A_{pn} A_{p0}]$, de dimensão $np \times (nn + n0)$; A_{nn} é uma matriz diagonal $nn \times nn$, cujos elementos correspondem à solicitação dependente da pressão.

De acordo com Muranho et al. (2014), Giustolisi et al. (2008) adaptaram o algoritmo de Todini e Pilati de forma a que este considerasse também os caudais de perda. A matriz diagonal A_{nn} foi redefinida de forma a que os seus elementos fossem o produto escalar $(q^{disp} + q^{fuga})H^{-1}$, onde q^{disp} é o vetor da solicitação nodal dependente da pressão e $q^{fuga} = (q_1^{fuga}, q_2^{fuga}, \dots, q_{nn}^{fuga})$ é o vetor dos caudais nodais perdidos. A nova formulação de Giustolisi et al. (2008), que tem em consideração os consumos dependentes da pressão e as perdas ao longo da rede, apresenta-se de seguida:

$$DDL_{nn}^{iter} = D_{nn}^{iter} + DL_{nn}^{iter} \quad (9)$$

$$A^{iter} = A_{np}(D_{pp}^{iter})^{-1}A_{pn} - DDL_{nn}^{iter} \quad (10)$$

$$F^{iter} = [A_{np}Q^{iter} - (q_{disp}^{iter} - q_{fuga}^{iter})] - A_{np}(D_{pp}^{iter})^{-1}(A_{p0}H_0 + A_{pp}^{iter}Q^{iter}) - DDL_{nn}^{iter}H^{iter} \quad (11)$$

$$H^{iter+1} = (A^{iter})^{-1}F^{iter} \quad (12)$$

$$Q^{iter+1} = Q^{iter} - (D_{pp}^{iter})^{-1} (A_{pp}^{iter} Q^{iter} + A_{pn} H^{iter+1} + A_{p0} H_0) \quad (13)$$

$$H^{iter+1} = \varphi^{iter} (H^{iter+1} - H^{iter}) + H^{iter} \quad (14)$$

$$Q^{iter+1} = \varphi^{iter} (Q^{iter+1} - Q^{iter}) + Q^{iter} \quad (15)$$

O D_{pp} é a derivada parcial de A_{pp} em ordem ao caudal nas condutas; DL_{nn} e D_{nn} são as derivadas de q^{fuga} e q^{disp} , parâmetros que dizem respeito à pressão nas condutas e nos nós, respetivamente; O processo iterativo inicia-se com $\varphi^{iter=0} = 1$, onde o elemento $H^{iter=0}$ de cada nó de junção é considerado igual à correspondente elevação, acrescido da pressão máxima de referência dos consumos dependentes da pressão. O coeficiente $\varphi^{iter=0} (\in [0,1])$ é utilizado para favorecer a convergência quando são atualizadas as estimativas das cotas piezométricas nodais e caudais.

4.4 Cenário 1

4.4.1 Considerações gerais

O objetivo deste subcapítulo é modelar e analisar a rede do Loureiro/Casa Telhada de acordo com os consumos carregados pela entidade Águas de Coimbra no modelo de simulação hidráulica. As características das condutas e dos nós encontram-se no Anexo III e Anexo IV, respetivamente.

Foi realizada uma análise *demand-driven* e os dados analisados foram gerados para períodos de quinze minutos, durante 24 horas.

4.4.2 Caudal

A Figura 4.1 representa a rede às 20:30h, quando os consumos são máximos e, portanto, também os caudais. É possível constatar caudais máximos nas condutas mais próximas da entrada da rede, onde é atingido o valor 3.26 L/s (Quadro 4.1). Contudo, na maioria, o caudal é inferior a 0.5 L/s.

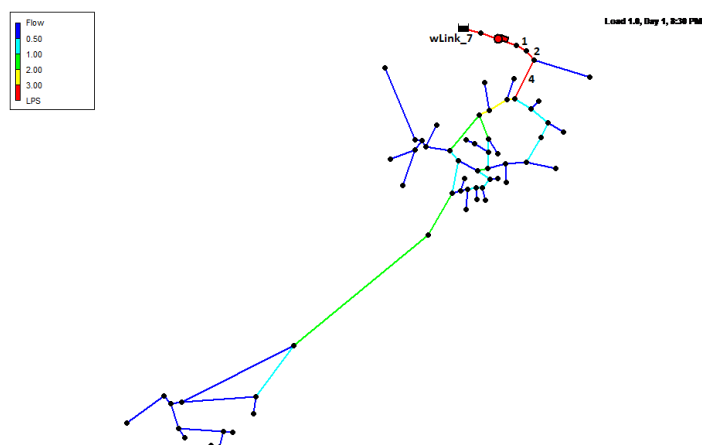


Figura 4.1 - Caudais da rede no Cenário 1, às 20:30h

Às 04:30h, altura em que os caudais na rede são mínimos, nenhuma conduta excede os 0.2 L/s e a maioria das condutas apresentam caudais nulos.

Quadro 4.1 – Caudais da rede no Cenário 1, às 04:30h e às 20:30h

| Conduta | Caudal (L/s) | |
|---------|--------------|--------|
| | 04:30h | 20:30h |
| 1 | 0.20 | 3.26 |
| 2 | 0.20 | 3.26 |
| 4 | 0.20 | 3.26 |
| wLink_7 | 0.20 | 3.26 |

4.4.3 Velocidades de escoamento

De acordo com o Artigo 21º do Decreto-Lei nº207/94, de 6 de agosto, também denominado Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR), as velocidades de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projeto não devem exceder o valor calculado pela seguinte expressão:

$$V = 0.127D^{0.4} \tag{16}$$

Onde V é a velocidade limite de escoamento (m/s) e D é o diâmetro interno da conduta (mm). No entanto, o valor do V nunca deve ser inferior a 0.3 m/s, de forma a ser garantido o caudal de autolimpeza. Tendo isto em consideração, foi gerada a Figura 4.2, que representa o sistema quando os consumos são máximos.

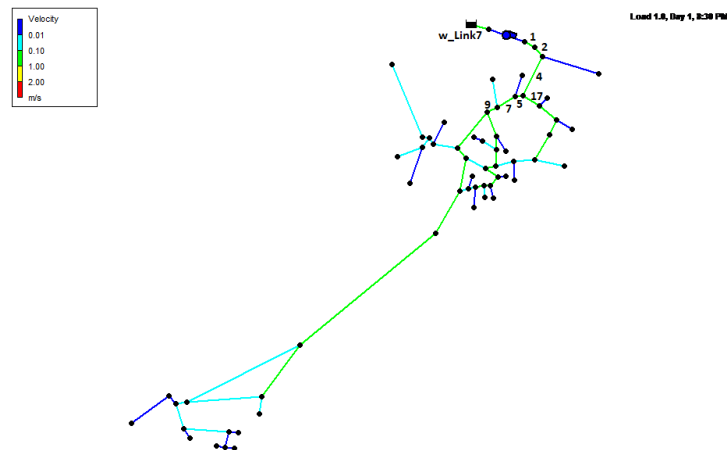


Figura 4.2 – Velocidades de escoamento da rede no Cenário 1, às 20:30h

Às 20:30h é possível observar que apenas oito condutas, em toda a rede, apresentam velocidades superiores a 0.3 m/s. Isto significa que, excetuando as condutas apresentadas no Quadro 4.2, nenhuma conduta cumpre os mínimos regulamentares.

Quadro 4.2 – Velocidades de escoamento da rede no Cenário 1, às 20:30h

| Conduta | Velocidade de escoamento (m/s) | Velocidade limite de escoamento (m/s) |
|---------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 0.32 | 0.84 |
| 2 | 0.32 | 0.84 |
| 4 | 0.32 | 0.84 |
| 5 | 0.45 | 0.74 |
| 7 | 0.44 | 0.74 |
| 9 | 0.42 | 0.74 |
| 17 | 0.31 | 0.64 |
| w_Link7 | 0.63 | 0.74 |

4.4.4 Pressão

De acordo com o Artigo 38º do RGSPDADAR, as pressões de serviço devem compreender-se entre 50 kPa e 600 kPa (aproximadamente 5 a 60 m c.a.) e, regra geral, por motivos de conforto e durabilidade dos materiais, é aconselhável que se mantenham entre 150 kPa e 300 kPa (15 a 30 m c.a.). Contudo, a pressão mínima é determinada através da Equação 17:

$$H = 100 + 40n \quad (17)$$

Onde H representa o valor de pressão mínimo (kPa) e n o número de pisos acima da cota de soleira. Na rede em questão, todos os nós possuem apenas um 1 piso acima da cota de soleira,

o que implica que a pressão nunca deva ser inferior a 140 kPa (aproximadamente 14.28 m c.a.). O regulamento refere também que não é aceitável, ao longo de um dia, existir flutuação de pressão superior a 300 kPa num só nó (30.6 m c.a.).

Tendo em consideração o que é descrito no regulamento, foram geradas a Figura 4.3 e Figura 4.4, que representam o sistema nas horas em que a pressão é mínima e máxima.

Às 20:30h a rede apresenta os menores valores de pressão (Figura 4.3). Os nós 17 e 41, apresentam as pressões mais baixas na rede. Contudo, existem nós com pressão excessiva: 48 e 54 (Quadro 4.3).

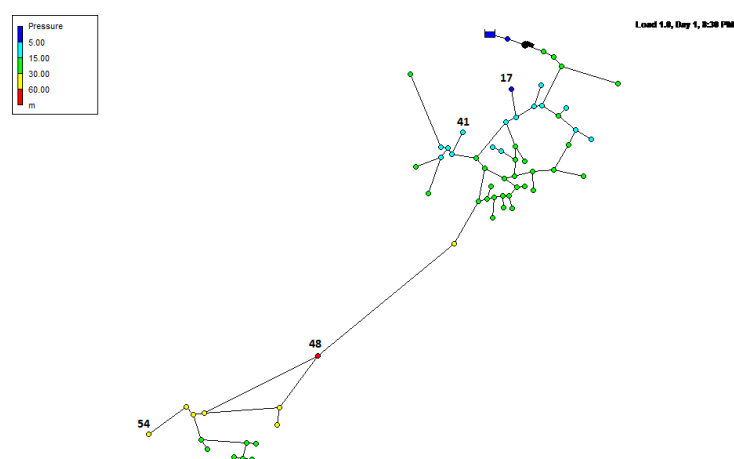


Figura 4.3 – Pressão da rede no Cenário 1, às 20:30h (momento com menores pressões)

Quadro 4.3 – Pressão nos nós da rede no Cenário 1, às 20:30h

| Nó | Pressão (m c.a.) |
|----|------------------|
| 17 | 4.95 |
| 41 | 7.72 |
| 48 | 67.03 |
| 54 | 56.95 |

Às 04:30h as pressões na rede são máximas (Figura 4.4). A modelação permitiu perceber que toda a zona da Casa Telhada experiencia pressões elevadas, existindo dois nós com valores superiores a 60.0 m c.a.. O nó 17 exhibe, mais uma vez, o valor de pressão mais baixo (14.87 m c.a.). O Quadro 4.4 mostra com maior detalhe as pressões em alguns dos nós da rede às 04:30h.

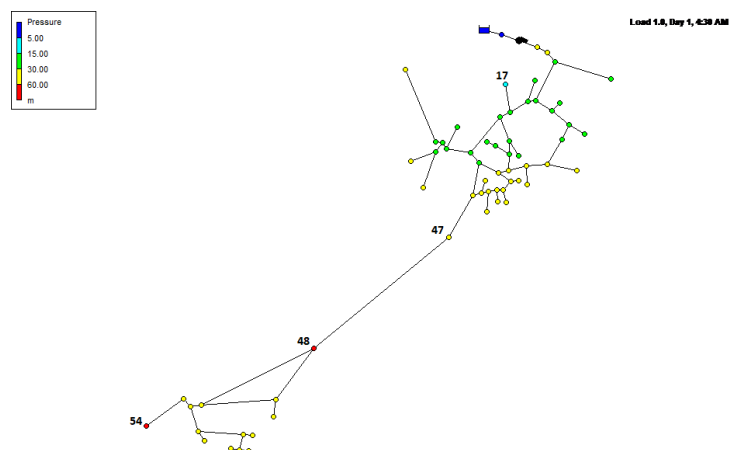


Figura 4.4 - Pressão da rede no Cenário 1, às 04:30h (pressões máximas)

Quadro 4.4 - Pressão nos nós da rede no Cenário 1, às 04:30h

| Nós | Pressão (m c.a) |
|-----|-----------------|
| 17 | 14.88 |
| 47 | 59.87 |
| 48 | 77.87 |
| 54 | 67.87 |

A análise destes dados permite constatar a existência de vários nós problemáticos. Na parte superior da rede, os nós 17 e 41 apresentam valores demasiado baixos, que comprometem o cumprimento do regulamento em vigor. Contudo, na grande maioria dos nós, é possível constatar pressões demasiado altas, com maior incidência na zona da Casa Telhada.

4.5 Cenário 2

4.5.1 Considerações gerais

Neste subcapítulo a rede do Loureiro/Casa Telhada foi modelada tendo em consideração as seguintes alterações introduzidas no WaterNetGen:

- Os padrões de consumo utilizados não foram aqueles inicialmente fornecidos pelas Águas de Coimbra, mas sim os padrões determinados no subcapítulo 3.4, com base no caudal medido na bomba;
- As características da bomba utilizada tiveram de ser alteradas de forma a serem cumpridos os requisitos mínimos regulamentares de funcionamento da rede;

- Foi atribuído a cada conduta um coeficiente de distribuição igual a 1;
- A modelação foi realizada para períodos de meia hora, com duração de 24 horas, recorrendo a uma modelação *demand-driven*.

4.5.2 Bomba

A bomba utilizada na modelação do Cenário 1 mostrou-se desde logo incapaz de satisfazer as necessidades da rede em estudo no Cenário 2. Foi então necessário alterar as características da bomba de forma a que esta conseguisse elevar maior caudal a alturas manométricas superiores, garantindo a pressão mínima de 14.28 m c.a. em todos os nós da rede no dia mais desfavorável (dia de máximo consumo). As curvas das bombas utilizadas no Cenário 1 e no Cenário 2 apresentam-se de seguida, na Figura 4.5.

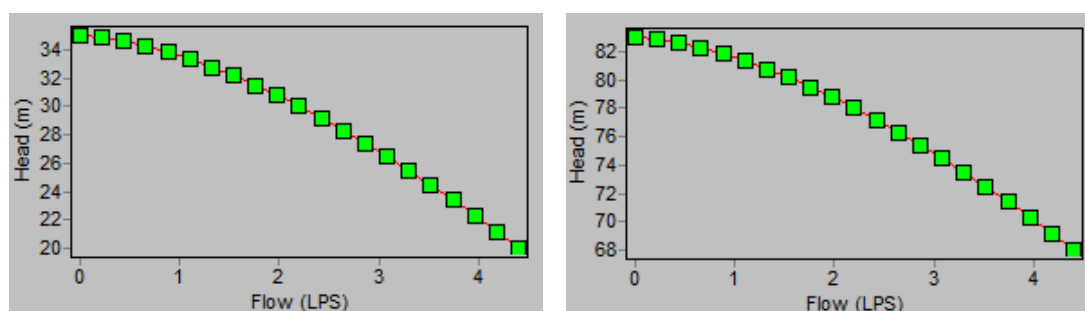


Figura 4.5 – Curva da bomba no Cenário 1 e no Cenário 2

4.5.3 Subcenário: Modelação com base no padrão de consumo médio da rede

O padrão apresentado na Figura 3.5 foi introduzido no WaterNetGen como sendo o padrão de consumo de todos os nós da rede. De seguida foi atribuído, também a cada um dos nós, um coeficiente *base demand* igual a 0.049. Este coeficiente vai ser utilizado pelo *software* para ajustar os valores do padrão de consumo aos consumos em cada um dos nós.

Neste subcenário, a procura é menor às 03:30h e maior às 20:00h. Às 03:30h, o menor caudal registado atingiu a 0.02 L/s, e às 20:00h entra um caudal máximo na rede, de 5.50 L/s.

A Figura 4.6 volta a representar a rede às 03:30h, quando o consumo é mínimo e, portanto, são mínimas as velocidades de escoamento e máximas as pressões. A essa hora, a pressão máxima recomendada de 60 m c.a. é ultrapassada em todos os nós da rede, podendo constatar-se o mínimo no nó 17 (60.9 m c.a.) e o máximo no nó 48 (123.8 m c.a.).

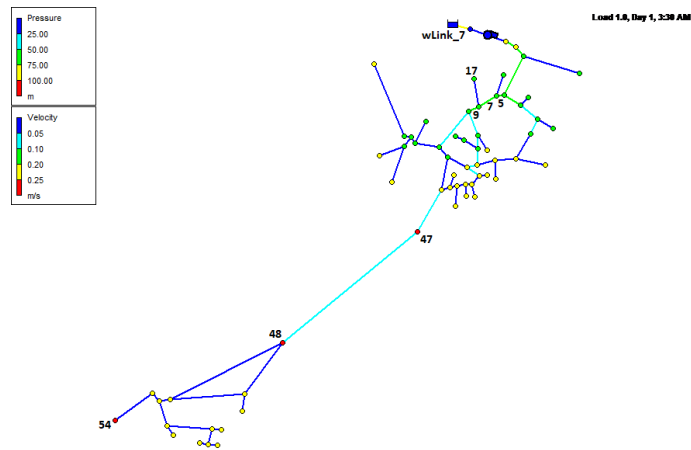


Figura 4.6 - Velocidade e pressão da rede no Cenário 2, com base no padrão de consumo médio, às 03:30h

A Figura 4.7 representa a rede às 20:00h. À primeira vista destaca-se o nó 48, onde a pressão é bastante superior ao valor máximo estipulado no RGSPDADAR. No entanto, as pressões são elevadas em todos os nós da rede, com especial atenção para a zona da Casa Telhada.

Relativamente às velocidades de escoamento, o valor máximo é atingido na conduta wLink_7, com 1.07 m/s. Contudo, é possível aferir velocidades de 0.2 m/s em 18 condutas da rede.

Estes dados demonstram que, embora a velocidade limite seja ultrapassada numa das condutas da rede, a grande maioria não atinge sequer os valores mínimos regulamentares.

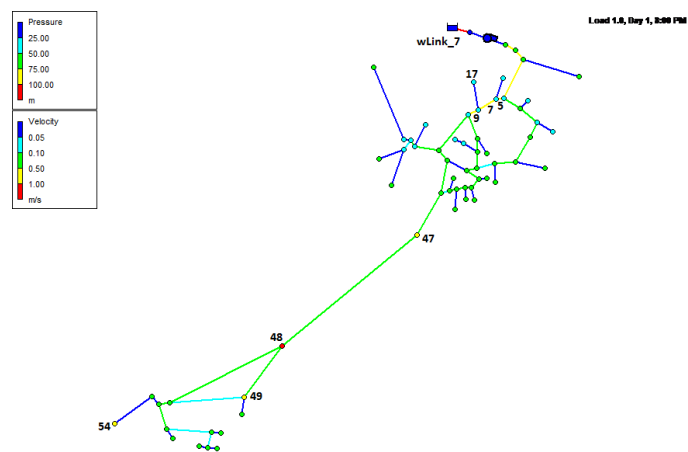


Figura 4.7 - Velocidade e pressão da rede no Cenário 2, com base no padrão de consumo médio, às 20:00h

O Quadro 4.5 resume as pressões e velocidades de escoamento em alguns dos nós e condutas da rede. Os resultados demonstram o incumprimento do regulamento em quase toda a rede.

Quadro 4.5 - Pressão e velocidade de escoamento no Cenário 2, com base no padrão de consumo médio, às 20:00h

| Nó | Pressão (m c.a.) | | Conduta | Velocidade de escoamento (m/s) | | Velocidade limite de escoamento (m/s) |
|----|------------------|--------|---------|--------------------------------|--------|---------------------------------------|
| | 03:30h | 20:00h | | 03:30h | 20:00h | |
| 17 | 60.9 | 49.5 | 5 | 0.16 | 0.72 | 0.74 |
| 47 | 105.9 | 84.7 | 7 | 0.15 | 0.69 | 0.74 |
| 48 | 123.8 | 102.1 | 9 | 0.15 | 0.66 | 0.74 |
| 49 | 99.8 | 78.0 | wLink_7 | 0.24 | 1.07 | 0.74 |
| 54 | 113.8 | 92.0 | | | | |

4.5.4 Subcenário: Modelação com base no dia de maior consumo (3 de maio)

Foi atribuído a todos os nós o padrão da Figura 3.6 e um coeficiente *base demand* igual a 0.0492.

Às 19:00 horas do dia 3 de maio, o caudal que dá entrada na rede exibe o valor máximo de todo o período de amostragem. Foi possível observar que, à entrada da rede, na conduta wLink_7, o caudal atinge 9.8 L/s.

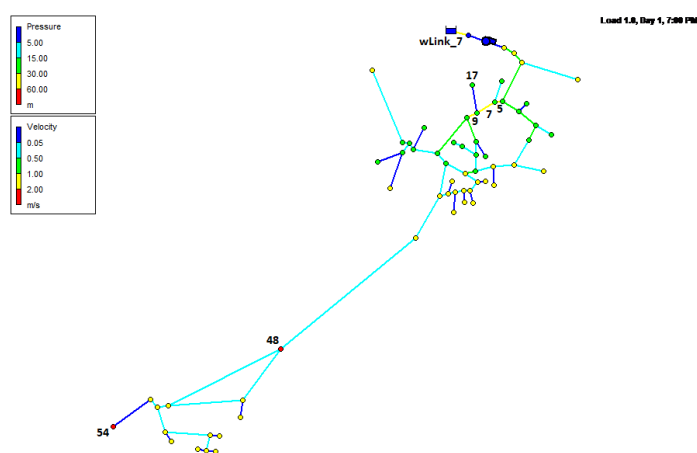


Figura 4.8 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de maior consumo (3 de maio), às 19:00h

A Figura 4.8 retrata a pressão e a velocidade de escoamento no momento de maior consumo. De forma a serem garantidos os mínimos regulamentares de pressão, nenhum nó da rede pode ficar aquém dos 14.28 m c.a.. Torna-se, portanto, necessário salientar a pressão do nó 17 (15.1 m c.a.), o valor mais baixo em toda a rede, que se encontra muito perto do valor limite imposto pelo RGSPDADAR. Contudo, a pressão continua a ser excessiva em praticamente toda a rede.

O nó 48, atinge o valor máximo de 74.2 m c.a. que, embora não seja tão elevado como o do subcenário anterior, continua a exceder a pressão recomendada. O Quadro 4.6 resume alguns dos dados obtidos na modelação realizada.

Quadro 4.6 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de maior consumo (3 de maio), às 19:00h

| Nó | Pressão (m c.a.) | Conduta | Velocidade de escoamento (m/s) | Velocidade limite de escoamento (m/s) |
|----|------------------|---------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 17 | 15.1 | 5 | 1.27 | 0.74 |
| 47 | 58.0 | 7 | 1.21 | 0.74 |
| 48 | 74.2 | 9 | 1.15 | 0.74 |
| 54 | 63.9 | wLink_7 | 1.89 | 0.74 |

4.5.5 Subcenário: Modelação com base no dia de menor consumo (2 de maio)

A cada nó da rede foi atribuído o padrão de consumo da Figura 3.7 e um coeficiente *base demand* de 0.0492.

Este subcenário demonstra o momento mais desfavorável da pressão em todo o período de amostragem, e em que dão entrada na rede 0.71 L/s.

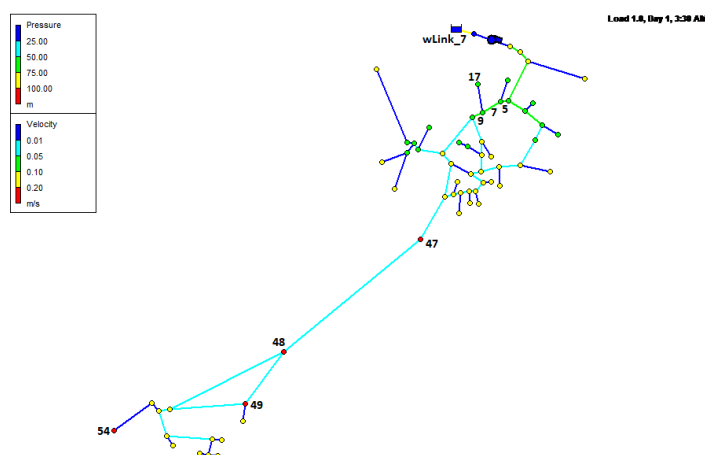


Figura 4.9 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de menor consumo (2 de maio), às 03:30h

A Figura 4.9 permite constatar as pressões elevadíssimas a que está exposta a rede. O nó 17 (onde, até ao momento, as pressões eram relativamente baixas) apresenta 62.1 m c.a., valor este superior ao máximo recomendado pelo RGSPDADAR, e o nó 48 atinge o valor máximo de

125.1 m c.a.. A velocidade de escoamento neste cenário apresenta o valor mais baixo obtido até agora: 0.0 m/s. O Quadro 4.7 resume alguns dos resultados obtidos.

Quadro 4.7 – Pressão e velocidade de escoamento da rede no Cenário 2, no dia de menor consumo (2 de maio), às 03:30h

| Nó | Pressão (m c.a.) | Conduta | Velocidade de escoamento (m/s) |
|----|------------------|---------|--------------------------------|
| 17 | 62.1 | 5 | 0.09 |
| 47 | 107.1 | 7 | 0.09 |
| 48 | 125.1 | 9 | 0.08 |
| 49 | 101.1 | wLink_7 | 0.14 |
| 54 | 115.1 | | |

Estes resultados permitem constatar não apenas as elevadas pressões a que está submetida a rede nas horas de menor consumo, mas também as elevadas variações de pressão. Alguns dos nós experienciam variações de pressão superiores a 40 m.c.a, quando o regulamento proíbe flutuações superiores a 30.6 m c.a..

4.6 Cenário 3

4.6.1 Considerações gerais

Os resultados obtidos no cenário 2 mostraram-se bastante adversos e revelaram uma necessidade urgente de intervenção. Assim sendo, o terceiro cenário tem como objetivo provar que a implementação de medidas corretivas pode ser altamente benéfica, tanto para a população como para a entidade gestora da rede de abastecimento. Aos elementos utilizados na modelação do cenário 2, foram impostas as seguintes alterações:

- Introdução de uma torre de pressão imediatamente a seguir à bomba, com o intuito de garantir pressão suficiente nos nós mais problemáticos e evitar variações de grande amplitude na rede;
- Instalação de uma válvula redutora de pressão entre os nós 47 e 48, com a intenção de reduzir possíveis pressões excessivas na zona da Casa Telhada.

Os padrões de consumo e os coeficientes *base demand* atribuídos no cenário 2 mantêm-se neste cenário. A modelação foi feita com recurso a dois tipos de abordagem (DDA e PDA), com duração de 24 horas, para períodos de 10 minutos.

4.6.2 Torre de pressão

Os resultados da modelação do cenário 2 demonstraram a vulnerabilidade da rede relativamente às pressões. A implementação de uma torre de pressão permite contrariar a fragilidade imposta pelas condições topográficas da rede, ajudando a cumprir as pressões mínimas impostas no regulamento.

Uma torre de pressão foi instalada imediatamente a seguir à bomba, e foi-lhe atribuída uma cota piezométrica de 256 m, o que equivale a uma altura de 34 m. A capacidade da torre foi calculada de acordo com o Artigo 70º do RGSPDADAR, que determina o seguinte: “Em reservatórios apenas com a função de equilíbrio de pressões, a capacidade da torre de pressão deve corresponder no mínimo ao volume consumido durante quinze minutos em caudal de ponta”. Considerando que o caudal de ponta corresponde a 9.63 L/s, o volume do reservatório da torre de pressão necessita de, pelo menos, 8.67 m³. Supondo que o reservatório terá, idealmente, 2 m de altura, é necessário um diâmetro igual, ou superior, a 2.35 m. Com base nestes cálculos, foi atribuído ao reservatório da torre de pressão um diâmetro igual a 3 metros, as cotas mínima e máxima de funcionamento foram consideradas 0.01 m e 2.1 m, e o nível de água inicial igual a 2 m.

A bomba da rede também teve necessidade de ser programada em função do nível de água da torre de pressão. Ou seja, sempre que o nível da água na torre for superior a 1.9 m a bomba para de funcionar, e sempre que o nível for inferior a 0.2 m a bomba volta a funcionar, fazendo com que o nível do reservatório aumente. Estas condições de funcionamento foram estabelecidas através do seguinte código de programação:

```
RULE 1
IF TANK 64 HEAD ABOVE 267.9
THEN PUMP HidLoureiro STATUS IS CLOSED

RULE 2
IF TANK 64 HEAD BELOW 266.2
THEN PUMP HidLoureiro STATUS IS OPEN
```

Figura 4.10 – Código de programação da bomba no cenário 3

4.6.3 Válvula redutora de pressão

A zona da Casa Telhada demonstrou-se bastante problemática no cenário 2, com especial foco para a pressão adversa do nó 48, que oscilou entre os 74.2 e os 125.1 m c.a.. Embora a torre de pressão tenha capacidade para diminuir a amplitude da variação, seria de esperar que as pressões continuassem a ser bastante elevadas, motivadas pela própria topologia do terreno. Foi então considerada a instalação de uma VRP imediatamente a seguir ao nó 47, que diminuísse a pressão a jusante da mesma para os 40 m c.a..

A implementação da VRP implicou a introdução de um nó extra no *software*, entre os nós 47 e 48. A esse nó não foi atribuído qualquer consumo e foi considerada uma cota idêntica à do nó 47.

4.6.4 Modelação do cenário 3 com abordagem DDA

A introdução da torre de pressão e da VRP (Figura 4.11) alterou radicalmente as condições de funcionamento da rede de abastecimento. Embora os caudais e as velocidades de escoamento mantenham os valores apresentados no cenário 2, as pressões foram generosamente afetadas.

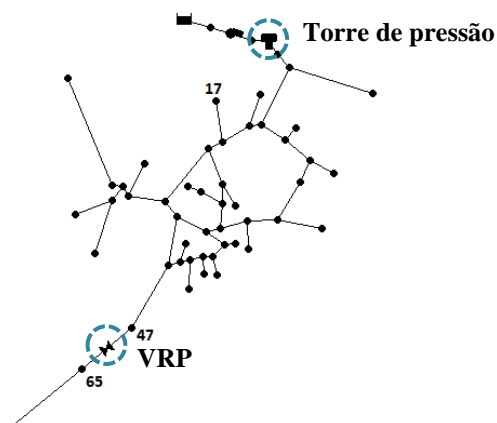


Figura 4.11 – Pormenor da instalação da torre de pressão e da VRP, no cenário 3

A Figura 4.12 representa o nível da água no reservatório da torre de pressão nos dias de menor e maior consumo. É possível verificar que, em ambas ocasiões, a bomba funcionou treze vezes, sempre que o nível de água atingiu os 0.2 m.

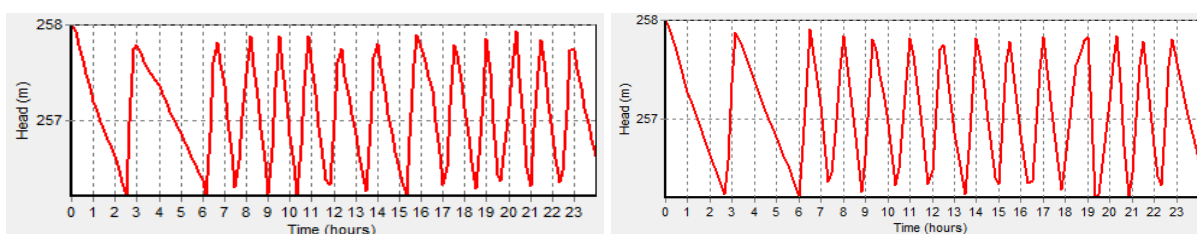


Figura 4.12 – Nível da água na torre de pressão, nos dias de menor e maior consumo

As Figura 4.13 a Figura 4.16 representam a variação de pressão nos nós 17, 47, 48 e 54, nos dias de menor e maior consumo.

No cenário 2, o nó 17 apresentava valores que podiam variar entre 15.1 m c.a. e 62.1 m c.a.. No cenário 3 a amplitude da variação reduziu drasticamente, rondando, quase sempre, os 13 m c.a..

No entanto, chega a atingir um mínimo de 8.5 m c.a. e máximo de 14.9 m c.a.. Os valores obtidos na modelação são inferiores ao limite mínimo imposto pelo regulamento. Porém, como a altura da torre de pressão já é bastante elevada, o aumento da sua cota piezométrica não é opção neste caso.

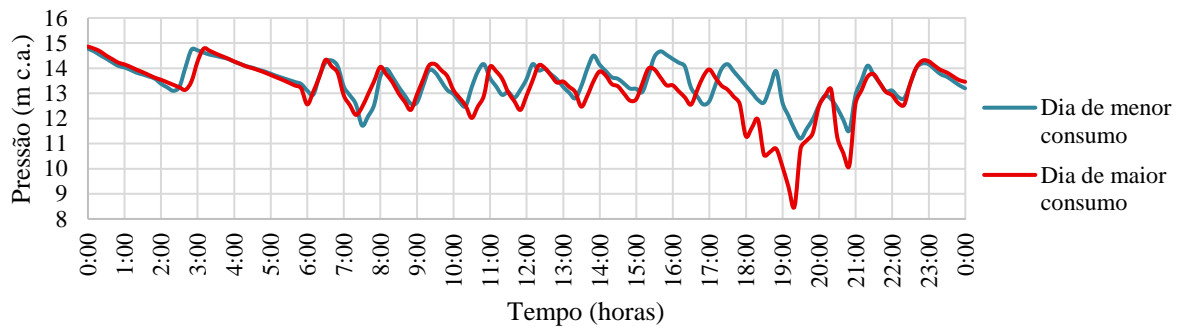


Figura 4.13 – Pressão no nó 17, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo

O nó 47 situa-se imediatamente antes da VRP e representa, atualmente, o nó com pressão mais elevada na rede, variando entre os 51.4 m c.a. e os 59.8 m c.a..

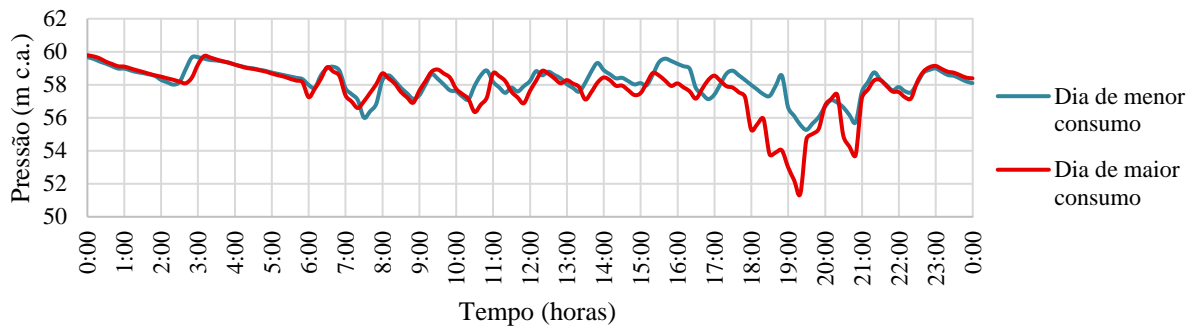


Figura 4.14 - Pressão no nó 47, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo

O nó 48, que no cenário 2 era o ponto mais problemático da rede, apresenta agora pressões máximas de 58.0 m c.a. e mínimas de 56.2 m c.a.

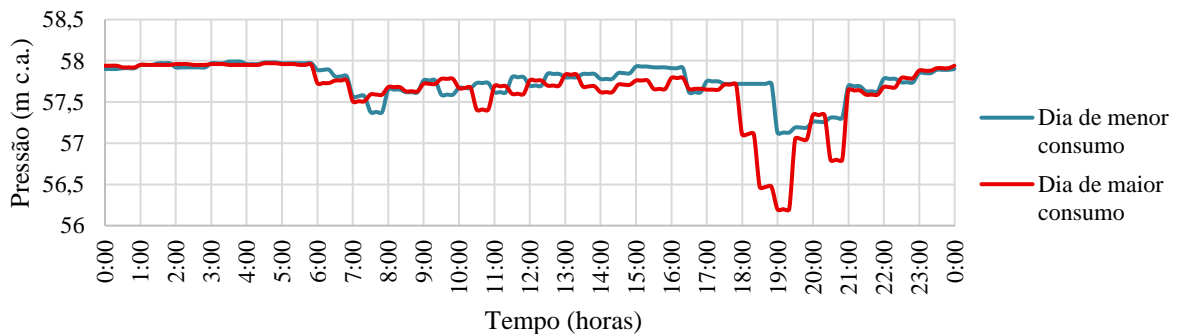


Figura 4.15 - Pressão no nó 48, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo

Por sua vez, o nó 54, que se encontra na extremidade da rede, apresenta também pressões muito mais estáveis, situadas entre os 45.9 m c.a. e os 48.0 m c.a..

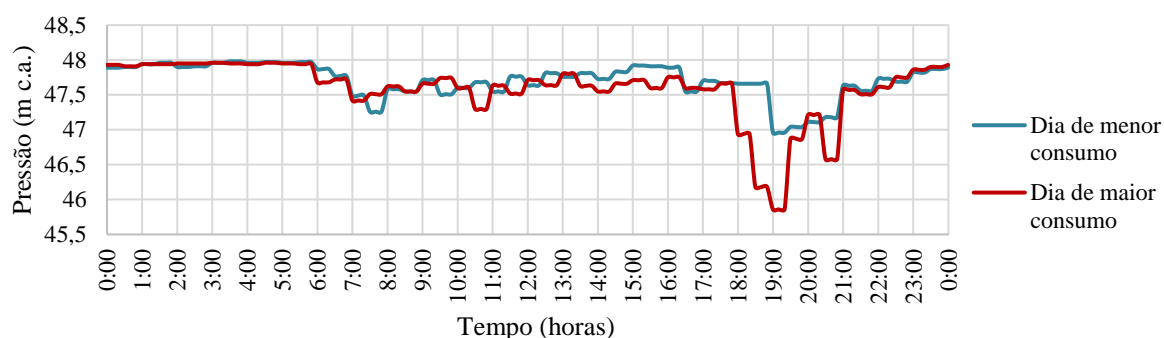


Figura 4.16 - Pressão no nó 54, no cenário 3, nos dias de menor e maior consumo

4.6.5 Modelação do cenário 3 com abordagem PDA

A abordagem DDA mostra-se vantajosa por ser uma abordagem mais simples e por garantir bons resultados sempre que os valores mínimos de pressão são garantidos. Contudo, a modelação PDA, contrariamente à DDA, distribuiu a água disponível na rede pelos utilizadores tendo em consideração as pressões disponíveis ao longo do dia, enquanto a abordagem DDA satisfaz sempre os consumos, independentemente da pressão.

Este subcenário foi modelado considerando o seguinte:

Aquando realização da análise DDA, o WaterNetGen considerava que o caudal médio da rede era de 3.05 L/s, dos quais 2.54 L/s correspondiam à procura doméstica nodal, abastecendo, aproximadamente, 1464 habitantes, e 0.51 L/s eram perdidos (correspondente a um nível de perdas de 20%, valor médio na zona de Coimbra). Na abordagem PDA as perdas da rede foram consideradas incógnitas, aos nós da rede foi imposto um limite mínimo de pressão de 0 m c.a., e às condutas foi atribuído um coeficiente de vazão de 1×10^{-6} e um expoente de 0.7. Idealmente, os valores atribuídos ao coeficiente e ao expoente deveriam fazer o caudal efluente da torre de pressão coincidente com os valores apresentados no cenário 2. Contudo, os valores atribuídos aos coeficientes garantem apenas valores aproximados: no dia de maior consumo é possível garantir, às 19:00h, um caudal de 8.01 L/s e no dia de menor consumo garante-se, às 03:30h, um caudal de 1.01 L/s.

A modelação da rede no dia de maior consumo (Figura 4.17) mostrou que, às 19:00h, as pressões são máximas no nó 47, que atinge 62.9 m c.a.. Todos os outros nós, embora apresentem também valores elevados, mantêm-se abaixo dos 60 m c.a.. Relativamente ao caudal estimado de fugas, o WaterNetGen prevê que a essa hora sejam perdidos 0.077 L/s, o que corresponde a um nível de fugas de 1.0 %.

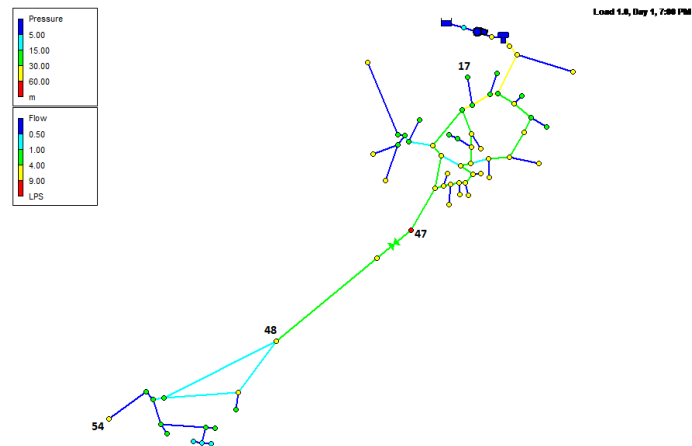


Figura 4.17 - Pressão e caudal da rede no Cenário 3, com modelação PDA, no dia de maior consumo (3 de maio), às 19:00h

No dia de menor consumo (Figura 4.18), às 03:30h, a pressão do nó 47 atingiu os 69.0 m c.a., continuando a ser o único nó com pressões superiores a 60 m c.a. No entanto, as pressões mantiveram-se, regra geral, elevadas. O caudal de perdas estimado para essa hora também ronda os 0.083 L/s. Valor este que equivale a um nível de fugas de 8.2%.

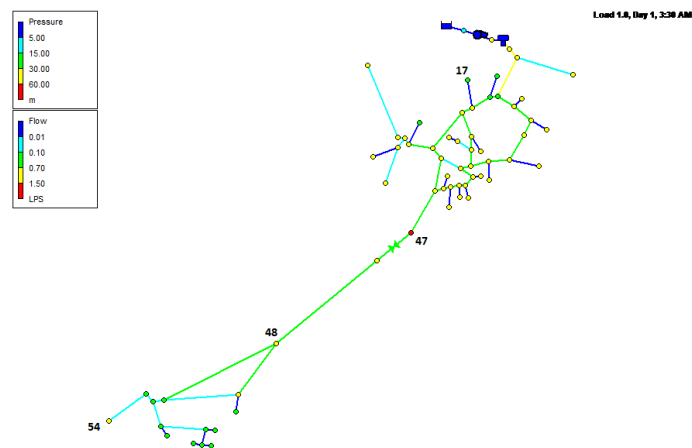


Figura 4.18 - Pressão e caudal da rede no Cenário 3, com modelação PDA, no dia de menor consumo (2 de maio), às 03:30h

Os níveis das perdas na abordagem PDA são bastante inferiores aos considerados na abordagem DDA porque o nível de perdas atribuído no subcenário anterior foi majorado. Ou seja: numa análise DDA, quanto maiores forem os consumos, maiores são consideradas as perdas. No entanto, não é isso que acontece na realidade. Nas horas de maior consumo o nível das perdas na rede é menor, derivado dos elevados consumos que tendem a diminuir a pressão na rede, e este subcenário expressa isso mesmo.

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Portugal é bastante afetado pela problemática das perdas de água nos sistemas de abastecimento de água, não apenas por causa dos grandes volumes desperdiçados todos os anos, mas também por causa das despesas associadas ao tratamento de água, que acabam por não ter retorno.

Ao longo da revisão bibliográfica foi abordada a problemática associada às fugas e perdas no abastecimento de água, foram apresentados conceitos relevantes para a compreensão do tema e foram identificadas diferentes técnicas e métodos de combate às perdas. A importância da pressão do sistema foi salientada, uma vez que a correta regulação da mesma é considerada a técnica mais eficiente de combate às perdas.

O estudo de caso abordado nesta Dissertação surgiu por proposta da entidade gestora Águas de Coimbra, que cedeu o cadastro da rede de Cernache, no distrito de Coimbra, juntamente com algumas fotografias da instalação e os consumos medidos à entrada da rede, obtidos com recurso a telegestão.

O estudo da rede dividiu-se em duas partes. Na primeira, o objetivo foi caracterizar a rede, detalhando a sua topografia, topologia e equipamentos, e ainda modelar a rede de acordo com os dados cedidos pela Águas de Coimbra (Cenário 1). Na segunda parte, o objetivo foi trabalhar os consumos da telegestão, de forma a criar três padrões de consumo que expressassem a rede em diferentes ocasiões de funcionamento: o primeiro padrão caracterizava o consumo médio da rede, com base em todo o período de amostragem; o segundo padrão de consumo foi obtido com base no dia de maior consumo; e o terceiro padrão foi obtido para o dia de menor consumo. A modelação com base nos três padrões foi apresentada no cenário 2 que, por causa dos maus resultados exibidos, levou à criação de um cenário 3, onde foram implementadas medidas corretivas na rede. A modelação dos vários cenários foi feita com recurso ao programa WaterNetGen, uma extensão do EPANET.

O cenário 1 demonstrou os resultados da modelação com os dados fornecidos pela Águas de Coimbra. Nesse cenário o caudal máximo entrado na rede acontecia às 20:30h, atingindo os 3.26 L/s. As pressões mínimas mostraram-se problemáticas nos nós 6, 7, 15 e 17, onde os valores obtidos se encontravam abaixo do mínimo regulamentar de 14.28 m c.a.. As velocidades de escoamento também apresentavam valores muito baixos, onde apenas oito condutas

atingiam valores superiores a 0.3 m/s. Às 04:30h (hora de menor consumo) as pressões eram máximas na rede, com os nós 48 e 54 a atingirem valores superiores a 60 m c.a..

O cenário 1 permitiu concluir que a rede não estaria bem dimensionada, uma vez que foram observadas grandes amplitudes de variação de pressão, superiores aos 30 m c.a. estipulados no RGSPDADAR, e que as velocidades de escoamento eram demasiado baixas ao longo de praticamente toda a rede.

No cenário 2 a modelação da rede foi feita com base nos consumos obtidos por telegestão, em vez dos consumos pré-definidos pela Águas de Coimbra no cenário 1. Os consumos foram trabalhados de forma a que fossem criados três padrões de consumo, e estes foram modelados ao longo de três subcenários. A bomba pré-definida pela entidade gestora também foi alterada, uma vez que esta não dispunha de capacidade suficiente para elevar o caudal necessário.

No subcenário 1 a modelação foi feita com base no padrão de consumo, que expressa o consumo médio da rede ao longo de todo o período de amostragem. Às 20:00h a procura era máxima na rede, onde entravam 5.57 L/s. À mesma hora, as pressões eram mínimas. No entanto, o nó 48 atingiu 102.1 m c.a., e o nó 17 apresentou o valor mais baixo, com 49.5 m c.a.. As velocidades de escoamento voltaram a ser ultrapassadas nas condutas principais da rede; contudo, a grande maioria das condutas não atingiu os mínimos regulamentares. Às 03:30h, hora de menor consumo, a pressão do nó 48 atingiu os 123.8 m c.a. e a do nó 17 atingiu os 60.9 m c.a..

No subcenário 2, a modelação foi feita com base no padrão obtido para o dia de maior consumo que, às 19:00 h, atingia o valor máximo de 9.63 L/s no ponto de medição. A essa mesma hora, as pressões da rede exibiam os valores mais baixos em todo o período de amostragem. Contudo, os nós 48 e 54 voltaram a apresentar valores superiores ao estipulado em regulamento. As velocidades de escoamento, por sua vez, foram ultrapassadas em 10 condutas, mas ficaram aquém do mínimo regulamentar em 43 das 66 condutas da rede.

No subcenário 3, a modelação demonstrou as condições de funcionamento da rede com base no dia de menor consumo, que, às 03:30h do dia 2 de maio, forneceu 0.71 L/s à rede. A análise deste subcenário permitiu estimar os valores máximos de pressão atingidos na rede, onde o nó 17 atingiu 62.1 m c.a., provando que o limite expresso no RGSPDADAR não era cumprido em nenhum nó da rede.

A análise dos vários subcenários que compõem o cenário 2 permitiu concluir que a rede não estava, efetivamente, bem dimensionada. Os nós 17 e 48 apresentaram-se bastante problemáticos, motivados pelas próprias condições topográficas da rede. Enquanto o nó 17 se encontra num ponto elevado, à cota topográfica de 243.0 m, o nó 48 encontra-se num vale, à cota de 180.0 m. As variações de pressão atingiram uma diferença de 50 m c.a., o que revelou a necessidade urgente de instalar algum equipamento de gestão de pressão. As velocidades de escoamento demonstraram que os diâmetros das condutas da rede ou são demasiado pequenos

(nas condutas principais) ou são demasiado grandes (nas restantes condutas). Deve ainda ser salientado o facto de o cenário 1, em comparação com o cenário 2, apresentar valores de caudal bastante mais baixos, o que, em princípio, revela algum problema nos dados fornecidos pela entidade gestora.

No cenário 3 foi considerada a instalação de uma torre de pressão, imediatamente a seguir à bomba, com o intuito de garantir pressão suficiente nos nós mais problemáticos e evitar variações de grande amplitude na rede, e a instalação de uma válvula redutora de pressão entre os nós 47 e 48, com a intenção de reduzir as pressões excessivas detetadas na zona da Casa Telhada. A implementação dos equipamentos foi modelada de acordo com dois tipos de análise: DDA e PDA.

A modelação DDA permitiu concluir que a implementação dos equipamentos foi bastante benéfica para a rede. Embora as velocidades de escoamento se tenham mantido, a pressão nos nós mais críticos baixou drasticamente e a amplitude da variação das pressões também. Todos os nós passaram a cumprir o limite máximo expresso no regulamento; contudo, o nó 17 continuou a mostrar pressões baixas, atingindo 8.5 m c.a. no dia de maior consumo.

O um dos objetivos da modelação PDA foi determinar o volume de perdas da rede em estudo após a instalação dos equipamentos. Em todos os cenários anteriores, o nível de perdas considerado tinha sido 20%. Contudo, esta visão é um pouco simplificativa, uma vez que o volume perdido através de perdas e fugas é altamente dependente da pressão do sistema. Por essa razão, foi realizada uma análise PDA, que permitiu obter os seguintes resultados: às 03:30h do dia de menor consumo, 0.083 L/s eram perdidos (aproximadamente 49.7 L em 10 minutos de amostragem), o equivalente a 8.2% de perdas. Por sua vez, às 19:00h do dia de maior consumo, foram perdidos 0.077 L/s (aproximadamente 46.3L em 10 minutos de amostragem), equivalente a 1.0% de perdas.

5.2 Trabalhos futuros

Dada a escassez de tempo, não puderam ser abordados todos os aspetos pertinentes para a realização desta dissertação. Ficam aqui algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Proceder a uma análise com bombas de velocidade variável;
- Proceder a uma análise comparativa de custos entre a construção de uma torre de pressão e um reservatório pneumático;
- Análise dos custos de energia com a pressurização da rede;
- Realização de um estudo sobre o nível de água efetivamente perdido na rede.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M. do C., & Vieira, P. (2005). *Controlo de Perdas de Água em Sistemas de Adução e Distribuição*. IRAR.
- Araujo, L. S., Ramos, H., & Coelho, S. T. (2006). Pressure control for leakage minimisation in water distribution systems management. *Water Resources Management*, 20(1), 133–149.
- Awad, H., Kapelan, Z., & Savic, D. (2009). Analysis of Pressure Management Economics in Water Distribution Systems. In *10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference* (pp. 17–20). África do Sul.
- Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D., & Savić, D. A. (2009). Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms. *Integrating Water Systems (CCWI 2009 Conference)*, 31–37.
- AWWA Water Loss Control Committee. (2003). *Applying worldwide BMPs in water loss control*. American Water Works Association (Vol. 95).
- Creaco, E., Franchini, M., & Alvisi, S. (2010). Optimal Placement of Isolation Valves in Water Distribution Systems Based on Valve Cost and Weighted Average Demand Shortfall. *Water Resources Management*, 24(15), 4317–4338.
- De Paola, F., Fontana, N., Galdiero, E., Giugni, M., Savic, D., & Sorgenti Degli Uberti, G. (2014). Automatic multi-objective sectorization of a water distribution network. In *Procedia Engineering* (Vol. 89).
- Decreto-Lei N°207/94, de 6 de agosto. Série I-B de 1995-08-23.
- Di Nardo, A., & Di Natale, M. (2011). A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks. *Engineering Optimization*, 43(2), 193–211.
- ERSAR. (2016). *Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal 2016* (Vol. 1–Caract).
- Farley, M. (2001). *Leakage Management and Control : A Best Practice Training Manual*, 1–169.
- Farley, M., Wyeth, G., Ghazali, Z. B., Istandar, A., & Singh, S. (2008). *The Manager's Non-Revenue Water Handbook: A Guide to Understanding Water Losses*. Bangkok, Thailand.
- Ferrari, G., & Savic, D. (2015). Economic performance of DMAs in water distribution systems. In *Procedia Engineering* (Vol. 119, pp. 189–195).
- Fidelity. (2011, January 3). Água, o ouro azul (II). *Jornal de Negócios*, p. XIV.
- Germanopoulos, G. (1985). A technical Note on the Inclusion of Pressure Dependent Demand and Leakage Terms in Water Supply Network Models. *Civil Engineering Systems*, 2(3), 171–179.

-
- Giugni, M., Fontana, N., & Ranucci, A. (2014). Optimal Location of PRVs and Turbines in Water Distribution Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(9).
- Giustolisi, O., Savic, D., & Kapelan, Z. (2008). Pressure-Driven Demand and Leakage Simulation for Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(5), 626–635.
- Gomes, R. (2011). *Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água*. Ph.D. Thesis. Universidade de Coimbra.
- Gomes, R., Sá Marques, A., & Sousa, J. (2011). Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems. *Urban Water Journal*, 8(2), 65–77.
- Governo de Portugal. (2012). Programa nacional para o uso eficiente da água (PNUEA).
- Hajebi, S., Temate, S., Barrett, S., Clarke, A., & Clarke, S. (2014). Water distribution network sectorisation using structural graph partitioning and multi-objective optimization. In *Procedia Engineering* (Vol. 89), 1144-1151.
- Hunaidi, O. (2006). Condition assessment of water pipes. In *EPA Workshop on Innovation and Research of Water Infrastructure in the 21st Century* (pp. 1–6). Virginia, USA.
- Lambert, A. (1994). Accounting for Losses: The Bursts and Background Concept. *Water and Environment Journal*, 8(2), 205–214.
- Lambert, A. (2000). What Do We Know About Pressure: Leakage Relationships in Distribution Systems? In *IWA Conference on Systems Approach to Leakage Control and Water Distribution System Management* (pp. 1–8). Brno, Czech Republic: IWA.
- Lambert, A. (2002). International report: Water losses management and techniques. *Water Science and Technology: Water Supply*, 2(4), 1–20.
- Lambert, A., & Hirner, W. (2000). Losses from water supply systems: standard terminology and recommended performance measures. *International Water Association, October*(3), 1–13.
- Lambert, A., & Morrison, J. A. E. (1996). Recent Developments in Application of “Bursts and Background Estimates” Concepts for Leakage Management. *Water and Environment Journal*, 10, 100–104.
- Liu, Z., & Kleiner, Y. (2013). State of the art review of inspection technologies for condition assessment of water pipes. *Measurement*, 46(1), 1–15.
- Marques, A. S., Gomes, R., & Monteiro, A. J. (2005). Benchmarking the Water Losses in Portugal. In *Leakage 2005 Specialized Conference Proceedings*. Halifax, Canada.
- Marques, A. S., & Sousa, J. (2011). *Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de Água e Drenagem de Águas Residuais* (3ª Edição). Imprensa da Universidade de Coimbra.
- May, J. H. (1994). Pressure dependent leakage. *World Water & Environmental Engineer*, 17(8), 10.
- Muranho, J. (2012). *Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água através de Modelação Hidráulica*. Ph.D. Thesis. Universidade de Coimbra.
- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., & Sá Marques, A. (2014). Pressure-dependent demand and leakage modelling with an EPANET extension - WaterNetGen. In *Procedia Engineering* (Vol.
-

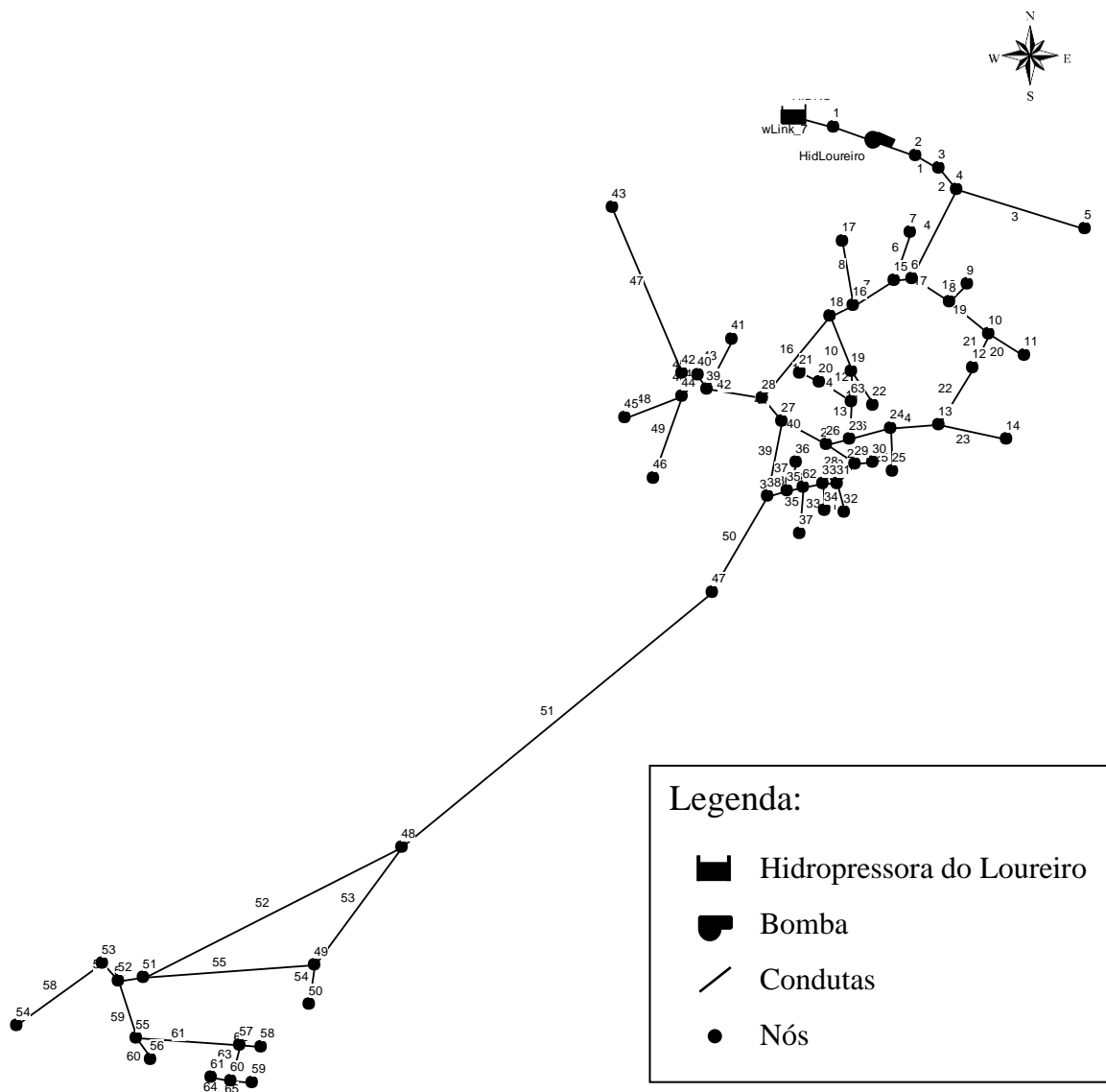
- 89, pp. 632–639).
- Naves, F. (2010, December 29). O “ouro azul” oculto que já estamos a beber. *Diário de Notícias*.
- Nazif, S., Karamouz, M., Tabesh, M., & Moridi, A. (2009). Pressure Management Model for Urban Water Distribution Networks. *Water Resources Management*, 24(3), 437–458.
- Nicolini, M., & Zovatto, L. (2009). Optimal Location and Control of Pressure Reducing Valves in Water Networks. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 135(June), 178–187.
- Pearson, D., & Lambert, A. (2013). Accounting for Water Leakage and Measuring Performance. *Sustainable Cities, Building for the Future, Climate Ac*(Junho), 135–139.
- Perelman, L., & Ostfeld, A. (2011). Topological clustering for water distribution systems analysis. *Environmental Modelling & Software*, 26(7), 969–972.
- Pilcher, R. (2003). Leak detection practices and techniques: a practical approach. *Water 21*, 44–45.
- Prescott, S. L., & Ulanicki, B. (2008). Improved Control of Pressure Reducing Valves in Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(1), 56–65.
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D. a., & Koppel, T. (2010). A review of methods for leakage management in pipe networks. *Urban Water Journal*, 7(1), 25–45.
- Qi, S., Gao, J., Wu, W., Qiao, Y., Tu, M., & Wang, J. (2014). Research on an optimized leakage locating model in water distribution system. In *Procedia Engineering* (Vol. 89, pp. 1569–1576).
- Reis, L. F. R., Porto, R. M., & Chaudhry, F. H. (1997). Optimal Location of Control Valves in Pipe Networks by Genetic Algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 123(6), 317–326.
- Rossman, L. (2000). EPANET 2: users manual. *Cincinnati US Environmental Protection Agency National Risk Management Research Laboratory*, 38(September), 200.
- Saldarriaga, J., & Salcedo, C. A. (2015). Determination of optimal location and settings of pressure reducing valves in water distribution networks for minimizing water losses. In *Procedia Engineering* (Vol. 119, pp. 973–983).
- Savić, D., & Ferrari, G. (2014). Design and performance of district metering areas in water distribution systems. *Procedia Engineering*, 89, 1136–1143.
- Sousa, J., Ribeiro, L., Muranho, J., & Sá Marques, A. (2015). Locating leaks in water distribution networks with simulated annealing and graph theory. In *Procedia Engineering* (Vol. 119, pp. 63–71).
- Tabesh, M., Yekta, A. H. A., & Burrows, R. (2008). An Integrated Model to Evaluate Losses in Water Distribution Systems. *Water Resources Management*, 23(3), 477–492.
- Thornton, J. (2002). *Water Loss Control Manual*. McGraw-Hill.
- Thornton, J. (2003). Managing leakage by managing pressure: a practical approach. *Water21, October*.
- Thornton, J., & Lambert, A. (2005). Progress in practical prediction of pressure: leakage, pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships. In *System Approach to Leakage Control and*

- Water Distribution Systems Management* (Vol. 48, pp. 1–10).
- Todini, E., & Pilati, S. (1988). Gradient Algorithm for the Analysis of Pipe Networks. In *Computer Applications in Water Supply. Volume 1: Systems Analysis and Simulation* (p. 20).
- Tucciarelli, T., Criminisi, A., & Termini, D. (1999). Leak Analysis in Pipeline Systems by Means of Optimal Valve Regulation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(3), 277–285.
- UN Water. (2007). *Coping with water scarcity - Challenge of the twenty-first century*.
- Wagner, B. J. M., Shamir, U., & Marks, D. H. (1988). Water distribution reliability: simulation methods. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 114(3), 276–294.
- Wright, R., Abraham, E., Parpas, P., & Stoianov, I. (2015). Optimized control of pressure reducing valves in water distribution networks with dynamic topology. In *Procedia Engineering* (Vol. 119, pp. 1003–1011).
- Wu, Z., & Sage, P. (2006). Water loss detection via genetic algorithm optimization-based model calibration. *ASCE 8th Annual International*, (2005), 1–11.
- Wu, Z. Y., Wang, R. H., Walski, T. M., Yang, S. Y., Bowdler, D., & Baggett, C. C. (2006). Efficient Pressure Dependent Demand Model for Large Water Distribution System Analysis. *8th Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis*, 247(40941), 27–30.

ANEXO I - CAUDAL DA BOMBA DO LOUREIRO (L/S) A CADA MEIA HORA

| Hora | | Caudal (L/s) | | | | | | | | | | | |
|----------|----------|--------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| De | Até | 30/04 | 01/05 | 02/05 | 03/05 | 04/05 | 05/05 | 06/05 | 07/05 | 08/05 | 09/05 | 10/05 | 11/05 |
| 00:00:00 | 00:29:00 | - | 1.41 | 1.81 | 1.39 | 1.60 | 1.56 | 2.16 | 1.55 | 1.63 | 3.49 | 1.73 | 1.47 |
| 00:30:00 | 00:59:00 | - | 1.27 | 1.76 | 1.67 | 1.56 | 1.53 | 1.65 | 2.09 | 1.90 | 4.60 | 1.43 | 1.70 |
| 01:00:00 | 01:29:00 | - | 1.65 | 1.26 | 1.27 | 1.28 | 1.58 | 1.85 | 2.07 | 1.59 | 3.30 | 0.93 | 1.65 |
| 01:30:00 | 01:59:00 | - | 1.81 | 1.02 | 1.26 | 1.05 | 1.44 | 1.06 | 1.36 | 1.10 | 2.88 | 1.84 | 1.32 |
| 02:00:00 | 02:29:00 | - | 1.03 | 1.68 | 1.15 | 1.18 | 1.68 | 1.18 | 1.46 | 1.22 | 2.96 | 1.02 | 1.33 |
| 02:30:00 | 02:59:00 | - | 1.13 | 1.60 | 1.19 | 0.80 | 0.93 | 1.21 | 1.06 | 0.97 | 2.82 | 1.03 | 0.85 |
| 03:00:00 | 03:29:00 | - | 1.23 | 1.02 | 1.07 | 1.17 | 0.82 | 1.42 | 1.26 | 1.51 | 3.60 | 1.08 | 1.03 |
| 03:30:00 | 03:59:00 | - | 1.32 | 0.71 | 1.21 | 0.85 | 1.39 | 1.24 | 1.15 | 1.01 | 2.79 | 0.84 | 0.95 |
| 04:00:00 | 04:29:00 | - | 0.94 | 1.08 | 1.25 | 1.22 | 1.19 | 0.96 | 1.05 | 0.80 | 2.97 | 1.48 | 0.87 |
| 04:30:00 | 04:59:00 | - | 0.86 | 0.91 | 1.00 | 0.84 | 1.22 | 1.97 | 0.89 | 0.85 | 2.84 | 1.68 | 0.49 |
| 05:00:00 | 05:29:00 | - | 1.05 | 0.99 | 1.15 | 1.42 | 1.11 | 1.56 | 0.96 | 1.07 | 3.05 | 1.03 | 0.73 |
| 05:30:00 | 05:59:00 | - | 0.89 | 0.96 | 1.27 | 1.07 | 0.97 | 1.58 | 0.95 | 1.17 | 3.06 | 1.15 | 1.00 |
| 06:00:00 | 06:29:00 | - | 1.33 | 1.96 | 3.29 | 2.23 | 2.07 | 1.24 | 0.99 | 1.45 | 3.87 | 1.81 | 1.46 |
| 06:30:00 | 06:59:00 | - | 1.17 | 2.73 | 3.07 | 2.49 | 3.16 | 2.07 | 1.08 | 2.86 | 4.44 | 2.47 | 2.26 |
| 07:00:00 | 07:29:00 | - | 1.56 | 4.29 | 4.62 | 3.94 | 3.55 | 3.04 | 1.80 | 4.40 | 5.94 | 4.30 | 3.94 |
| 07:30:00 | 07:59:00 | - | 1.91 | 5.29 | 4.16 | 5.56 | 4.86 | 2.71 | 1.61 | 5.44 | 7.01 | 4.46 | 4.83 |
| 08:00:00 | 08:29:00 | - | 2.70 | 3.84 | 3.64 | 4.96 | 3.48 | 3.10 | 2.45 | 3.48 | 4.09 | 3.66 | 3.78 |
| 08:30:00 | 08:59:00 | - | 4.23 | 4.01 | 3.97 | 4.64 | 2.99 | 3.75 | 3.37 | 3.21 | 3.14 | 3.17 | 3.27 |
| 09:00:00 | 09:29:00 | - | 3.90 | 3.11 | 3.37 | 3.99 | 2.75 | 3.89 | 5.30 | 2.52 | 2.43 | 2.94 | 2.39 |
| 09:30:00 | 09:59:00 | - | 3.55 | 4.18 | 2.90 | 2.80 | 1.74 | 4.41 | 4.68 | 3.43 | 3.61 | 2.55 | 3.05 |
| 10:00:00 | 10:29:00 | - | 4.68 | 3.71 | 3.73 | 2.69 | 2.50 | 4.11 | 4.89 | 2.84 | 2.97 | 4.38 | 2.63 |
| 10:30:00 | 10:59:00 | - | 4.41 | 3.30 | 5.14 | 2.34 | 2.32 | 3.25 | 4.17 | 3.56 | 3.29 | 3.89 | 2.52 |
| 11:00:00 | 11:29:00 | - | 5.65 | 4.02 | 3.58 | 4.58 | 3.61 | 3.82 | 5.95 | 3.30 | 3.93 | 3.46 | 2.49 |
| 11:30:00 | 11:59:00 | - | 4.32 | 2.77 | 4.15 | 5.28 | 2.66 | 3.81 | 5.24 | 2.49 | 3.69 | 3.31 | 2.35 |
| 12:00:00 | 12:29:00 | - | 4.58 | 3.50 | 3.09 | 7.84 | 3.00 | 4.05 | 5.53 | 4.01 | 4.00 | 2.92 | - |
| 12:30:00 | 12:59:00 | - | 5.06 | 2.42 | 3.49 | 5.38 | 2.86 | 4.97 | 4.23 | 2.88 | 2.18 | 2.28 | - |
| 13:00:00 | 13:29:00 | - | 5.18 | 2.75 | 2.50 | 2.71 | 3.39 | 3.67 | 3.70 | 3.60 | 1.97 | 2.42 | - |
| 13:30:00 | 13:59:00 | - | 4.95 | 2.46 | 3.59 | 3.77 | 3.47 | 4.78 | 3.99 | 3.54 | 2.98 | 3.54 | - |
| 14:00:00 | 14:29:00 | - | 5.70 | 2.97 | 4.00 | 3.37 | 6.84 | 4.05 | 4.37 | 3.67 | 3.72 | 3.01 | - |
| 14:30:00 | 14:59:00 | - | 4.54 | 2.34 | 3.41 | 1.61 | 3.95 | 3.74 | 3.11 | 2.98 | 2.38 | 2.31 | - |
| 15:00:00 | 15:29:00 | - | 3.12 | 1.53 | 3.08 | 2.63 | 2.38 | 3.58 | 2.97 | 4.49 | 3.12 | 1.84 | - |
| 15:30:00 | 15:59:00 | - | 3.33 | 1.64 | 3.75 | 4.17 | 2.67 | 3.06 | 3.12 | 3.69 | 2.86 | 2.24 | - |
| 16:00:00 | 16:29:00 | - | 3.62 | 1.77 | 2.88 | 4.03 | 1.55 | 3.60 | 3.26 | 2.93 | 3.69 | 2.06 | - |
| 16:30:00 | 16:59:00 | - | 6.05 | 3.99 | 3.74 | 2.94 | 1.98 | 3.43 | 2.49 | 3.77 | 2.95 | 1.65 | - |
| 17:00:00 | 17:29:00 | - | 5.15 | 3.15 | 3.84 | 4.28 | 2.90 | 4.33 | 3.21 | 3.87 | 3.73 | 2.14 | - |
| 17:30:00 | 17:59:00 | - | 7.31 | 3.34 | 3.42 | 3.14 | 2.67 | 4.21 | 3.97 | 6.90 | 3.14 | 2.32 | - |
| 18:00:00 | 18:29:00 | - | 6.70 | 3.38 | 6.48 | 3.66 | 4.09 | 3.02 | 3.47 | 6.30 | 2.53 | 2.89 | - |
| 18:30:00 | 18:59:00 | - | 6.22 | 3.39 | 8.80 | 4.23 | 3.26 | 3.90 | 3.91 | 6.51 | 2.50 | 3.11 | - |
| 19:00:00 | 19:29:00 | - | 6.62 | 6.42 | 9.63 | 3.07 | 3.51 | 4.79 | 3.30 | 8.14 | 3.62 | 3.26 | - |
| 19:30:00 | 19:59:00 | - | 6.28 | 6.15 | 6.73 | 5.81 | 4.41 | 4.33 | 3.19 | 6.25 | 3.71 | 4.56 | - |
| 20:00:00 | 20:29:00 | - | 6.16 | 5.88 | 5.50 | 5.80 | 5.45 | 4.58 | 5.59 | 6.57 | 3.63 | 5.84 | - |
| 20:30:00 | 20:59:00 | - | 4.21 | 5.63 | 7.67 | 4.28 | 4.47 | 3.68 | 3.65 | 5.08 | 3.95 | 3.69 | - |
| 21:00:00 | 21:29:00 | - | 4.39 | 3.58 | 3.87 | 3.54 | 4.14 | 4.46 | 3.73 | 5.01 | 3.91 | 3.58 | - |
| 21:30:00 | 21:59:00 | - | 3.85 | 3.96 | 4.19 | 2.97 | 3.97 | 3.17 | 3.82 | 5.43 | 3.56 | 3.86 | - |
| 22:00:00 | 22:29:00 | - | 2.94 | 2.97 | 3.66 | 2.49 | 2.65 | 2.48 | 3.12 | 5.16 | 3.25 | 2.33 | - |
| 22:30:00 | 22:59:00 | 1.97 | 3.10 | 3.20 | 2.86 | 2.63 | 2.46 | 2.58 | 2.36 | 4.92 | 3.10 | 2.79 | - |
| 23:00:00 | 23:29:00 | 1.92 | 1.92 | 2.40 | 2.10 | 1.58 | 2.16 | 2.78 | 1.61 | 3.83 | 2.33 | 1.55 | - |
| 23:30:00 | 23:59:00 | 2.20 | 2.06 | 2.00 | 1.76 | 1.80 | 2.17 | 2.34 | 1.75 | 4.17 | 1.87 | 2.04 | - |

ANEXO II - NÓS DE JUNÇÃO E CONDUTAS DA REDE



ANEXO III - CARACTERÍSTICAS DAS CONDUTAS DA REDE NO CENÁRIO 1

| Conduta | Comprimento (m) | Diâmetros (mm) | Conduta | Comprimento (m) | Diâmetros (mm) |
|---------|--------------------|-------------------|---------|--------------------|-------------------|
| 1 | 5.6 | 113.0 | 34 | 40.3 | 81.4 |
| 2 | 112.4 | 113.0 | 35 | 75.4 | 81.4 |
| 3 | 225.5 | 57.0 | 36 | 2.7 | 81.4 |
| 4 | 218.7 | 113.0 | 37 | 21.0 | 81.4 |
| 5 | 2.7 | 81.4 | 38 | 41.9 | 81.4 |
| 6 | 79.71 | 57.0 | 39 | 128.0 | 81.4 |
| 7 | 99.6 | 81.4 | 40 | 121.7 | 81.4 |
| 8 | 107.1 | 81.4 | 41 | 39.4 | 81.4 |
| 9 | 14.4 | 81.4 | 42 | 117.8 | 81.4 |
| 10 | 146.7 | 81.4 | 43 | 101.7 | 81.4 |
| 11 | 28.3 | 81.4 | 44 | 5.9 | 81.4 |
| 12 | 2.7 | 81.4 | 45 | 19.6 | 81.4 |
| 13 | 62.3 | 81.4 | 46 | 23.8 | 81.4 |
| 14 | 70.3 | 81.4 | 47 | 310.5 | 57.0 |
| 15 | 29.8 | 57.0 | 48 | 106.6 | 81.4 |
| 16 | 196.1 | 81.4 | 49 | 154.5 | 81.4 |
| 17 | 91.3 | 57.0 | 50 | 189.5 | 81.4 |
| 18 | 45.1 | 81.4 | 51 | 685.4 | 81.4 |
| 19 | 69.4 | 57.0 | 52 | 520.1 | 81.4 |
| 20 | 68.3 | 57.0 | 53 | 256.4 | 81.4 |
| 21 | 60.1 | 57.0 | 54 | 66.3 | 81.4 |
| 22 | 113.2 | 81.4 | 55 | 343.2 | 81.4 |
| 23 | 116.0 | 57.0 | 56 | 5.8 | 81.4 |
| 24 | 92.6 | 81.4 | 57 | 11.1 | 81.4 |
| 25 | 82.1 | 81.4 | 58 | 196.8 | 81.4 |
| 26 | 63.0 | 81.4 | 59 | 117.1 | 81.4 |
| 27 | 35.1 | 81.4 | 60 | 40.3 | 81.4 |
| 28 | 13.4 | 81.4 | 61 | 174.7 | 81.4 |
| 29 | 25.1 | 81.4 | 62 | 11.2 | 81.4 |
| 30 | 14.1 | 81.4 | 63 | 58.1 | 81.4 |
| 31 | 59.8 | 81.4 | 64 | 7.1 | 81.4 |
| 32 | 43.0 | 81.4 | 65 | 7.5 | 81.4 |
| 33 | 19.3 | 81.4 | wLink_7 | 4.1 | 81.4 |

ANEXO IV - CARACTERÍSTICAS DOS NÓS DA REDE (CENÁRIO 1)

| Nó | Cota (m) | Consumo (L/s) | Nó | Cota (m) | Consumo (L/s) |
|----|----------|---------------|----|----------|---------------|
| 1 | 222.9 | 0.00000 | 33 | 225.0 | 0.00000 |
| 2 | 223.0 | 0.00000 | 34 | 224.0 | 0.00165 |
| 3 | 222.0 | 0.00000 | 35 | 224.0 | 0.00000 |
| 4 | 229.0 | 0.00000 | 36 | 225.0 | 0.00273 |
| 5 | 230.0 | 0.00013 | 37 | 220.0 | 0.00003 |
| 6 | 240.0 | 0.00082 | 38 | 221.0 | 0.00000 |
| 7 | 240.0 | 0.00000 | 39 | 236.0 | 0.00003 |
| 8 | 231.0 | 0.00016 | 40 | 236.0 | 0.00000 |
| 9 | 235.0 | 0.00295 | 41 | 240.0 | 0.00254 |
| 10 | 234.0 | 0.00076 | 42 | 237.0 | 0.00149 |
| 11 | 235.0 | 0.00000 | 43 | 222.0 | 0.00333 |
| 12 | 231.0 | 0.00206 | 44 | 236.0 | 0.00146 |
| 13 | 220.0 | 0.00178 | 45 | 227.0 | 0.00257 |
| 14 | 221.0 | 0.00412 | 46 | 226.0 | 0.00422 |
| 15 | 240.0 | 0.00222 | 47 | 198.0 | 0.00000 |
| 16 | 237.0 | 0.00146 | 48 | 180.0 | 0.00000 |
| 17 | 243.0 | 0.00472 | 49 | 204.0 | 0.00000 |
| 18 | 237.0 | 0.00406 | 50 | 210.0 | 0.00089 |
| 19 | 230.0 | 0.00292 | 51 | 210.0 | 0.00006 |
| 20 | 234.0 | 0.00219 | 52 | 210.0 | 0.00000 |
| 21 | 234.0 | 0.00000 | 53 | 210.0 | 0.00361 |
| 22 | 228.0 | 0.00190 | 54 | 190.0 | 0.00371 |
| 23 | 227.0 | 0.00003 | 55 | 217.0 | 0.00000 |
| 24 | 222.0 | 0.00073 | 56 | 219.0 | 0.00482 |
| 25 | 220.0 | 0.00574 | 57 | 219.0 | 0.00254 |
| 26 | 226.0 | 0.00035 | 58 | 220.0 | 0.00504 |
| 27 | 230.0 | 0.00048 | 59 | 222.0 | 0.00000 |
| 28 | 230.0 | 0.00000 | 60 | 222.0 | 0.00000 |
| 29 | 225.0 | 0.00000 | 61 | 222.0 | 0.00472 |
| 30 | 224.0 | 0.00358 | 62 | 224.0 | 0.00000 |
| 31 | 225.0 | 0.00000 | 63 | 230.0 | 0.00000 |
| 32 | 222.0 | 0.00159 | | | |
