



Ricardo de Jesus Gomes

MODELAÇÃO MATEMÁTICA COMO FERRAMENTA DE GESTÃO E EXPLORAÇÃO DE SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

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

Coimbra, 2011



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC FACULDADE DE CIÊNCIAS
E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Departamento de Engenharia Civil
Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

Ricardo de Jesus Gomes

Orientadores

Prof. Doutor José Alfeu Almeida de Sá Marques

Prof. Doutor Joaquim José de Oliveira Sousa

Bolsa individual de doutoramento
no âmbito do POS_C – Apoiar o Desenvolvimento de Competências – Medida 6.1
Referência: SFRH / BD / 31723 / 2006
(concurso público de Março/Abril de 2006)

FCT Fundação para a Ciência e a Tecnologia
MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na especialidade de
Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Coimbra 2011

Aos meus pais e irmã.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Fundação para a Ciência e a Tecnologia a atribuição da bolsa individual de doutoramento (SFRH / BD / 31723 / 2006), e agradeço ao Instituto Politécnico de Leiria pelo apoio prestado durante a realização deste trabalho.

Agradeço aos serviços da biblioteca do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, da biblioteca do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, da biblioteca José Saramago do Instituto Politécnico de Leiria e da biblioteca do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra pelas facilidades concedidas na consulta da bibliografia ali existente.

Aos orientadores científicos desta dissertação, Professor Doutor José Alfeu Almeida de Sá Marques e Professor Doutor Joaquim José de Oliveira Sousa, um agradecimento especial pela confiança depositada, os importantes incentivos manifestados e sugestões sempre construtivas, além disso, o meu agradecimento pela total disponibilidade expressa durante o período de execução deste trabalho.

Quero, também, agradecer o estímulo que sempre encontrei junto dos meus familiares, em particular, aos meus pais e irmã.

Agradeço ainda o apoio e os momentos de descontração e amizade dos meus colegas do Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra e do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Politécnico de Leiria.

A todos o meu sincero Muito Obrigado.

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

Resumo

A redução das perdas em sistema de distribuição de água, até níveis considerados economicamente viáveis e tecnicamente aceitáveis, constitui um dos principais objectivos para a maior parte das Entidades Gestoras de serviços públicos de abastecimento de água, tendo em vista alcançar a médio e longo prazo a sustentabilidade do serviço prestado. Esta realidade tem vindo a ser evocada a nível internacional, e, em Portugal, está consagrada no PEAASAR 2007-2013, que fixa a necessidade de reduzir as perdas de água para valores inferiores a 20% (Objectivo operacional 2). Neste contexto, a implementação de Zonas de Medição e Controlo (ZMC), sectorização do sistema em subsistemas de menor dimensão, pode dar um excelente contributo para atingir esses objectivos. Embora a sectorização da rede não permita directamente o controlo das perdas, acaba por ser um instrumento crucial no que concerne à sua detecção, caracterização e distribuição espacial. Além disso, facilita a implementação de estratégias activas de controlo de perdas, o estabelecimento de prioridades de intervenção na rede, a gestão das pressões ao longo do dia em função dos consumos, o controlo da facturação e monitorização de parâmetros relacionados com a qualidade da água. Partindo deste pressuposto, duas novas metodologias são propostas neste trabalho como ferramentas de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água.

Sabendo que a ocorrência de perdas de água, na sua grande maioria, ocorre na rede de distribuição nos ramais de ligação, a primeira metodologia proposta baseia-se num modelo matemático de simulação hidráulica e nas melhores práticas internacionais para gestão das perdas de água através da redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema (mais comum na prática). Esta metodologia permite estimar os benefícios económicos directos originados pela redução da pressão na rede, particularmente em termos da redução da produção de água. No entanto, outros benefícios, como por exemplo, a redução da frequência de roturas, redução dos custos de controlo activo de fugas, a redução do consumo de energia e a redução do número de reclamações de utilizadores, podem ser adicionados. Além disso, pode ser ainda usada para definir o nível económico de perdas, ou seja, o nível a partir do qual não haverá mais interesse económico em reduzir as perdas de água.

A segunda metodologia proposta neste trabalho está relacionada com o estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água, incluindo a gestão da pressão ao longo da rede e durante o horizonte de projecto. Além disso, pode ser usada para planear os investimentos necessários em diferentes momentos, durante o horizonte de projecto, de acordo com as reais necessidades e os recursos financeiros da Entidade Gestora. Baseia-se na teoria dos grafos

(algoritmo de *Floyd-Warshall*) para definir a geometria ou limites entre ZMC, e num algoritmo de optimização (baseado na meta heurística *Simulated Annealing*) ligado a um simulador hidráulico em regime quase-permanente para estudar as condições de fronteira entre ZMC, tal como o reforço da capacidade de transporte da rede e a gestão da pressão durante o horizonte de projecto.

Para testar o desempenho das duas aplicações computacionais desenvolvidas, no final deste documento apresentam-se vários estudos de caso e discutem-se os resultados obtidos.

Palavras-chave: algoritmo de *Floyd-Warshall*; algoritmo *Simulated Annealing*; caudal mínimo nocturno; gestão da pressão; perdas de água; Zonas de Medição e Controlo (ZMC)

Mathematical modelling as a tool for management and operation of water distribution systems

Abstract

The reduction of losses in water distribution systems to levels considered economically viable and technically acceptable, is a major aim for a large number of water companies, in order to achieve the service sustainability. This subject has been raised internationally, and in Portugal, is foreseen in the PEAASAR 2007-2013, which fixes the need to reduce water losses to less than 20% (Operational objective 2). In this context, the implementation of District Metered Areas (DMA), that is the division of the system in smaller subsystems, can provide an important contribution to achieve that objective. Although the division of the system does not allow the reduction of water losses, it is an important instrument regarding their detection, characterization and spatial distribution. In addition, it helps in the implementation of active strategies to reduce water losses, allows to quantify the leakage level in each DMA, provides the information to prioritize the actions to be performed in the system, it eases the pressure management implementation, aids in the control of billed water and in monitoring the water quality parameters. Considering the needs of the water industry, two new approaches are proposed here as tools for management and operation of water distribution systems.

The occurrence of water losses in water distribution systems is inevitable. Knowing that mostly of the water losses in distribution systems take place in the service connections, the first methodology proposed is based on the water distribution network modelling and several leakage-assessment approaches from the literature, by reducing the inlet pressure of the system or subsystem (most common in practice). This allows assessment of the benefits that can be achieved by pressure management in water distribution systems, particularly in terms of water production reduction. However, there are other benefits, including fewer pipe bursts, increased efficiency of the active leakage control efforts, the reduction of energy consumption and less customer contacts, can be used. Moreover, this approach can be useful for cost benefit analysis to help establishing the level after which there is no more economic interest in reducing water losses (Economic Level of Leakage).

The second proposed methodology is related to the feasibility and sustainability of the DMA implementation in water distribution networks, including the pressure management in the network along the project plan. Moreover, this method can also be used to plan the investments needed at different times during the project plan, so that the total investment can thus be adjusted according to the real needs and the water company financial resources. It comprises two operational modules: the first model divides the water distribution network into suitable DMAs, based on graph theory concepts (Floyd-Warshall algorithm) and some user-defined criteria (like network length, number of service connections, ...); the second model

uses a Simulated Annealing algorithm, connected to a hydraulic simulator to perform extended period simulations, to identify the most appropriate number and location of metering stations, boundary valves, pressure management and network reinforcement/replacement needs along the project plan.

To evaluate the performance of the proposed methodologies, at the end of this document, the results from some hypothetical case studies are presented and discussed.

Keywords: District Metered Areas (DMAs); Floyd-Warshall algorithm; Night flow; Pressure management; Simulated Annealing; Water losses

ÍNDICE DO TEXTO

1. INTRODUÇÃO	- 1 -
1.1. Enquadramento geral do trabalho	- 2 -
1.1.1. Previsão do crescimento da população mundial	- 2 -
1.1.2. Sustentabilidade e disponibilidade de recursos hídricos a nível global	- 5 -
1.2. Motivação e objectivos do trabalho	- 7 -
1.3. Organização do documento	- 10 -
1.4. Referências bibliográficas	- 12 -
2. SINTESE DE CONHECIMENTOS SOBRE SECTORIZAÇÃO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA	- 15 -
2.1. Zonas de Medição e Controlo	- 16 -
2.1.1. Concepção de Zonas de Medição e Controlo	- 17 -
2.1.2. Implementação e integridade de Zonas de Medição e Controlo	- 19 -
2.1.3. Gestão e exploração de Zonas de Medição e Controlo	- 20 -
2.1.3.1. Balanço hídrico	- 22 -
2.1.3.2. Caudal mínimo nocturno	- 26 -
2.1.3.3. Gestão das perdas de água	- 29 -
2.1.3.3.1. Técnicas para detecção e localização de fugas	- 32 -
2.1.3.3.2. Factores que influenciam as perdas de água	- 35 -
2.1.3.3.3. Metodologias BABE e FAVAD	- 37 -
2.1.3.3.4. Nível económico de perdas	- 41 -
2.1.3.3.5. Gestão da pressão	- 46 -
2.2. Síntese de revisão bibliográfica	- 53 -
2.2.1. Procedimentos para gestão das perdas de água	- 53 -
2.2.2. Procedimentos para sectorização de sistemas de distribuição de água e gestão das perdas de água	- 56 -
2.2.3. Proposta de metodologia para gestão da pressão em sistemas de distribuição de água	- 57 -
2.3. Referências bibliográficas	- 58 -
3. TÉCNICAS DE OPTIMIZAÇÃO COMBINATÓRIA	- 63 -
3.1. Problemas de optimização	- 64 -
3.1.1. Complexidade dos problemas	- 64 -
3.1.2. Formulação clássica do problema de optimização	- 64 -

3.1.3. Métodos heurísticos e selecção do método de optimização	- 66 -
3.2. <i>Simulated Annealing</i>	- 70 -
3.2.1. Interpretação física do fenómeno de <i>annealing</i>	- 70 -
3.2.2. Modelação numérica do fenómeno físico de <i>annealing</i>	- 70 -
3.2.3. Analogia entre o fenómeno físico de <i>annealing</i> e os problemas de optimização	- 72 -
3.2.4. Construção de algoritmos de <i>Simulated Annealing</i>	- 75 -
3.2.4.1. Espaço de solução	- 75 -
3.2.4.2. Temperatura inicial	- 76 -
3.2.4.3. Estratégia de arrefecimento.....	- 79 -
3.2.4.3.1. Função de arrefecimento.....	- 79 -
3.2.4.3.2. Dimensão da cadeia de Markov	- 82 -
3.2.4.3.3. Critério de paragem	- 84 -
3.2.4.4. Avaliação global do desempenho do algoritmo.....	- 85 -
3.3. Algoritmo de optimização proposto: meta heurística <i>Simulated Annealing</i>	- 87 -
3.3.1. Espaço de solução e solução inicial	- 87 -
3.3.2. Temperatura inicial	- 88 -
3.3.3. Estratégia de arrefecimento.....	- 88 -
3.3.3.1. Função de arrefecimento.....	- 89 -
3.3.3.2. Dimensão da cadeia homogénea de Markov.....	- 89 -
3.3.3.3. Critério de paragem	- 91 -
3.3.4. Avaliação global do desempenho do algoritmo.....	- 92 -
3.4. Restrições hidráulicas e procedimentos técnicos e/ou normativos	- 92 -
3.4.1. Restrições hidráulicas	- 92 -
3.4.1.1. Lei da energia	- 92 -
3.4.1.2. Lei da conservação da massa	- 94 -
3.4.1.3. Nível mínimo de água em reservatórios de distribuição.....	- 95 -
3.4.1.4. Nível máximo de água em reservatórios de distribuição	- 95 -
3.4.1.5. Nível de água em reservatórios de distribuição durante o período de simulação.....	- 96 -
3.4.2. Procedimentos técnicos e/ou normativos	- 97 -
3.4.2.1. Diâmetro mínimo	- 97 -
3.4.2.2. Velocidade mínima e máxima	- 97 -
3.4.2.3. Pressão mínima	- 98 -
3.4.2.4. Pressão máxima.....	- 98 -
3.4.2.5. Máxima flutuação da pressão	- 99 -
3.4.2.6. Número de estações de monitorização do caudal.....	- 99 -
3.5. Referências bibliográficas.....	- 99 -

4. CONCEITOS FUNDAMENTAIS E PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA GESTÃO DA PRESSÃO.....	- 105 -
4.1 Conceitos fundamentais.....	- 106 -
4.1.1. Modelação matemática e simulação hidráulica de sistemas de abastecimento de água.....	- 106 -
4.1.2. Simplificação e construção de modelos matemáticos de simulação hidráulica	- 107 -
4.1.3. Simulação hidráulica	- 107 -
4.1.4. Calibração de modelos matemáticos de simulação hidráulica.....	- 109 -
4.1.5. Inclusão das perdas de água em modelos matemáticos de simulação hidráulica	- 110 -
4.1.5.1. Modelação das perdas de água em função da pressão nodal	- 111 -
4.1.5.2. Modelação das perdas de água em função da pressão ao longo das condutas	- 112 -
4.1.5.3. Modelação das perdas de água em função das características físicas da rede	- 113 -
4.1.6. Funções de custo.....	- 114 -
4.1.6.1. Instalação de condutas e acessórios	- 115 -
4.1.6.2. Instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão à entrada de um sistema ou subsistema	- 117 -
4.1.6.3. Actualização de custos e benefícios	- 119 -
4.2 Proposta de metodologia para gestão da pressão	- 121 -
4.2.1. Enquadramento geral	- 121 -
4.2.2. Metodologia para cálculo dos benefícios económicos directos resultantes da gestão da pressão.....	- 121 -
4.2.2.1. Procedimento de cálculo.....	- 123 -
4.2.2.1.1. Cálculo das perdas de água e consumo a partir da interpretação do caudal mínimo nocturno (Fase1 ou Fase2).....	- 124 -
4.2.2.1.2. Estimativa das perdas de água e consumo após a redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema (Fase2).....	- 127 -
4.2.3. Metodologia de suporte ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água	- 129 -
4.2.3.1. Procedimento de cálculo.....	- 130 -
4.2.3.2. Definição da geometria e área de influência de ZMC (Módulo 1)	- 132 -
4.2.3.3. Definição das condições de fronteira entre ZMC (Módulo 2).....	- 135 -
4.2.3.3.1. Avaliação do benefício económico directo devido à sectorização da rede e gestão da pressão.....	- 136 -
4.2.3.3.2. Função de custo	- 139 -
4.2.3.3.3. Função objectivo	- 142 -
4.2.3.3.4. Algoritmo de optimização: meta heurística <i>Simulated Annealing</i>	- 143 -
4.3 Referências bibliográficas	- 145 -

5. VERIFICAÇÃO DO DESEMPENHO DAS APLICAÇÕES COMPUTACIONAIS DESENVOLVIDAS	- 149 -
5.1. Cálculo do benefício económico directo devido à gestão da pressão à entrada do sistema ou subsistema	- 150 -
5.1.1. Enquadramento geral.....	- 150 -
5.1.2. Estudo de caso I.....	- 152 -
5.1.3. Estudo de caso II.....	- 156 -
5.1.4. Interpretação dos resultados (estudo de caso I e II).....	- 163 -
5.2. Estudo prévio para sectorização de redes de distribuição de água	- 165 -
5.2.1. Enquadramento geral.....	- 165 -
5.2.2. Estudo de caso III.....	- 169 -
5.2.2.1. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão	- 171 -
5.2.3. Estudo de caso IV	- 181 -
5.2.3.1. Dimensão recomendada para zonas de medição e controlo	- 184 -
5.2.3.2. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão	- 185 -
5.2.4. Estudo de caso V	- 189 -
5.2.4.1. Dimensão recomendada para zonas de medição e controlo	- 193 -
5.2.4.2. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão	- 198 -
5.2.5. Estudo de caso VI	- 211 -
5.2.5.1. Dimensão recomendada para zonas de medição e controlo	- 214 -
5.2.5.2. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão	- 215 -
5.2.6. Interpretação dos resultados (estudo de caso III, IV, V e VI)	- 225 -
5.3. Referências bibliográficas.....	- 226 -
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	- 229 -
6.1. Conclusões	- 229 -
6.1.1. Publicações no âmbito do trabalho de investigação desenvolvido	- 233 -
6.2. Sugestões para trabalhos futuros	- 235 -

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – População mundial urbana/rural, registada e projectada entre 1950-2050. Fonte: United Nations (2008).....	- 2 -
Figura 1.2 – População mundial urbana/rural, em regiões desenvolvidas e pouco desenvolvidas, registada e projectada entre 1950-2050. Fonte: United Nations (2008).....	- 3 -
Figura 2.1 – Sectorização do sistema e pontos de monitorização do caudal. Adaptado de Farley (2001).....	- 18 -
Figura 2.2 – Métodos para gestão das perdas de água. Adaptado de Havlik (2006).....	- 21 -
Figura 2.3 – Comportamento típico de consumo, numa zona predominantemente residencial, ao longo do dia e ao longo da semana.	- 21 -
Figura 2.4 – Diversos tipos de perdas existentes num sistema de abastecimento de água. Fonte: Mendes (2003).....	- 22 -
Figura 2.5 – Pontos de monitorização do caudal ao longo de um sistema de abastecimento de água. Fonte: Alegre <i>et al.</i> (2005).	- 23 -
Figura 2.6 – Perdas de água nas redes de distribuição. Adaptado de DTA A2 (2004).	- 30 -
Figura 2.7 – Perdas de água nos ramais de ligação. Adaptado de DTA A2 (2004).....	- 30 -
Figura 2.8 – Perdas de água em diversas zonas de um sistema de distribuição de água.....	- 31 -
Figura 2.9 – Período de duração de rotura para uma dada pressão de serviço. Adaptado de Pilcher <i>et al.</i> (2007).....	- 31 -
Figura 2.10 – Metodologias BABE e FAVAD. Adaptado de Mckenzie e Langenhoven (2001).	- 38 -
Figura 2.11 – Relação entre a pressão e o caudal através de fugas para diferentes materiais das condutas. Adaptado de Lambert (2000).	- 39 -
Figura 2.12 – Valores de N1 em função do IIF e da percentagem de perdas reais na rede. Adaptado de Thornton e Lambert (2005).	- 40 -
Figura 2.13 – Nível económico de perdas reais. Adaptado de Thornton <i>et al.</i> (2008).....	- 42 -
Figura 2.14 – Nível económico de perdas aparentes. Adaptado de Thornton <i>et al.</i> (2008).	- 42 -
Figura 2.15 – Nível económico de perdas reais. Fonte: Alegre <i>et al.</i> (2005).	- 43 -
Figura 2.16 – Relação entre o nível económico de perdas e o nível de intervenção na rede. Adaptado de Fantozzi e Lambert (2007).....	- 44 -
Figura 2.17 – Relação entre a pressão e o índice de perdas reais. Adaptado de WRc (1994).	- 48 -
Figura 2.18 – Relação entre pressão de serviço e frequência de roturas. Adaptado de Thornton e Lambert (2006)	- 52 -
Figura 3.1 – Representação esquemática do espaço de solução para funções do tipo multimodal e unimodal.....	- 76 -
Figura 4.1 – Modelos de simulação hidráulica. Adaptado de Sá Marques e Sousa (2006).	- 108 -

Figura 4.2 – Representação esquemática da instalação de condutas.....	- 116 -
Figura 4.3 – Representação esquemática da instalação de uma estação de monitorização do caudal e gestão da pressão.....	- 118 -
Figura 4.4 – Fluxograma: metodologia para gestão da pressão.....	- 124 -
Figura 4.5 – Fluxograma: metodologia para sectorização de redes de distribuição de água.....	- 131 -
Figura 5.1 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso I).....	- 152 -
Figura 5.2 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso II).....	- 156 -
Figura 5.3 – Comparação entre o caudal e a pressão à entrada do sistema usando diferentes tipos de VRP (estudo de caso II).....	- 161 -
Figura 5.4 – Volume diário à entrada do sistema (estudo de caso II).....	- 162 -
Figura 5.5 – Volume diário de água facturada (estudo de caso II).....	- 163 -
Figura 5.6 – Volume diário de perdas de água (estudo de caso II).....	- 163 -
Figura 5.7 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso III).....	- 169 -
Figura 5.8 – Topologia da rede para o cenário 5, 1º período de investimento (estudo de caso III).....	- 172 -
Figura 5.9 – Topologia da rede para o cenário 5, 2º período de investimento (estudo de caso III).....	- 173 -
Figura 5.10 – Número de soluções geradas para mudança de diâmetro (estudo de caso III).....	- 175 -
Figura 5.11 – Número de soluções geradas para troca entre pontos de entrada (estudo de caso III).....	- 175 -
Figura 5.12 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso IV).....	- 181 -
Figura 5.13 – Topologia da rede condicionada pelo comprimento de rede e desnível topográfico (estudo de caso IV).....	- 184 -
Figura 5.14 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso V).....	- 190 -
Figura 5.15 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais (estudo de caso V).....	- 194 -
Figura 5.16 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais e restrições explícitas (estudo de caso V).....	- 195 -
Figura 5.17 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais e desnível topográfico (estudo de caso V).....	- 196 -
Figura 5.18 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais, desnível topográfico e restrições explícitas (estudo de caso V).....	- 197 -
Figura 5.19 – Topologia da rede para a Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V).....	- 200 -
Figura 5.20 – Topologia da rede para a Solução 2 - I e cenário 4 (estudo de caso V).....	- 206 -
Figura 5.21 – Topologia da rede para a Solução 2 (c/vrp): I e cenário 4 (estudo de caso V).....	- 208 -
Figura 5.22 – Representação esquemática da rede (estudo de caso VI).....	- 211 -
Figura 5.23 – Topologia da rede condicionada pelo comprimento de rede e desnível topográfico (estudo de caso VI).....	- 214 -
Figura 5.24 – Topologia da rede para a solução 1 durante o horizonte de projecto (EC VI).....	- 223 -
Figura 5.25 – Topologia da rede para a solução 2 durante o horizonte de projecto (EC VI).....	- 224 -

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Distribuição da população urbana mundial, registada e projectada entre 1975-2025, em regiões desenvolvidas e pouco desenvolvidas. Fonte: United Nations (2008).....	4 -
Quadro 2.1 – Componentes do balanço hídrico. Fonte: Alegre <i>et al.</i> (2004)	24 -
Quadro 2.2 – Componentes do CMN. Adaptado de WRc (1994).	27 -
Quadro 2.3 – Categorias para os pequenos consumos não domésticos. Adaptado de WRc (1994).....	28 -
Quadro 2.4 – Componentes do CMN para uma pressão de serviço de 50 m c.a.. Adaptado de WRc (1994).	29 -
Quadro 2.5 – Técnicas para detecção e localização aproximada de fugas.	33 -
Quadro 2.6 – Técnicas para localização mais precisa de fugas	34 -
Quadro 2.7 – Componentes para estimativa das PRIM. Adaptado de Lambert <i>et al.</i> (1999).....	45 -
Quadro 2.8 – Valores padrão para estimativa das componentes das PRIM. Adaptado de Lambert <i>et al.</i> (1999).....	46 -
Quadro 2.9 – Estimativa de cada componente das PRIM. Adaptado de Lambert <i>et al.</i> (1999).....	46 -
Quadro 4.1 – Caudal à entrada do sistema: dependente e independente da pressão.....	122 -
Quadro 4.2 – Algoritmo de optimização: meta heurística <i>Simulated Annealing</i>	143 -
Quadro 5.1 – Dados de referência durante o período de CMN. Fonte: WRc (1994).....	151 -
Quadro 5.2 – Características dos troços na rede (estudo de caso I).	153 -
Quadro 5.3 – Características dos nós na rede (estudo de caso I).....	153 -
Quadro 5.4 – Benefícios devido à gestão da pressão, período de simulação de 24 horas (estudo de caso I)..	154 -
Quadro 5.5 – Influência da variação do caudal facturado no cálculo do benefício (estudo de caso I). ...	155 -
Quadro 5.6 – Características dos troços na rede (estudo de caso II).	157 -
Quadro 5.7 – Características dos nós na rede (estudo de caso II).....	158 -
Quadro 5.8 – Influência de diferentes tipos de VRP no cálculo do benefício iário (estudo de caso II)....	160 -
Quadro 5.9 – Ajuste da cota piezométrica à saída, para diferentes tipos de VRP (estudo de caso II)....	160 -
Quadro 5.10 – Influência da pressão à entrada do sistema no cálculo do benefício diário (estudo de caso II).	162 -
Quadro 5.11 – Diâmetros disponíveis e respectivos custos unitário (ver secção 4.1.6, Capítulo IV).....	168 -
Quadro 5.12 – Geometria ou limites impostos para cada ZMC (estudo de caso III).....	169 -
Quadro 5.13 – Características dos troços na rede (estudo de caso III).....	170 -
Quadro 5.14 – Características dos nós na rede (estudo de caso III).	170 -

Quadro 5.15 – Ponto de entrada mais adequado para cada ZMC (estudo de caso III).	- 171 -
Quadro 5.16 – Topologia após a divisão da rede para o cenário 5 (estudo de caso III).	- 172 -
Quadro 5.17 – Desempenho do algoritmo de optimização para o cenário 5 (estudo de caso III).	- 174 -
Quadro 5.18 – Análise comparativa entre soluções para o cenário 5 (estudo de caso III).	- 175 -
Quadro 5.19 – Influência da utilização de diferentes tipos de VRP no VAL (estudo de caso III).	- 176 -
Quadro 5.20 – Cota piezométrica a jusante da VRP: 1º período de investimento (estudo de caso III)..	- 177 -
Quadro 5.21 – Cota piezométrica a jusante da VRP: 2º período de investimento (estudo de caso III)..	- 178 -
Quadro 5.22 – Identificação de diferentes tipos de VRP e influência no VAL (estudo de caso III).....	- 179 -
Quadro 5.23 – Cota piezométrica a jusante da VRP durante o horizonte de projecto (estudo de caso III).	- 180 -
Quadro 5.24 – Características dos troços na rede (estudo de caso IV).....	- 182 -
Quadro 5.25 – Características dos nós na rede (estudo de caso IV).	- 183 -
Quadro 5.26 – Geometria ou limites entre ZMC (estudo de caso IV).	- 184 -
Quadro 5.27 – VAL do projecto de sectorização da rede para diferentes cenários (estudo de caso IV).	- 185 -
Quadro 5.28 – Comportamento hidráulico do sistema para os diferentes cenários (estudo de caso IV).....	- 186 -
Quadro 5.29 – Cota piezométrica a jusante de VRP para o cenário 2 (estudo de caso IV).	- 187 -
Quadro 5.30 – Cota piezométrica a jusante de VRP para o cenário 3 (estudo de caso IV).	- 188 -
Quadro 5.31 – Resultado das duas melhores soluções encontradas para o cenário 3 (estudo de caso IV).	- 188 -
Quadro 5.32 – Características dos troços na rede (estudo de caso V).....	- 191 -
Quadro 5.33 – Características dos nós na rede (estudo de caso V).	- 192 -
Quadro 5.34 – Geometria ou limites entre ZMC (estudo de caso V).	- 198 -
Quadro 5.35 – VAL da Solução 1 para os cenários 1 e 2 (estudo de caso V).	- 199 -
Quadro 5.36 – VAL da Solução 1 para os cenários 3 e 4 (estudo de caso V).	- 199 -
Quadro 5.37 – Análise comparativa entre soluções óptimas (estudo de caso V).	- 201 -
Quadro 5.38 – Desempenho do algoritmo de optimização para a Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V)..	- 202 -
Quadro 5.39 – Influência do número de estações de monitorização no VAL da Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V).	- 203 -
Quadro 5.40 – Condições de fronteira entre ZMC para a Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V). ..	- 204 -
Quadro 5.41 – Comparação entre o VAL das Soluções 1 e 2, para o cenário 4, em função do número de estações de monitorização do caudal (estudo de caso V).	- 205 -
Quadro 5.42 – Comparação entre as condições de fronteira das Soluções 1 e 2 para o cenário 4 (estudo de caso V).	- 205 -
Quadro 5.43 – VAL da Solução 2: I e cenário 4 (estudo de caso V).	- 207 -
Quadro 5.44 – Descrição das zonas hidráulicas da rede para a Solução 2: I e cenário 4 (estudo de caso V)..	- 208 -

Quadro 5.45 – Condições de funcionamento das VRP para a Solução 2: I e cenário 4 (estudo de caso V).	209 -
Quadro 5.46 – Características dos troços na rede (estudo de caso VI).	212 -
Quadro 5.47 – Características dos nós na rede (estudo de caso VI).	213 -
Quadro 5.48 – Geometria ou limites entre ZMC (estudo de caso VI).	215 -
Quadro 5.49 – Capacidade da rede para satisfazer as condições de serviço previstas durante o horizonte de projecto (estudo de caso VI).	216 -
Quadro 5.50 – Capacidade da rede durante o horizonte de projecto e após a sectorização (estudo de caso VI).	218 -
Quadro 5.51 – Reforço da rede e condições de fronteira entre ZMC após a sectorização (estudo de caso VI).	219 -
Quadro 5.52 – VAL do projecto de sectorização da rede para as soluções 1 e 2 (estudo de caso VI). .	220 -
Quadro 5.53 – Comportamento hidráulico do sistema para as soluções 1 e 2 (estudo de caso VI).	221 -
Quadro 5.54 – Condições de funcionamento para os diferentes tipos de VRP (estudo de caso VI).	222 -

SIMBOLOGIA

A simbologia que se apresenta de seguida refere-se apenas aos símbolos mais relevantes, podendo, no texto, ser usados outros símbolos em casos particulares e não passíveis de ambiguidade.

A, B	- coeficientes da matriz de restrições;
AR_r	- área da secção transversal do reservatório r ;
B_i	- benefício no ano i ;
$B(X_{SA})$	- benefícios económicos directos após a redução da pressão;
$B(X_{SA})_i$	- benefício económico directo durante o período de investimento i , actualizado para o início desse período de investimento (€);
C_0	- custo de investimento inicial;
$C_{contador,m}(D_m)$	- custo global da estação de monitorização do caudal, em função do diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m ;
$C_{H.W.}$	- coeficiente de rugosidade de <i>Hazen-Williams</i> ;
C_i	- custo de investimento no ano i ;
C_p	- custo de produção de água por m^3 ;
$C_{troço,w}(D_w)$	- custo unitário global de reforço da capacidade de transporte da rede, em função do diâmetro, por unidade de comprimento, no troço w ;
C_v	- preço de venda de água por m^3 ;
$C_{VRP,m}(D_{m(vrp)})$	- custo de aquisição e instalação de VRP, em função do diâmetro, a instalar no ponto de monitorização m ;
C_w	- coeficiente que depende das características físicas da rede e do estado de conservação das infra-estruturas;
$C(X_{SA})$	- função de custo;
$C(X_{SA})_i$	- investimento a realizar no início do período de investimento i (€);
D_m	- diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m ;
D_{max}	- diâmetro máximo comercial da serie atribuída a cada toco da rede;
$D_{min,w}$	- diâmetro mínimo regulamentar atribuído ao troço w ;
$D_{m(vrp)}$	- diâmetro da VRP, no ponto de monitorização m ;

D_w	- diâmetro do troço w ;
$DC_{m,1}, DC_{m,2}, \dots, DC_{m,ND_m}$	- série de diâmetros de caudalímetros comerciais atribuída ao ponto de monitorização m ;
$DC_{w,1}, DC_{w,2}, \dots, DC_{w,ND_w}$	- série de diâmetros comerciais atribuída ao troço w ;
\hat{E}	- entropia máxima;
E_i, E_j	- valor da energia no estado i e j , respectivamente;
$FP_{max,i}$	- máxima flutuação de pressão permitida durante o período de simulação no nó i ;
FR	- frequência de novas roturas;
FR_0	- frequência de roturas antes da redução da pressão;
FR_1	- frequência de roturas após a redução da pressão;
$F(X)$	- função objectivo penalizada correspondente à solução X ;
H_{t_w}	- energia fornecida ao escoamento através de grupos elevatórios no troço w ;
$H_{VRP,S}^{montante}$	- cota piezométrica a montante da VRP;
$H_{VRP,S}^{saída}$	- cota piezométrica à saída da VRP;
HR_{max}, HR_{min}	- níveis máximo e mínimo de água nos reservatórios;
$HR_{r,24}, HR_{r,0}$	- níveis de água no reservatório r , no final e no início do período de simulação;
$HR_{r,t}$	- nível de água no reservatório r no instante t ;
$HR_{r,t}, HR_{r,(t+\Delta t)}$	- níveis de água no reservatório r , entre dois instantes consecutivos de simulação;
I_t	- matriz de incidência da rede no instante t ;
K_B	- constante de <i>Boltzmann</i> ;
$K_{G.M.S.}$	- coeficiente de rugosidade de <i>Gauckler-Manning-Stricler</i> ($m^{1/3}/s$);
K_w	- coeficiente de ajuste em função do tipo de material;
L_0	- número de avaliações à temperatura inicial (T_0);
L_d	- comprimento da rede de distribuição de água;
L_f	- número de avaliações à temperatura final (T_f);
L_k	- número de avaliações a realizar a cada temperatura;

L_r	- comprimento total dos ramais de ligação entre o limite de propriedade e o medidor(es) de caudal;
L_w	- comprimento do troço w ;
M_w	- número de “defeitos” no troço w , no intervalo de tempo $[0;t]$;
$N1$	- expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão);
$N2$	- expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação do consumo com a pressão);
$N3$	- expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a ocorrência de roturas com a variação da pressão);
N_r	- número de ramais de ligação entre a rede pública e o limite de propriedade;
$N_{ramais,j}$	- número de ramais de ligação no nó j ;
N_z	- número de zonas de monitorização da pressão;
$N(x)$	- conjunto de todas as soluções que poderão ser obtidas a partir da solução x (vizinhança de x);
ND_m	- número de caudalímetros comerciais da série atribuída ao ponto de monitorização m ;
ND_w	- número de diâmetros comerciais da série atribuída ao troço w ;
NEM	- número de estações de monitorização do caudal;
NEM_{max} , NEM_{min}	- número máximo e mínimo de estações de monitorização do caudal que podem ser instaladas na rede;
NEM_T	- número óptimo de estações de monitorização do caudal;
NN	- número de nós na rede;
NR	- número de reservatórios na rede;
NT	- número de troços na rede;
NT_i	- número total de troços ligados ao nó i ;
NV	- número de funções de penalidade;
$NVRP_m$	- número de VRP comerciais da série atribuída ao ponto de monitorização m ;
$N(X_{corr})$	- vizinhança da solução corrente;
P	- pressão de serviço;

P_0	- pressão antes da variação da pressão;
P_1	- pressão após a variação da pressão;
$P_{i,t}$	- pressão no nó i no instante t ;
P_m	- pressão média de serviço na rede;
$P_{max,i}$	- pressão máxima permitida para fazer face ao consumo no nó i ;
$P_{min,i}$	- pressão mínima exigida para fazer face ao consumo no nó i ;
$P_{min,req,j}$	- pressão mínima de serviço requerida para fazer face ao consumo no nó j ;
$P_{nó\ crítico, s}^{Fase2}$	- pressão mínima de serviço no nó crítico (Fase2), para cada período de funcionamento s ;
$P_{nó\ crítico, s}^{min}$	- pressão mínima exigida para fazer face ao consumo no nó crítico, para cada período de funcionamento s ;
$P_{ref.}$	- pressão de referência (50 m c.a.);
$P_{serviço, j}$	- pressão de serviço no nó j , sem VRP (Fase1) ou com VRP (Fase2);
$P_{serviço, j, t}$	- pressão de serviço no nó j e no instante t , sem VRP (Fase1) ou com VRP (Fase2);
$P_{serviço, ref. j}$	- pressão de serviço de referência no nó j , sem VRP (Fase1 ou Fase2);
$[P_{serviço} - P_{min}]$	- flutuação da pressão para as condições actuais de consumo;
$P_{serviço, j}^{CMN}$	- pressão de serviço no nó j durante o período de CMN, sem VRP (Fase1) ou com VRP (Fase2);
$P_{serviço}^{Fase2}$	- pressão de serviço depois da implementação de ZMC e gestão da pressão (Fase2);
P_w	- pressão média de serviço entre as extremidades de montante e de jusante do troço w ;
Pa_0	- percentagem de aceitação inicial;
Pa_f	- percentagem de aceitação final;
Pa_k	- percentagem de aceitação à temperatura k ;
Pa_{ref}	- sequência de números aleatórios com probabilidade uniformemente distribuída;
$Pop_{activa, j}$	- percentagem de população “activa” no nó j ;

Pop_j	- número de habitantes no nó j ;
PN_i	- pressão medida na rede durante o período de caudal mínimo nocturno;
Q	- caudal através do orifício;
Q_0	- caudal antes da variação da pressão;
Q_1	- caudal após a variação da pressão;
$Q_{w,t}$	- caudal no troço w no instante t ;
QC	- consumo global;
QC_1	- consumo global após a redução da pressão;
$QC_{dep,0}$	- consumo dependente da pressão antes da redução da pressão;
$QC_{dom,j}$	- consumo doméstico nocturno no nó j ;
$QC_{gra,j}$	- consumo nocturno de grandes utilizadores não doméstico no nó j ;
$QC_{i,t}$	- consumo no nó i no instante t ;
$QC_{indep,0}$	- consumo independente da pressão antes da redução da pressão;
$QC_{peq,j}$	- consumo nocturno de pequenos utilizadores não doméstico no nó j ;
$QCE_{dom,dep.}$	- estimativa para o consumo doméstico nocturno, dependente da pressão;
$QCE_{dom,indep.}$	- estimativa para o consumo doméstico nocturno, independente da pressão;
$QCM_{gra,dep.,j}$	- consumo nocturno de grandes utilizadores não domésticos medido no nó j , dependente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
$QCM_{gra,indep.,j}$	- consumo nocturno de grandes utilizadores não domésticos medido no nó j , independente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
$QCM_{peq,dep.,j}$	- consumo nocturno de pequenos utilizadores não domésticos medido no nó j , dependente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
$QCM_{peq,indep.,j}$	- consumo nocturno de pequenos utilizadores não domésticos medido no nó j , independente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
$QF_{j,t}$	- consumo no nó j e no instante t ;
QF_j^{CMN}	- consumo durante o período de CMN no nó j ;
$QFC_{dep.}$	- consumo dependente da pressão;
$QFC_{indep.}$	- consumo independente da pressão;
$QFP_{dep.}$	- perdas reais a jusante do contador como dependentes da pressão;

QGP	- valor global das perdas de água na rede;
QNFP _{dep.}	- perdas reais a montante do contador, que não geram qualquer tipo de receita, dependentes da pressão;
QP	- caudal de perdas de água;
QP ₀	- caudal de perdas antes da redução da pressão;
QP ₁	- caudal de perdas após a redução da pressão;
QP _i	- perdas de água nó i;
QP _{j,t}	- perdas de água a montante dos contadores no nó j e no instante t;
QP _j ^{CMN}	- perdas de água a montante dos contadores durante o período de CMN no nó j;
QPR _{jus.j}	- perdas de água a jusante dos contadores no nó j;
QPRE _{jus.}	- caudal de perdas de água estimadas a jusante dos contadores;
QR _{r,t}	- caudal à saída do reservatório r no instante t;
QT _{j,t}	- caudal total atribuído ao nó j no instante t;
Re	- número de <i>Reynolds</i> ;
S	- espaço de solução;
S _{VRP}	- número de períodos de funcionamento da VRP durante o período de simulação;
T	- período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);
T ₀	- temperatura inicial;
T _f	- temperatura final;
T _k	- temperatura após efectuar k arrefecimentos;
TA	- taxa de actualização;
V _{max,w}	- máxima velocidade permitida no troço w;
V _{w,t}	- velocidade no troço w no instante t;
VAL _{médio,k}	- média do valor actual líquido do projecto à temperatura k;
VAL(X ₀)	- valor actual líquido do projecto correspondente à solução inicial;
VAL(X _{SA})	- valor actual líquido do projecto (€);
VF ^{Fase1}	- volume facturado antes da redução da pressão e/ou implementação de ZMC;

V_{Fase2}	- estimativa para o volume facturado após a redução da pressão e/ou implementação de ZMC;
V_{Fase1}	- volume de perdas de água antes da redução da pressão e/ou implementação de ZMC;
V_{Fase2}	- estimativa para o volume de perdas de água após a redução da pressão e/ou implementação de ZMC;
VR	- valor residual ao fim do horizonte de projecto;
$VRPC_{m,1}, \dots, VRPC_{m,NVRP_m}$	- série de diâmetros comerciais de VRP atribuída ao ponto de monitorização m;
$W(x)$	- função objectivo correspondente à solução X;
X	- solução óptima, cujo valor da função objectivo vem indicado por $F(X)$;
X_0	- solução inicial;
X_{cand}	- solução candidata;
X_{corr}	- solução corrente;
X_{SA}	- solução que resulta da aplicação do algoritmo de optimização;
$YD_{m,i}$	- variáveis binárias que identificam o diâmetro do caudalímetro comercial óptimo do ponto de monitorização m;
$YD_{w,i}$	- variáveis binárias que identificam o diâmetro comercial óptimo do troço w;
$YVRP_{m,i}$	- variáveis binárias que identificam o diâmetro da VRP comercial óptimo do ponto de monitorização m;
Z_i	- número de ramais na área de influência de cada zona de monitorização da pressão;
$Z(T_k)$	- função de partição normalizada;
a , b	- coeficientes obtidos com o recurso a técnicas de regressão (por exemplo, método dos mínimos quadrados);
d	- parâmetro de ajuste de evolução temporal;
f	- factor de resistência;
$f(X)$	- função objectivo correspondente à solução X;
$f(X_{opt})$	- valor da função objectivo correspondente à solução óptima global (X_{opt});
g	- aceleração da gravidade;

$g(x)$	- função de penalidade correspondente à solução X ;
hp	- número de anos correspondente ao horizonte de projecto;
$k_{c,w}$	- rugosidade equivalente (fórmula de <i>Colebrook-White</i>);
ny	- duração de cada período de investimento (anos);
p	- percentagem de perdas reais detectáveis em condutas rígidas;
pi	- número de períodos de investimento ao longo do horizonte de projecto;
$Q_{fuga,w}$	- perdas de água no troço w ;
t	- tempo decorrido;
v	- idade do troço da rede;
$viol(v)$	- máxima violação para a restrição v ;
$viol(HR)_{máximo}^{nível}$	- máxima violação do nível máximo de água nos reservatórios;
$viol(P)_{máxima}^{pressão}$	- máxima violação da pressão máxima na rede;
$viol(V)_{máxima}^{velocidade}$	- máxima violação da velocidade máxima na rede;
$viol(HR)_{mínimo}^{nível}$	- máxima violação do nível mínimo de água nos reservatórios;
$viol(P)_{mínima}^{pressão}$	- máxima violação da pressão mínima na rede;
$viol(HR)_{simulação}^{período}$	- máxima violação do nível de água nos reservatórios, antes e após o período de simulação;
x	- conjunto de variáveis contínuas ou discretas independentes y (qualquer solução do problema);
y	- coeficiente igual a 1 para $D \leq 125\text{mm}$ ou -1 para $D > 125\text{mm}$;
z	- parâmetro que depende da forma do orifício a partir do qual se dá a fuga;
Δf	- variação da função objectivo;
Δt	- passo de cálculo (se caudal em m^3/h , Δt em horas);
ΔE	- variação do valor da energia;
ΔH_{min}	- ajustamento mínimo necessário da cota piezométrica à saída da VRP, para que funcione correctamente;

$\Delta H_{VRP,s}$	- ajustamento da cota piezométrica a jusante da VRP, para cada período de funcionamento s;
$\Delta H_{w,t}$	- perda de carga no troço w no instante t;
ΔVF	- volume correspondente à perda de receita devido à redução da pressão e/ou implementação de ZMC;
ΔVP	- redução global do volume de perdas de água à entrada do sistema;
$\Delta \Delta H_{VRP (ZMC)}$	- máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia;
%FR	- percentagem de redução de novas roturas;
%RP _{max}	- percentagem da redução da pressão máxima, geralmente em função da pressão média na rede;
α_a	- factor de arrefecimento aritmético;
α_d	- perdas de água na rede de distribuição;
α_g	- factor de arrefecimento geométrico;
β	- coeficiente relacionado com a forma e a área da secção do orifício;
β_r	- perdas de água por ramal de ligação até ao limite de propriedade;
β_v	- custo unitário de penalização para a violação v (entre 1E+06 e 1E+08);
δ	- expoente do caudal na lei de resistência;
ε	- percentagem relativamente às médias do valor actual líquido do projecto entre duas temperaturas consecutivas;
η_w	- peso atribuído ao troço w;
λ_r	- perdas de água no ramal de ligação entre o limite de propriedade e o medidor de caudal;
π_i	- tempo desde o início do projecto até ao início do período de investimento i (anos);
σ	- coeficiente de perda de carga;
φ	- expoente do diâmetro na lei de resistência;
ψ_f	- factor relacionado com a incerteza da frequência de novas roturas;

ACRÓNIMOS

BABE	<i>Burst and Background Estimates</i>
CMN	Caudal Mínimo Nocturno
ERSAR	Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos
FAVAD	<i>Fixed Area and Variable Area Discharges</i>
FFD	Ferro Fundido Dúctil
GPS	<i>Global Positioning System</i>
IWA	<i>International Water Association</i>
IRAR	Instituto Regulador de Águas e Resíduos
IIF	Índice Infra-estrutural de Fugas no sistema
IP	Índice de Perdas reais
NAPR	Nível Actual de Perdas Reais
NEP	Nível Económico de Perdas
PVC	Policloreto de vinilo
PEAD	Polietileno alta densidade
PRIM	Perdas Reais Inevitáveis Médias
PEAASAR	Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais
PMN	Pressão Média Nocturna
SIG	Sistemas de Informação Geográfica
SCADA	<i>Supervisory Control and Data Acquisition</i>
VAL	Valor Actual Líquido do projecto
VRP	Válvulas Redutoras de Pressão
ZMC	Zonas de Medição e Controlo

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

Introdução

Capítulo I

“The most important challenges of today’s water resources management throughout the world are considered to be water scarcity, environmental degradation, economic development, and ineffective administration. The concept of sustainable development offers a scientific, economic, and social alternative approach that ensures the healthy coexistence of mankind and the environment. The questions arising recently concern the perspectives of sustainable water management, as well as the shifts that the whole procedure will require at the environmental, economic, social, administrative, and political levels. ... The challenge today is to integrate demand management into long-term water supply planning in order to achieve the right balance between the expansions of water supply projects on the one hand and water conservation on the other.”

(Mylopoulos et al., 2003)

“By 2025, it is expected that 3.4 billion people will be living in countries defined as water-scarce ... One dollar invested in water supply and sanitation can provide an economic return of up to 34 times, depending on the region...”

(United Nations, 2005)

1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se o enquadramento geral do assunto abordado nesta dissertação. Inicia-se com a apresentação de um pequeno estudo acerca da previsão do crescimento da população mundial para as próximas décadas, tal como uma breve análise da sustentabilidade e disponibilidade de recursos hídricos a nível global. Segue-se a descrição da motivação para o tema escolhido e os objectivos a alcançar com este trabalho. Termina com a organização do documento e a apresentação das referências bibliográficas citadas neste capítulo.

1.1. Enquadramento geral do trabalho

1.1.1. Previsão do crescimento da população mundial

Ao longo do século XX verificou-se um extraordinário crescimento da população mundial, sobretudo devido à redução na taxa de mortalidade nas regiões mais desenvolvidas e à Revolução Industrial, iniciada em meados do século XVIII, à qual se seguiu a intensificação da urbanização e industrialização. Durante esse período, a explosão demográfica e os fluxos migratórios do meio rural para o meio urbano despoletaram um aumento significativo dos aglomerados urbanos em termos de número e dimensão. Apesar de existirem aglomerados populacionais cujo número de habitantes supera largamente a população existente em alguns países, mais de metade da população mundial urbana vive actualmente em pequenos aglomerados com menos de meio milhão de habitantes (prevendo-se que estes venham a absorver a maior parte da população urbana nas próximas décadas). Porém, existem condicionalismos que impedem que os aglomerados urbanos continuem a expandir-se de forma indiscriminada. De acordo com previsões das Nações Unidas¹ (United Nations, 2008), prevê-se que a população mundial passe dos actuais 6,7 mil milhões de habitantes para 9,2 mil milhões em 2050 e estabilize pouco acima dos 10 mil milhões de habitantes por volta do ano 2200. Ao analisar a Figura 1.1, nota-se que actualmente, e pela primeira vez na história da humanidade, a proporção entre a população mundial urbana e rural é aproximadamente igual.

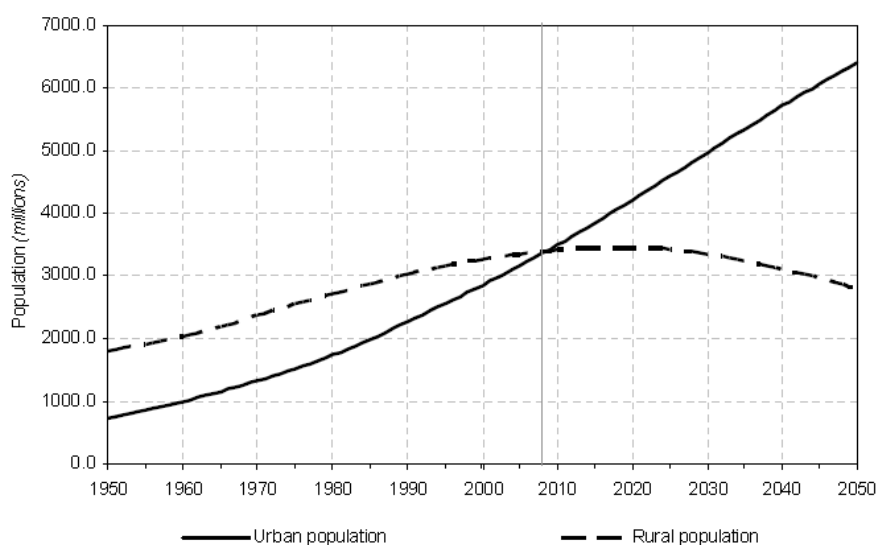


Figura 1.1 – População mundial urbana/rural, registada e projectada entre 1950-2050.
Fonte: United Nations (2008).

¹ Segundo as projecções das Nações Unidas, apesar do declínio da fertilidade a nível global e o aumento da taxa de mortalidade devido à propagação de doenças infecto-contagiosas (sobretudo nos países em desenvolvimento), a tendência futura aponta para um crescimento da população mundial, embora a um menor ritmo, e assenta sobretudo no progressivo aumento da esperança média de vida que actualmente se situa nos 65 anos. No que se refere à taxa de crescimento da população mundial, entre 1965-1970 era de 2,0%, e actualmente situa-se na ordem dos 1,3%, o que de certa forma confirma o progressivo envelhecimento da população e o abrandamento da taxa de crescimento da populacional mundial.

Nas próximas quatro décadas, estima-se que a população mundial passe a ser maioritariamente urbana, podendo atingir os 70%. Neste cenário, destaca-se a forte contribuição das chamadas economias emergentes que terão um impacto significativo em termos de aumento da população urbana a nível global (por exemplo, Ásia, África, América Latina, entre outros). Relativamente à população rural, nas regiões mais desenvolvidas é previsível que se mantenha a tendência decrescente evidenciada durante a segunda metade do século XX, enquanto nas regiões menos desenvolvidas ainda é de esperar um crescimento até 2021, a partir do qual se prevê um declínio, tal como já é actualmente perceptível nas regiões mais desenvolvidas, Figura 1.2.

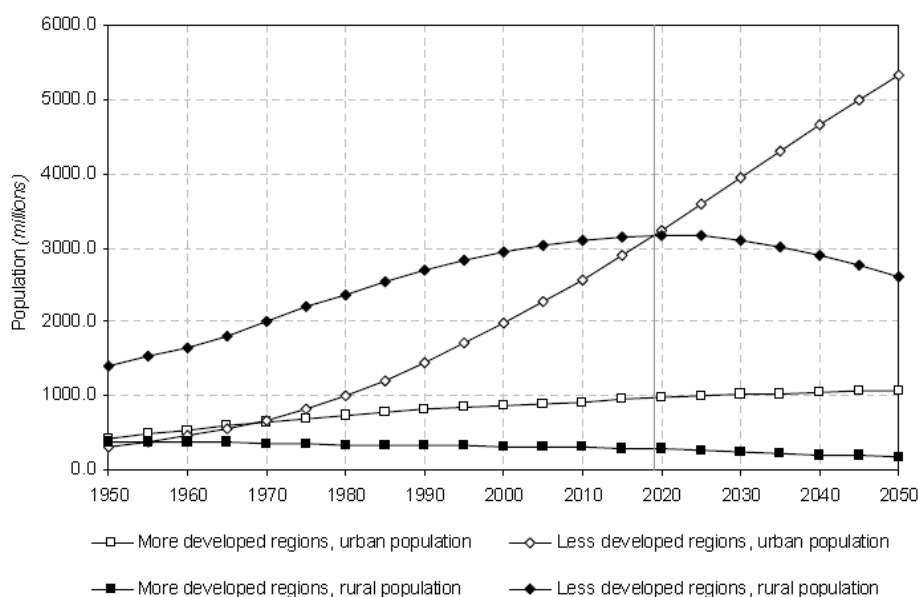


Figura 1.2 – População mundial urbana/rural, em regiões desenvolvidas e pouco desenvolvidas, registada e projectada entre 1950-2050. Fonte: United Nations (2008).

Nas últimas décadas a expansão urbana evoluiu a um ritmo vertiginoso, acompanhada de crescentes desigualdades económicas e sociais, atingindo proporções sem precedentes e muitas vezes difícil de controlar. Actualmente as Nações Unidas apontam para um decréscimo da taxa de crescimento da população urbana mundial devido à desaceleração acentuada do crescimento da população rural e do progressivo controlo da taxa de natalidade e fluxos migratórios. É neste contexto que as estratégias adoptadas pelos países desenvolvidos e em desenvolvimento diferem substancialmente quanto à forma de garantir o crescimento sustentado e sustentável dos aglomerados urbanos. Enquanto os países em desenvolvimento se baseiam no controlo da taxa de natalidade e nos fluxos migratórios, os países mais desenvolvidos utilizam a migração e o incentivo à natalidade para controlar o progressivo envelhecimento da população activa. De qualquer forma, a tendência aponta para uma inevitável expansão da maior parte dos pequenos núcleos urbanos e a conversão de metrópoles em megalópoles², Quadro 1.1.

² Estima-se que até 2025 o número de megalópoles possa chegar às 27, sendo que a larga maioria estará relacionada com os países actualmente em forte crescimento, as designadas economias emergentes.

Development group	Area of residence and size class of urban settlement (number of inhabitants)	Population (millions)			Percentage distribution		
		1975	2007	2025	1975	2007	2025
World	Urban area	1 519	3 294	4 584	100.0	100.0	100.0
	10 million or more	53	286	447	3.5	8.7	9.7
	5 million to 10 million	117	214	337	7.7	6.5	7.3
	1 million to 5 million	317	760	1 058	20.9	23.1	23.1
	500,000 to 1 million	167	322	390	11.0	9.8	8.5
	Fewer than 500,000	864	1 712	2 354	56.9	52.0	51.3
More developed regions	Urban area	702	910	995	100.0	100.0	100.0
	10 million or more	42	89	103	6.1	9.8	10.3
	5 million to 10 million	50	49	69	7.1	5.4	6.9
	1 million to 5 million	137	202	203	19.6	22.2	20.4
	500,000 to 1 million	71	83	90	10.2	9.1	9.0
	Fewer than 500,000	401	487	531	57.1	53.5	53.4
Less developed regions	Urban area	817	2 384	3 590	100.0	100.0	100.0
	10 million or more	11	197	344	1.3	8.3	9.6
	5 million to 10 million	68	165	268	8.3	6.9	7.5
	1 million to 5 million	180	558	855	22.1	23.4	23.8
	500,000 to 1 million	96	239	300	11.7	10.0	8.4
	Fewer than 500,000	463	1 225	1 822	56.6	51.4	50.8

Quadro 1.1 – Distribuição da população urbana mundial, registada e projectada entre 1975-2025, em regiões desenvolvidas e pouco desenvolvidas. Fonte: United Nations (2008).

A rápida expansão urbana, desencadeada pelo crescimento da população e fluxos migratórios, tem constituído uma enorme preocupação nas últimas décadas. Se por um lado a expansão urbana poderá permitir absorver o acréscimo de população esperado nas próximas décadas, sem ameaçar significativamente a sustentabilidade dos ecossistemas, por outro, os padrões de produção e consumo insustentáveis são um forte entrave ao desenvolvimento económico e sustentável das sociedades modernas devido à proliferação de pobreza, poluição e conflitos regionais relacionados com a posse de recursos naturais, entre os quais a água. Nestas circunstâncias, o desenvolvimento sustentável pressupõe a necessidade de cooperação internacional baseada numa visão integrada do desenvolvimento económico e social em harmonia com a natureza e a preservação dos recursos naturais, respeitando a biodiversidade, a solidariedade entre gerações e a co-responsabilização. De qualquer forma, ao ponderar as vantagens e desvantagens da população urbana, facilmente se percebe que a população urbana provoca uma menor agressão nos ecossistemas do que aquela que seria de esperar se os indivíduos se encontrassem dispersos pelo território, quer devido à possibilidade de tratamento/reutilização/redução dos resíduos produzidos, quer na minimização do impacto causado pela ocupação do território e na preservação dos ecossistemas e a biodiversidade. Por outro lado, as oportunidades de emprego que o meio urbano oferece poderão diminuir o índice de pobreza a nível global e aumentar o indicador de serviços fundamentais, como o saneamento básico, do qual fazem parte os sistemas de abastecimento de água potável – um dos principais indicadores relacionados com a qualidade de vida da população.

1.1.2. Sustentabilidade e disponibilidade de recursos hídricos a nível global

Apesar de a água ser um dos elementos mais abundantes à superfície da Terra, a sua distribuição geográfica não é uniforme. Estima-se que cerca de 99% da água disponível na Terra se encontre nos oceanos, mares, calotes polares e nos glaciares, pelo que apenas 1% estão repartidos pelos rios, lagos, lençóis freáticos, nos seres vivos e na atmosfera e como humidade no solo. Além do mais, uma percentagem significativa da água doce disponível para uso do Homem encontra-se retida nos lençóis freáticos a grande profundidade, o que de certa forma dificulta a sua acessibilidade e reforça o conceito de que a água é um recurso escasso³ (Santos *et al.*, 2002; United Nations, 2005; Sousa, 2006; Bates *et al.*, 2008).

Tendo consciência de que o crescimento descontrolado de uma espécie poderá por em causa a sua própria sobrevivência, é fundamental tomar medidas que permitam garantir desde logo o crescimento sustentado, a preservação do ambiente e da biodiversidade global. A expansão demográfica verificada no passado e a correspondente concentração da população em aglomerados urbanos conduziram a uma inevitável maior pressão sobre os recursos naturais e os ecossistemas com o intuito de satisfazer os padrões de produção e consumo cada vez mais exigentes e insustentáveis. Por outro lado, o crescimento insustentável é propício à proliferação de pobreza, desemprego, tensões étnicas, criminalidade e a desintegração social, que por sua vez desencadeiam assimetrias e desequilíbrios sociais propícios ao crescimento desordenado, visível sobretudo na periferia dos grandes centros urbanos. Além disso, a degradação ambiental decorrente das actividades humanas geram elevadas quantidades de resíduos que poluem a atmosfera, os solos e as massas de águas superficiais e subterrâneas, pondo em causa a médio e a longo prazo todo o ecossistema. São exemplo disso, as alterações climáticas e pluviométricas resultantes da emissão de gases de efeito de estufa para a atmosfera e o “*stress*” hídrico devido à exploração intensiva e decorrente da crescente escassez de recursos hídricos a nível global. Tal como referido anteriormente, previsões recentes apontam para um crescimento da população mundial da ordem dos 40 a 50% nas próximas décadas, o que de certa forma irá agravar ainda mais a actual situação de desequilíbrio social, económico, de poluição e pressão sobre os recursos naturais e os ecossistemas (Gleick, 2003). A este cenário há ainda que acrescentar o provável aumento da capitação e do consumo de água para produção de alimentos e bio-combustíveis – estratégia adoptada por alguns países para reduzir a dependência de combustíveis fósseis e reduzir a emissão de gases de efeito de estufa. Nestas circunstâncias é fundamental adoptar políticas estratégicas que permitam conciliar a estabilidade dos ecossistemas, e potenciar a preservação dos recursos naturais e o crescimento sustentado e sustentável dos aglomerados urbanos, de forma a preparar as cidades para o acréscimo de população esperado nas próximas décadas. Algumas dessas políticas baseiam-se no controlo dos fluxos migratórios e da taxa de natalidade, no planeamento de

³ Importa referir que a escassez de água acaba sempre por se reflectir no consumidor final, quer através do tarifário praticado, quer através da procura não satisfeita.

infra-estruturas e do ordenamento do território, e, ainda, na minimização dos impactos ambientais causados pelas actividades humanas. Dado que a poluição e a exploração excessiva dos recursos naturais são os principais impactes ambientais causados pela actividade humana, a nível regional e global, interessa actuar ao nível da redução da emissão de gases de efeito de estufa, na gestão, tratamento, reciclagem e reutilização de resíduos, e, ainda, ao nível da gestão e exploração integrada dos recursos naturais, entre os quais os hídricos.

A necessidade de cooperação internacional tendo em vista induzir uma melhoria sustentada das condições de vida da população mundial, diversidade genética e a protecção e preservação dos *habitats* naturais foi discutida pela primeira vez na Conferência de Estocolmo, promovida pelas Nações Unidas em 1972 (United Nations, 1972). Desta conferência, respeitando as perspectivas dos países desenvolvidos e em desenvolvimento, resultou a Declaração de Estocolmo que visa os princípios gerais de protecção ambiental e de desenvolvimento socioeconómico, bem como as recomendações práticas para a sua implementação, servindo de base ao conceito actualmente conhecido como “desenvolvimento sustentável” (United Nations, 1987):

“Sustainable development is development that meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs”

Em resultado da crescente emissão de gases de efeito de estufa, em 1988 surgiu o *Intergovernmental Panel on Climate Change* (IPCC), criado pela *World Meteorological Organization* e pelo *United Nations Environment Programme*, com o intuito de advertir os governantes e a população em geral para as questões relacionadas com as alterações climáticas, cujo impacte afecta o desenvolvimento social, económico e a preservação dos ecossistemas. Mais tarde, em 1992, na Conferência das Nações Unidas sobre Ambiente e Desenvolvimento, que teve lugar no Rio de Janeiro, também designada “Cimeira da Terra”, foram debatidos os resultados destas iniciativas, destacando-se a aprovação da Agenda 21 e alguns acordos, entre os quais a “Convenção das Nações Unidas para as Alterações Climáticas” e a “Convenção das Nações Unidas para a Diversidade Biológica”, que visam definir directrizes a seguir pelos vários Governos tendo como objectivo garantir o desenvolvimento sustentável a longo prazo (UNCED, 1992). Desde então, vários encontros têm sido promovidos com o intuito de apelar aos vários Governos para a necessidade de elaboração de planos estratégicos de desenvolvimento sustentável e concretizar os objectivos estabelecidos na Agenda 21, de entre os quais se destacam a assinatura do protocolo de Kyoto, em 1997, sobre alterações climáticas vigente até 2012, a Sessão Especial da Assembleia das Nações Unidas de 1997, a Cimeira Mundial sobre Desenvolvimento Sustentável de Joanesburgo em 2002 e a Cimeira Mundial das Nações Unidas de 2005. Destes encontros resultou a publicação da Directiva Quadro da Água que estabelece as linhas orientadoras para a Política da Água a seguir em toda a União Europeia, ao mesmo tempo que o Conselho Europeu de Gotemburgo, em 2001, estabeleceu uma Estratégia de Desenvolvimento Sustentável para a Europa intitulada: “Uma Europa sustentável para um mundo melhor:

Estratégia Europeia para o Desenvolvimento Sustentável”, revista mais tarde, em 2006, na qual se baseia a “Estratégia de Desenvolvimento Sustentável” vigente em Portugal até 2015 (Resolução do Conselho de Ministros n.º 109/2007).

Sendo a água um recurso escasso e essencial à vida a que todos os seres vivos devem ter livre acesso, na base do crescimento e desenvolvimento social, económico e ambiental sustentável, deve estar presente a gestão e preservação integrada dos recursos hídricos e da biodiversidade. Actualmente, os efeitos das alterações climáticas estão a mudar claramente as condições dos *habitats* no planeta Terra, cujos impactes são perceptíveis em termos do aumento da temperatura média global, alteração do ciclo hidrológico e destruição dos ecossistemas mais vulneráveis com consequências irreversíveis, sobretudo ao nível da perda da biodiversidade e efeitos associados (Gitay *et al.*, 2002; IPCC, 2007). Baseado neste cenário, alguns especialistas antevêm uma crise mundial relacionada com a escassez de recursos naturais, de entre os quais a falta de água potável e de alimentos, cujas consequências se prevêem desastrosas, e os seus impactes já se fazem sentir actualmente em algumas regiões do globo, incluindo Portugal (Santos *et al.*, 2002; United Nations, 2005; United Nations, 2006; WHO/UNICEF, 2006; Hutton *et al.*, 2007; Bates *et al.*, 2008; WHO, 2008; OECD, 2009).

1.2. Motivação e objectivos do trabalho

O desenvolvimento voltado para a sustentabilidade e a protecção ambiental são dois princípios que deverão ser seguidos a curto e a médio prazo. Neste contexto, dois dos principais vectores estratégicos estabelecidos na Estratégia Nacional de Desenvolvimento Sustentável (ENDS) 2015 estão relacionados com a gestão e exploração integrada dos recursos hídricos e o uso eficiente da água, temas abordados nesta dissertação. À semelhança de outros países, em Portugal a compatibilização entre a Lei da Água (Lei n.º 58/2005, de 29 de Dezembro), a Lei da Titularidade dos Recursos Hídricos (Lei n.º 54/2005, de 15 de Novembro), o Plano Nacional da Água (Decreto-Lei n.º 112/2002, de 17 de Abril), e o Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (Resolução do Conselho de Ministros n.º 113/2005, de 30 de Junho), em articulação, entre outros, com o Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais (PEAASAR 2007-2013), permitiu estabelecer as regras para que os utilizadores públicos e privados possam aceder ao domínio público hídrico em benefício próprio, tendo em conta a gestão económica e integrada dos recursos hídricos, as boas práticas ambientais, a sustentabilidade do sector e o uso eficiente da água. Um dos principais propósitos da Lei da Água, que transpôs para o direito interno português a Directiva Quadro da Água (Directiva n.º 2000/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de Outubro), está relacionado com a obrigatoriedade de planeamento e gestão integrada da água por bacias hidrográficas, de forma a garantir a sustentabilidade dos recursos hídricos e conseguir alcançar a boa qualidade ecológica em todas as massas de água no território nacional até 2015. Neste contexto, a introdução de taxas em função do tipo de utilização dos recursos hídricos deverá permitir fazer face aos

principais problemas de gestão da água ao nível das bacias hidrográficas e promover a melhoria progressiva da qualidade dessas águas. Por outro lado, é definido que o custo da água deve reflectir não só o custo de prestação de serviço como também o custo de investimento e de recuperação ambiental, o que de certa forma irá acentuar ainda mais as fragilidades associadas às actuais políticas tarifárias praticadas pelas Entidades Gestoras portuguesas de serviços públicos de abastecimento de água.

No que se refere à disponibilidade de recursos hídricos, pode afirmar-se que Portugal é um país privilegiado, mas enfrenta problemas relacionados com a gestão, exploração e distribuição geográfica desses recursos, mais evidenciados durante a ocorrência de períodos prolongados de seca⁴. Além do mais, à semelhança de outros países, também em Portugal é necessário preparar as cidades para dar resposta aos novos desafios do século XXI de índole socioeconómicos e ambientais decorrentes da globalização, alterações climáticas, crescimento/decréscimo demográfico, expansão urbana e industrialização, tendo em vista alcançar padrões de qualidade de vida de uma população urbana cada vez mais exigente. Tendo consciência de que o ordenamento do território e o urbanismo são dois dos principais factores a ter em conta no âmbito do desenvolvimento sustentável e preservação dos ecossistemas naturais, a interpretação da evolução urbana permite compreender o presente e antever o futuro, de forma a desenvolver modelos económicos e urbanísticos adequados às características específicas de cada área urbana. Actualmente, verifica-se uma acentuada assimetria da distribuição da população no território português em resultado dos fluxos migratórios verificados no passado, principalmente do interior para o litoral onde se localizam e desenvolvem as principais actividades económicas, agravada pela ausência de um planeamento urbano adequado, o que de certa forma permitiu que o crescimento da maior parte dos aglomerados urbanos ocorresse de forma desordenada em torno dos centros urbanos, que foram sendo progressivamente abandonados, dando lugar a zonas periféricas de alta densidade urbanística com poucos espaços públicos de lazer e para as quais as consequências se fazem sentir actualmente ao nível da gestão de trânsito e transportes públicos, infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais, recolha de resíduos sólidos, entre outros (Caetano *et al.*, 1999).

Este trabalho é particularmente dirigido às questões relacionadas com as infra-estruturas de abastecimento de água, as quais nas últimas décadas têm vindo a tornar-se cada vez maiores, mais complexas e difíceis de gerir. A incapacidade financeira da maior parte das Entidades Gestoras portuguesas de serviços públicos de abastecimento de água é um dos principais entraves ao cumprimento das novas exigências impostas pela União Europeia, em resultado das graves deficiências ao nível da gestão⁵ e exploração⁶ dos

⁴ A seca verificada em 2005 evidenciou a fragilidade a que o nosso país estava exposto em situações do género, cuja probabilidade de ocorrência se estima que venha a agravar-se devido às alterações climáticas. As situações de seca em Portugal Continental são frequentes e a sua incidência não é uniforme, sendo geralmente mais significativa nas regiões do Interior Norte e Centro e do Sul do País.

⁵ A gestão assenta na sustentabilidade do serviço prestado e na garantia da satisfação do utilizador, ao menor custo.

sistemas, o que levou à criação, no passado, do PEAASAR 2000-2006 e, actualmente, do PEAASAR 2007-2013 onde estão consagrados os principais objectivos estratégicos e operacionais a alcançar até 2013, em parte, financiados por fundos comunitários (MAOTDR, 2007). Os PEAASAR 2000-2006 e 2007-2013 enquadram-se no esforço nacional que vem sendo realizado no sentido de melhorar a eficiência e eficácia dos sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais. Enquanto o PEAASAR vigente durante o período 2000-2006 se debruçou mais sobre as questões relacionadas com a vertente em “alta”, a estratégia protagonizada no actual PEAASAR 2007-2013 propõe medidas no sentido de otimizar a gestão dos sistemas nas vertentes em “alta” e “baixa”, dando especial atenção à resolução dos problemas na vertente em “baixa” e na articulação entre as duas vertentes, promover a sustentabilidade do sector a nível nacional, o desenvolvimento de soluções integradas de dimensão adequada, desde que daí resultem economias de escala e melhorias ambientais, o incentivo à iniciativa privada e a necessidade de implementação de tarifas social e economicamente viáveis. Perante o actual cenário de crise financeira mundial, e tendo consciência da previsível redução de subsídios para financiamento do serviço prestado pelas Entidades Gestoras portuguesas de serviços públicos de abastecimento de água, a partir de 2013 espera-se que a política tarifária assuma uma importância acrescida no que se refere ao financiamento das Entidades Gestoras. De acordo com o PEAASAR 2007-2013, a tarifa a praticar deve permitir desincentivar o desperdício de água, acautelar a cobertura integral dos custos do serviço e garantir a sustentabilidade do sector não comprometendo as gerações futuras e não ignorando as questões relacionadas com as assimetrias socioeconómicas de cada região, utilizando mecanismos apropriados de solidariedade nacional e regional.

Os relatórios técnicos divulgados pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), anteriormente denominada Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), apontam para que a taxa de cobertura dos sistemas de adução e de distribuição de água em Portugal ronde os 93% (IRAR, 2008; ERSAR, 2009; ERSAR, 2010; ERSAR, 2011) e a percentagem de perdas de água, em média, é de 35% (Marques *et al.*, 2005). Apesar de nos últimos anos se ter verificado uma crescente consciencialização por parte das Entidades Gestoras portuguesas de serviços públicos de abastecimento de água para a necessidade da optimização, reabilitação e substituição de condutas e acessórios dos sistemas em “baixa”, dada a sua dimensão e as baixas tarifas praticadas (que nem sempre cobrem sequer os custos de produção de água), grande parte dos pequenos sistemas de distribuição de água permanecem envelhecidos e com percentagens de perdas significativas. Perante a situação actual, e tendo como objectivo assegurar o fornecimento contínuo de água em períodos de maior escassez, é visível uma crescente preocupação por parte das Entidades Gestoras no que se refere ao desenvolvimento de soluções integradas de dimensão adequada para os sistemas em “alta” e a necessidade de canalizar mais investimento para a reabilitação, conservação e exploração dos sistemas em “baixa”, actualmente com

⁶ A exploração está relacionada com os procedimentos e actividades associados com a captação, tratamento, transporte, armazenamento e distribuição de água.

maiores deficiências, permitindo que estes progressivamente se tornem mais eficientes e eficazes até atingir a sustentabilidade do serviço.

Sabendo que é nos sistemas de abastecimento de água na vertente em “baixa” onde existe o maior potencial de ganho de eficiência, dada a extensão e complexidade das redes. De entre os vários problemas identificados, a redução do volume total de perdas é, sem dúvida, aquele que terá maior influência em termos de ganho de eficiência para a maior parte das Entidades Gestoras. Esta constatação tem vindo a ser evocada a nível internacional, e, em Portugal, está consagrada no PEAASAR 2007-2013, que fixa a necessidade de reduzir as perdas de água para valores inferiores a 20% (Objectivo operacional 2). Atendendo às necessidades do sector, duas aplicações computacionais são propostas para auxílio à gestão das perdas de água em sistemas de distribuição de água, com o objectivo de poderem vir a ser usadas no futuro por projectistas e operadores de serviços de água. A primeira aplicação computacional diz respeito à gestão da pressão, através da instalação de dispositivos de redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema (mais comum na prática), de forma a reduzir o valor global das perdas de água e os custos operacionais associados (Gomes *et al.*, 2011a). A segunda, refere-se ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água de grande dimensão, sendo possível integrar a gestão da pressão e planear os investimentos a serem realizados em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto (Gomes *et al.*, 2011b; Gomes *et al.*, 2011c).

1.3. Organização do documento

Além do capítulo correspondente à introdução, este documento é composto por mais cinco capítulos, sendo que, no final de cada capítulo, serão indicadas as referências bibliográficas citadas ao longo do texto. Refira-se ainda que cada capítulo se encontra subdividido em várias secções, cujos conteúdos estão a seguir indicados.

Capítulo I – Introdução

Reporta-se à actual fracção do documento, no qual se faz referência à importância do assunto abordado neste trabalho, tal como os objectivos a alcançar.

Capítulo II – Síntese de conhecimentos sobre sectorização de redes de distribuição de água

Neste capítulo, faz-se uma breve referência aos problemas relacionados com a gestão e exploração dos sistemas públicos de abastecimento de água, bem como uma descrição sumária dos principais factores que contribuem para o aumento de desempenho, em termos de eficiência e eficácia, das Entidades Gestoras. O estudo está dividido em duas partes. Na primeira parte apresenta-se uma síntese de conhecimentos sobre a sectorização de redes de distribuição de água, no contexto da redução das perdas de água (detecção, caracterização e distribuição espacial). A segunda parte está direccionada para a revisão bibliográfica

acerca de procedimentos existentes na literatura para redução das perdas de água, designadamente, através da gestão da pressão e/ou sectorização de redes de distribuição de água – temas amplamente discutidos neste trabalho. Termina com a indicação de algumas considerações acerca do trabalho desenvolvido, assim como a apresentação das referências bibliográficas citadas neste capítulo.

Capítulo III – Técnicas de optimização combinatória

O aumento da complexidade dos sistemas de abastecimento de água, associado à crescente escassez de recursos, tem desencadeado uma constante e criteriosa combinação e optimização dos recursos disponíveis, pelo que o uso de técnicas de optimização combinatória tem vindo a ser cada vez mais usual nesta área científica. Este capítulo encontra-se dividido em quatro partes. Na primeira parte descreve-se a formulação geral dos problemas de optimização combinatória, apresentando-se algumas das principais técnicas de optimização existentes na literatura. Ainda nesta secção, serão apresentadas as razões que levaram à escolha da meta heurística *Simulated Annealing*, como técnica de optimização. Na segunda parte será descrita a terminologia e os conceitos fundamentais do algoritmo de optimização escolhido, assim com as condições requeridas para a sua implementação. Na terceira parte, após várias experiências, serão indicados os ajustes necessários para implementação do algoritmo de optimização escolhido, quando aplicado ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água – metodologia proposta no Capítulo IV. Por último, na quarta parte, as restrições a impor aos modelos de optimização e simulação hidráulica, no contexto da gestão e exploração de sistemas de distribuição de água, serão apresentadas. Este capítulo termina com a indicação das referências bibliográficas citadas ao longo do texto.

Capítulo IV – Conceitos fundamentais e proposta de metodologia para gestão da pressão

Qualquer iniciativa relacionada com a gestão e exploração de sistemas de abastecimento de água pressupõe um elevado conhecimento das suas características físicas e do modo de exploração e operação do sistema, pois só assim será possível identificar problemas, quantificar custos/benefícios e avaliar os resultados obtidos. Este capítulo encontra-se dividido em duas partes. Na primeira parte faz-se referência a vários conceitos sobre a modelação matemática e simulação hidráulica de sistemas de abastecimento de água, assim como menção à sua utilidade prática. Na segunda parte descrevem-se as aplicações computacionais desenvolvidas como ferramentas de apoio à gestão das perdas de água. A primeira aplicação computacional diz respeito à gestão da pressão, através da instalação de dispositivos de redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema (mais comum na prática), de forma a reduzir o valor global das perdas de água e os custos operacionais associados. A segunda refere-se ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água de grande dimensão, sendo possível integrar a gestão da pressão e planear os investimentos a serem realizados em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto. Termina com a indicação das referências bibliográficas citadas ao longo do texto.

Capítulo V – Verificação do desempenho das aplicações computacionais desenvolvidas

Neste capítulo são apresentados e discutidos alguns estudos de caso, tendo como objectivo ilustrar o desempenho das metodologias propostas para gestão das perdas de água. Neste contexto, serão ainda abordados os benefícios que poderão advir da sua utilização, sobretudo no que se refere à gestão da pressão e redução das perdas de água.

Capítulo VI – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

Neste capítulo são mencionadas as publicações relevantes no âmbito do trabalho de investigação desenvolvido, assim como as principais conclusões a retirar deste estudo. Termina com algumas sugestões e orientações a desenvolver em trabalhos futuros.

1.4. Referências bibliográficas

Bates, B. C., Kundzewicz, Z. W., Wu, S., Palutikof, J. P. (2008). *Climate change and water. Technical paper of the intergovernmental panel on climate change*. IPCC Secretariat, Geneva.

Caetano, M., Monteiro, F., Ramos, I. L. (1999). "Monitoring urban dynamics: Portugal no contexto europeu." *Centro Nacional de Informação Geográfica (CNIG), Oeiras*.

ERSAR (2009). *Relatório anual do sector de águas e resíduos em Portugal 2008 (RASARP2008)*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR).

ERSAR (2010). *Relatório anual do sector de águas e resíduos em Portugal 2009 (RASARP2009)*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR).

ERSAR (2011). *Relatório anual do sector de águas e resíduos em Portugal 2010 (RASARP2010)*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR).

Gitay, H., Suárez, A., Watson, R. T., Dokken, D. J. (2002). *Climate change and biodiversity. Technical paper of the intergovernmental panel on climate change*. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), Geneva, Switzerland.

Gleick, P. H. (2003). Water use, *Annual Review of Environment and Resources*. 28: 275-314.

Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011a). "Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems." *Urban Water Journal* 8(2): 65-77.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2011b). "Methodology to divide a large network in suitable district metered areas and implement pressure management." *Urban Water Journal (em revisão)*.

Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011c). "Support methodology to divide a large network into suitable District Metered Areas." *Water Science and Technology (em revisão)*.

Hutton, G., Haller, L., Bartram, J. (2007). *Economic and health effects of increasing coverage of low cost household drinking-water supply and sanitation interventions to countries off-track to meet MDG target 10*. World Health Organization (WHO), Geneva. WHO Press.

IPCC (2007). *Climate change 2007 (Fourth Assessment Report)*. Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). Cambridge University Press.

IRAR (2008). *Relatório anual do sector de águas e resíduos em portugal 2007 (RASARP)*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR). Gráfica Maiadouro.

- MAOTDR (2007). *Plano estratégico de abastecimento de água e saneamento águas residuais (PEAASAR II)*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (MAOTDR), Lisboa.
- Marques, R., Gomes, R., Monteiro, A. (2005). "Benchmarking the water losses in Portugal". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).
- Mylopoulos, Y., Kolokytha, E., Tolikas, D. (2003). "Urban water management in Greece." *Water International* 28(1): 43-51.
- OECD (2009). *Managing water for all. An OECD perspective on pricing and financing*. Organisation for Economic Co-operation and Development (OECD). OECD Publishing.
- Santos, F. D., Forbes, K., Moita, R. (2002). *Climate change in Portugal: scenarios, impacts and adaptation measures - SIAM project*. Gradiva, Lisboa.
- Sousa, J. (2006). *Modelos de apoio à decisão para o dimensionamento e a operação de sistemas de abastecimento de água*. Ph.D, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- UNCED (1992). Agenda 21 (global). *Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento (UNCED)*, Rio de Janeiro, Ministério do Meio Ambiente (em Português).
- United Nations (1972). *Declaration of the united nations conference on the human environment*. United Nations (UN), Environment Programme, Estocolmo.
- United Nations (1987). *Report of the world commission on environment and development: "Our common future"*. United Nations (UN), General Assembly document A/42/427.
- United Nations (2005). *Water for life decade 2005–2015*. United Nations (UN), Department of Economic and Social Affairs Division for Sustainable Development, Geneva. WHO Press.
- United Nations (2006). *Water: a shared responsibility (The United Nations World Water Development Report 2)*. United Nations (UN), United Nations World Water Assessment Programme (WWAP), New York.
- United Nations (2008). *World urbanization prospects: the 2007 revision*. United Nations (UN), Department of Economic and Social Affairs, Population Division, New York.
- WHO (2008). *Regional and global costs of attaining the water supply and sanitation target (Target 10) of the millennium development goals*. World Health Organization (WHO), Geneva.
- WHO/UNICEF (2006). *Meeting the MDG drinking water and sanitation target : the urban and rural challenge of the decade*. World Health Organization (WHO) and UNICEF, Geneva. WHO Press.

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

**Síntese de conhecimentos sobre sectorização de redes de
distribuição de água**

Capítulo II

“International data on pressure-leakage relationships demonstrates that leakage in distribution systems is usually much more sensitive to pressure than would be predicted by the ‘square root’ relationships, with different components of leakage responding differently to pressure. An understanding of pressure-leakage relationships is therefore fundamental to a systems approach to leakage control.”
(Lambert, 2000)

“The management of existing water supply networks can be substantially improved by permanent water district metering which is one of the most efficient techniques for water loss detection and pressure management.”
(Di Nardo e Di Natale, 2011)

1. SÍNTESE DE CONHECIMENTOS SOBRE SECTORIZAÇÃO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Neste capítulo, faz-se uma breve referência aos problemas relacionados com a gestão e exploração dos sistemas públicos de abastecimento de água, bem como uma descrição sumária dos principais factores que contribuem para o aumento de desempenho, em termos de eficiência e eficácia, das Entidades Gestoras. O estudo está dividido em duas partes. Na primeira parte apresenta-se uma síntese de conhecimentos sobre a sectorização de redes de distribuição de água, no contexto da redução das perdas de água (detecção, caracterização e distribuição espacial). A segunda parte está direccionada para a revisão bibliográfica acerca de procedimentos existentes na literatura para redução das perdas de água, designadamente, através da gestão da pressão e/ou sectorização de redes de distribuição de água – temas amplamente discutidos neste trabalho. Termina com a indicação de algumas considerações acerca do trabalho desenvolvido, assim como a apresentação das referências bibliográficas citadas neste capítulo.

2.1. Zonas de Medição e Controlo

Ao mesmo tempo que o desenvolvimento do sector da água deve ser auto-sustentável, os utilizadores são cada vez mais exigentes no que respeita ao serviço público de abastecimento de água. Neste contexto, o uso de indicadores de desempenho constitui actualmente uma clara referência a nível internacional no que se refere às condições de avaliação do desempenho entre Entidades Gestoras e dentro da própria Entidade Gestora. Além disso, podem ser usados como reguladores de acesso a linhas de crédito e estabelecer prioridades e medidas concretas no que diz respeito à melhoria do desempenho da própria Entidade Gestora (Alegre *et al.*, 2004; Marques *et al.*, 2005).

Tendo em vista a resolução integrada dos problemas existentes ao nível da gestão e exploração dos sistemas de abastecimento de água, tal como a optimização dos recursos disponíveis, numa primeira fase, a divisão em captação, tratamento, adução, armazenamento e distribuição, permite analisar individualmente cada componente do sistema e definir o tipo de intervenção mais adequado – acções preventivas e/ou correctivas. Posteriormente, sabendo que na vertente em “baixa” é onde existe o maior potencial de ganho de eficiência, dada a extensão e complexidade dos sistemas de distribuição de água, torna-se imprescindível identificar a esse nível quais as causas de ineficiência, definir prioridades, estabelecer objectivos estratégicos e avaliar os resultados das medidas implementadas. De entre os vários problemas identificados, a redução do volume total de perdas é, sem dúvida, aquele que terá maior influência em termos de ganho de eficiência para a maior parte das Entidades Gestoras. Esta constatação tem vindo a ser evocada a nível internacional, e, em Portugal, está consagrada no PEAASAR 2007-20013 (MAOTDR, 2007), que fixa a necessidade de reduzir as perdas de água para valores inferiores a 20% (Objectivo operacional 2). Neste contexto, a implementação de Zonas de Medição e Controlo (ZMC), sectorização do sistema em subsistemas de menor dimensão, pode dar um excelente contributo para atingir esses objectivos. Este conceito foi introduzido pela primeira vez no Reino Unido, na década de 1980, e, desde então, tem vindo a ser aplicado, de forma mais ou menos empírica, por inúmeras Entidades Gestoras a nível mundial (WRc, 1994; Alegre *et al.*, 2005; Morrison *et al.*, 2007; Pilcher *et al.*, 2007).

Apesar das vantagens inerentes à sectorização de redes de distribuição de água, existem alguns problemas que dificultam a sua implementação, nomeadamente, a falta de cadastro actualizado das infra-estruturas de abastecimento de água, os problemas relacionados com a qualidade da água, a escassez de recursos humanos especializados e a dificuldade em obter financiamento. Além do mais, é um processo dispendioso e demorado, para o qual as Entidades Gestoras devem estar motivadas, já que, durante a fase de implementação, poderão ocorrer dificuldades ao nível do fornecimento de água e eventuais queixas dos utilizadores.

2.1.1. Concepção de Zonas de Medição e Controlo

A degradação das infra-estruturas e a rápida expansão dos sistemas de distribuição de água (muitas vezes sem qualquer tipo de planeamento integrado, sobretudo em áreas urbanas de rápido crescimento), são aspectos que estão relacionados com a maior parte dos problemas de ineficiência existentes na vertente em “baixa”. Além disso, é possível identificar inúmeras situações em que as Entidades Gestoras optam por realizar pequenas intervenções na rede, com o intuito de resolver problemas pontuais, cujos resultados, devido à complexidade dos sistemas, nem sempre são os inicialmente previstos. Por outro lado, os custos associados às perdas de água e à localização e reparação de roturas/fugas podem atingir valores significativos, quer devido à dispersão das perdas pelo sistema, quer devido às infra-estruturas se encontrarem degradadas e pouco acessíveis. É neste contexto que a divisão e posterior sectorização do sistema de distribuição de água surge como alternativa para otimizar a gestão e exploração dos sistemas de abastecimento de água, tendo em vista maximizar a rentabilidade dos investimentos efectuados, ao menor custo para a Entidade Gestora e garantia de satisfação para os utilizadores. Esta técnica requer um conhecimento prévio das condições topológicas da rede e do modo de operação e comportamento global do sistema. Se por um lado, para pequenos sistemas de distribuição de água o projecto de sectorização pode ser facilmente alcançado, à medida que a complexidade e dimensão dos sistemas aumenta, este procedimento torna-se cada vez mais difícil e oneroso uma vez que necessita de técnicas e recursos humanos especializados.

Cada ZMC deve ser concebida considerando não só a garantia da pressão mínima de serviço, mas também a pressão máxima e a manutenção de um nível de pressões estável. Sempre que possível, e de forma a reduzir o número de extremidades, deve-se ter em conta as condições de fronteira naturais do sistema, grupos elevatórios, reservatórios e Válvulas Redutoras de Pressão (VRP). Por outro lado, deve-se tentar isolar partes da rede com comportamento hidráulico semelhante, idênticos padrões de consumo, semelhante estado de conservação e estabilidade dos parâmetros relacionados com a qualidade da água. A experiência tem demonstrado que, primeiro, é preferível dividir a rede em vários sectores de grande dimensão (geralmente entre 10 000 e 50 000 ramais, de forma a constituir “andares” de pressão e/ou áreas abastecidas a partir de diferentes pontos de origem de água). Este procedimento permite, desde logo, controlar a pressão, minimizar os inconvenientes relacionados com a qualidade da água e reduzir os custos decorrentes do reforço da capacidade de transporte do sistema em resultado da sectorização. Posteriormente, cada sector pode ser subdividido em sectores progressivamente mais pequenos, tendo em conta os níveis de operação dos reservatórios, o desnível topográfico, o estado de conservação das infra-estruturas, a densidade de ramais, os limites entre municípios, os cursos de água e as infra-estruturas rodoviárias e ferroviárias principais, e, ainda, as condições normais de operação e comportamento global do sistema. Neste contexto, há ainda que referir que cada sector ou subsector do sistema deve ser abastecido preferencialmente a partir de um único ponto de alimentação, uma vez que é mais fácil de implementar,

permite reduzir os erros de medição do caudal, e, ainda, é melhor compreendido pelos operadores do sistema. Por outro lado, devem-se privilegiar os pontos de alimentação a partir de reservatórios, já que estes permitem equilibrar as flutuações de consumo e as pressões a jusante, e, ainda, otimizar o sistema adutor a montante (Thornton *et al.*, 2008). Na Figura 2.1 faz-se referência aos principais pontos de monitorização do caudal ao longo de um sistema de abastecimento de água, quer em termos de avaliação da evolução dos consumos, quer para a identificação das perdas de água ao longo da rede.

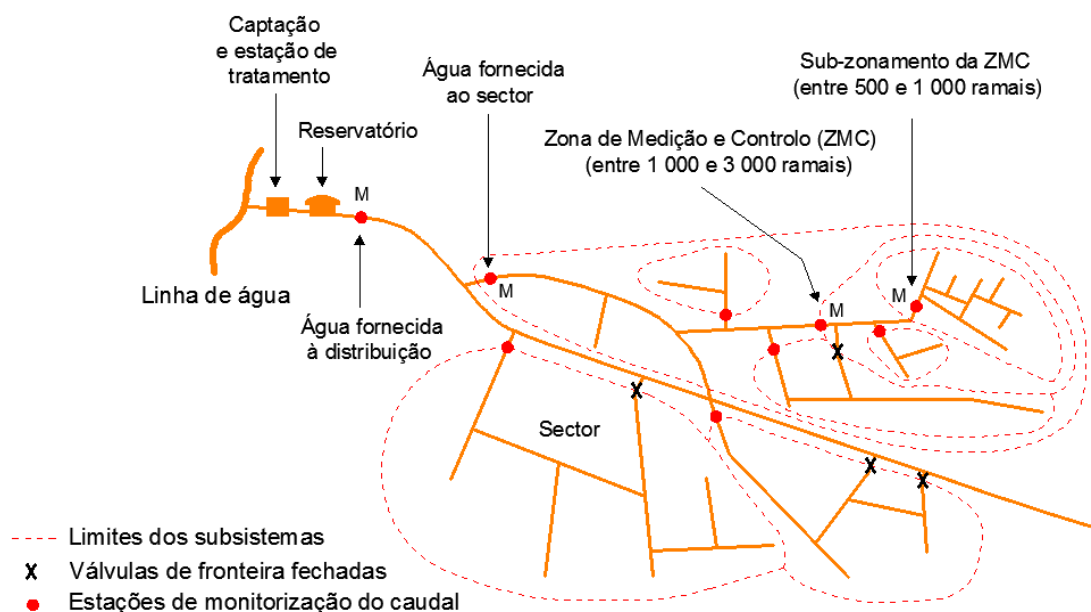


Figura 2.1 – Sectorização do sistema e pontos de monitorização do caudal. Adaptado de Farley (2001).

Embora a dimensão das ZMC possa estar relacionada com o número de ramais e/ou a extensão da rede, a topologia depende fundamentalmente do traçado da rede, do desnível topográfico e do comportamento hidráulico do sistema. A estas, acresce-se ainda o facto da disponibilidade financeira da Entidade Gestora poder condicionar, quer o número, quer a dimensão das ZMC, já que a sua implementação terá custos associados. Se, por um lado, a divisão em pequenas ZMC se traduz num custo mais elevado (devido à necessidade de um maior número de válvulas de fronteira e estações de monitorização do caudal), por outro, a gestão do sistema torna-se progressivamente mais complexa e dispendiosa à medida que a dimensão das ZMC aumenta (devido à dificuldade de identificar as perdas de água e de as manter a níveis considerados satisfatórios). Assim, a dimensão para cada ZMC deve ter em conta a análise custo/benefício entre diferentes soluções alternativas, tendo em conta as particularidades de cada sistema. Neste campo, a experiência tem evidenciado que em áreas urbanas a dimensão média para as ZMC deve estar compreendida entre 500 e 3 000 ramais, podendo vir a ser reduzida para valores da ordem dos 500 a 1 000 ramais em sistemas mais antigos. Porém, não se recomendam valores acima dos 5 000 ramais, pelo facto de se tornar mais difícil a localização de fugas. Em alternativa, em zonas com baixa densidade de ramais pode optar-se por definir as ZMC com base na extensão de rede, pelo facto de o custo de localização de

fugas estar mais relacionado com o comprimento da rede do que propriamente com o número de ramais. Neste contexto, os valores recomendados variam entre 5 e 10 km, podendo vir a ser adoptados valores superiores em sistemas de grande dimensão (WRc, 1994; Morrison *et al.*, 2007).

Na literatura da especialidade existem vários exemplos relacionados com a concepção de ZMC (Farley e Trow, 2003; Morrison *et al.*, 2007; Pilcher *et al.*, 2007; Di Nardo e Di Natale, 2011), pelo que várias metodologias têm vindo a ser desenvolvidas com o intuito de estimar os custos e os benefícios associados à sectorização de sistemas de distribuição de água (WRc, 1994; Mckenzie e Langenhoven, 2001; Loveday e Dixon, 2005; Awad *et al.*, 2009; Gomes *et al.*, 2011). No entanto, existem algumas desvantagens decorrentes da sectorização que não deverão ser esquecidas, nomeadamente, o acréscimo do número de condutas de extremidade e alteração do comportamento hidráulico do sistema, que poderão afectar a qualidade da água, os custos associados à instalação de condutas e estações de monitorização, e, ainda, as dificuldades inerentes à manutenção e sustentabilidade das ZMC a médio e longo prazo (Loveday e Dixon, 2005).

2.1.2. Implementação e integridade de Zonas de Medição e Controlo

Definida a topologia e as condições de fronteiras de cada ZMC, interessa proceder à sua implementação e validação. Este processo, em redes mais extensas, pode tornar-se complexo e dispendioso, quer devido à ausência de cadastro actualizado das infra-estruturas, quer, ainda, à necessidade de obras de Construção Civil e instrumentação do sistema.

Tradicionalmente, a implementação e verificação da integridade de cada ZMC baseia-se no isolamento e monitorização contínua da pressão, dentro e fora da ZMC, processo conhecido como *Zero Pressure Test*. Esta técnica permite verificar se ficou alguma conduta por seccionar, ou, ainda, alguma válvula danificada ou por fechar na zona de fronteira. Em suma, o método baseia-se na monitorização contínua da queda de pressão dentro da ZMC (até zero), e na avaliação progressiva do diferencial de pressão entre a ZMC e as zonas adjacentes, em resultado das perdas de água e do consumo na rede. Se a pressão dentro da ZMC baixar rapidamente, significa que a zona está, muito provavelmente, isolada, ou seja, se existir alguma ligação desconhecida, à partida será pouco expressiva. Caso contrário, deve-se provocar uma quebra de pressão dentro da ZMC, abrindo, por exemplo, um hidrante para induzir a circulação da água no sistema. Se voltar a estabilizar após o fecho do hidrante, poderá, eventualmente, haver uma qualquer ligação desconhecida, pelo que deverá ser identificada (geralmente está relacionado com uma condutas de pequeno diâmetro por seccionar ou uma válvula de fronteira danificada). Caso a pressão dentro da ZMC aumente, significa que existe, efectivamente, uma qualquer ligação desconhecida entre a ZMC e uma qualquer zona adjacente. Durante o ensaio deve ainda ter-se a preocupação de identificar possíveis ligações clandestinas ou perdas de água relevantes dentro da ZMC, que poderão compensar possíveis caudais afluentes à ZMC, quer através de ligações desconhecidas, quer através de válvulas de fronteira

danificadas. Além disso, deve-se evitar também a contaminação da água potável em resultado da redução da pressão e do eventual aumento do número de roturas devido à flutuação da pressão.

O recurso a este método pressupõe a realização dos ensaios durante o período nocturno, entre a 1 e as 5 horas da madrugada, depois de advertidos todos os utilizadores afectados. Além disso, há que ter em conta que poderá prolongar-se durante alguns dias/semanas, pelo que deverá ter-se em consideração que quanto maior a sua duração, maior a probabilidade de se cometerem erros, quer ao nível do fecho de ligações (por esquecimento), quer por descoordenação entre as várias equipas que possam estar envolvidas (Hamilton, 2007; Morrison *et al.*, 2007).

2.1.3. Gestão e exploração de Zonas de Medição e Controlo

A experiência tem demonstrado que a sectorização reduz substancialmente a complexidade da gestão e exploração dos sistemas de distribuição de água, sobretudo no que diz respeito à monitorização do caudal, da pressão, dos níveis operacionais dos reservatórios, do modo de operação de válvulas e grupos elevatórios, e, ainda, dos parâmetros relacionados com a qualidade da água. Além do mais, facilita a previsão e identificação das tendências de consumo a médio e longo prazo, permite caracterizar os vários padrões de consumo (diário, mensal e sazonal), estimar o valor global das perdas de água, controlar o volume global de facturação, facilitar a recolha de dados para aplicações em Engenharia, promover o *benchmarking* entre Entidades Gestoras, direccionar e calendarizar os investimentos durante o horizonte de projecto, entre outros. Em suma, permite perceber a situação actual, antever a evolução futura e ajustar a gestão e exploração dos sistemas de distribuição de água em função das alterações que vão surgindo ao longo do tempo. São vários os exemplos práticos, um pouco por todo o mundo, onde a sectorização permitiu estabelecer sistemas hidraulicamente mais eficientes e eficazes (WRc, 1994; Tzatchkov *et al.*, 2006; Awad *et al.*, 2009; Kovač e Kondres, 2009; Di Nardo e Di Natale, 2011).

Actualmente, a monitorização do caudal ao longo do sistema representa a principal actividade exercida pelas Entidades Gestoras no âmbito da gestão e exploração dos sistemas de abastecimento de água, quanto mais não seja para controlar o volume total de perdas e o volume de facturação. Neste contexto, o volume total de perdas é um forte indicador da eficiência¹ e eficácia² de uma Entidade Gestora, facilmente perceptível por toda a população. Contudo, a quantificação e redução das perdas num sistema de abastecimento de água não são tarefas fáceis. Os cálculos são complexos, porque as perdas não podem ser medidas directamente, requerendo um processo iterativo de cálculo do qual fazem parte, não só valores medidos, mas também valores estimados. A aplicação do balanço hídrico para um determinado espaço temporal (método volumétrico), permite, numa primeira fase, ter consciência do valor global das perdas de

¹ A eficiência avalia até que ponto os recursos disponíveis são utilizados de modo optimizado para garantir a prestação do serviço.

² A eficácia avalia até que ponto os objectivos de gestão, previamente fixados, foram cumpridos.

água, usando a diferença entre o volume total de água entrada no sistema e o volume total de consumo autorizado (medido e/ou estimado), podendo as perdas ser expressas em percentagem da água entrada no sistema durante esse espaço temporal (dias, semanas ou meses). Posteriormente, caso se pretenda fazer um estudo mais detalhado, é preferível recorrer à interpretação do Caudal Mínimo Nocturno (CMN), para o qual é mais fácil estimar as várias componentes do consumo e das perdas (reais e aparentes). A Figura 2.2 resume os métodos a seguir pelas Entidades Gestoras para a gestão das perdas de água (Havlik, 2006).

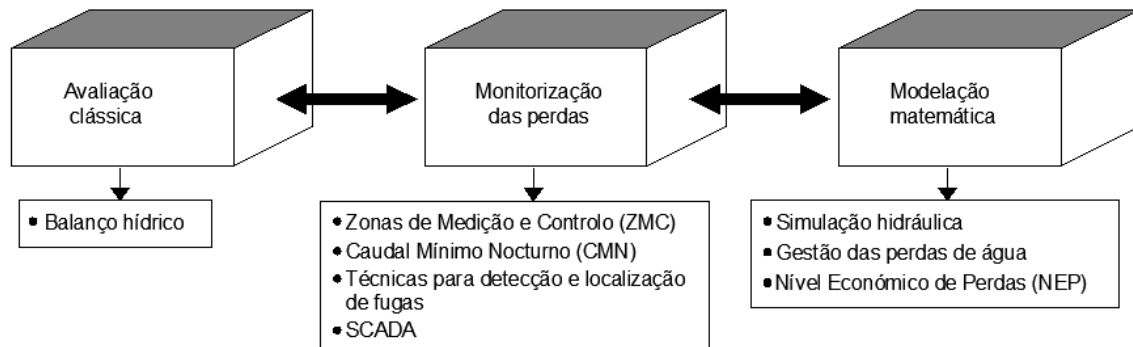


Figura 2.2 – Métodos para gestão das perdas de água. Adaptado de Havlik (2006).

Como exemplo, a variação do consumo ao longo do dia e ao longo da semana, numa zona predominantemente residencial, poderá ter um comportamento idêntico ao apresentado na Figura 2.3.

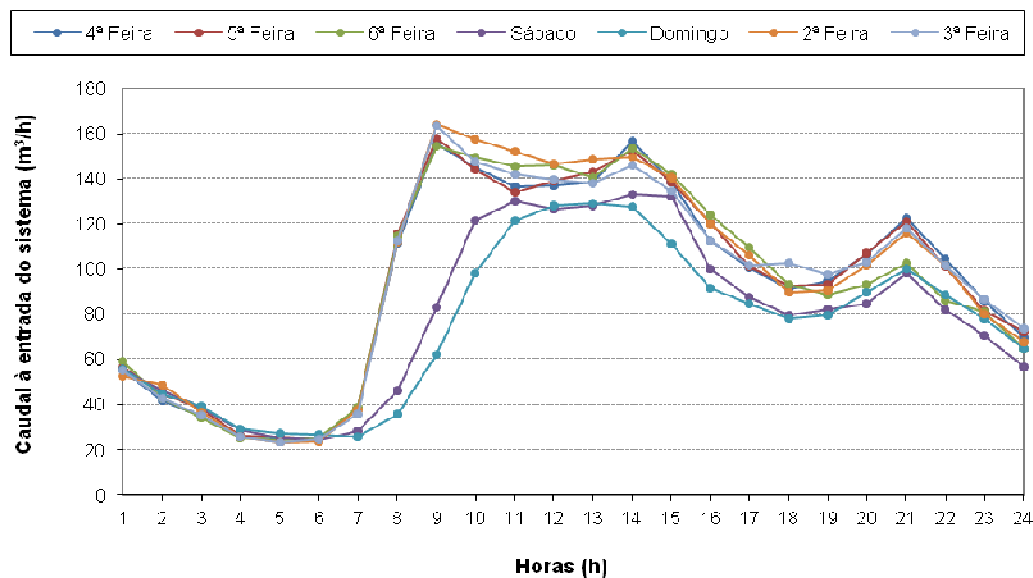


Figura 2.3 – Comportamento típico de consumo, numa zona predominantemente residencial, ao longo do dia e ao longo da semana.

2.1.3.1. Balanço hídrico

A auditoria ao uso da água é, sem dúvida, um instrumento indispensável para a avaliação do desempenho interno de uma Entidade Gestora, quando realizada anualmente e de forma sistemática. Por outro lado, a importância do controlo das perdas de água faz com que, na maior parte dos casos, as auditorias estejam relacionadas com esta componente, e dirigidas sobretudo para a realização de balanços hídricos. No entanto, deve ser abandonado sempre que se pretenda comparar a eficiência com outras Entidades Gestoras ou entre zonas do mesmo sistema com características distintas, uma vez que não tem em conta os factores específicos de cada sistema, que por sua vez estão relacionados com as perdas de água, entre os quais: o material e comprimento das condutas, topografia, densidade de ramais, solicitação do sistema, pressão média de serviço quando o sistema se encontra pressurizado, qualidade de manutenção e operação do sistema, frequência e duração média de roturas, entre outros. Assim, para comparar o desempenho entre Entidades Gestoras, os indicadores de desempenho serão mais adequados (Marques *et al.*, 2005). Na Figura 2.4 esquematizam-se os diversos tipos de perdas existentes num sistema de abastecimento de água, e na Figura 2.5 são indicados os principais pontos de monitorização do caudal, desde a captação até à zona de consumo.

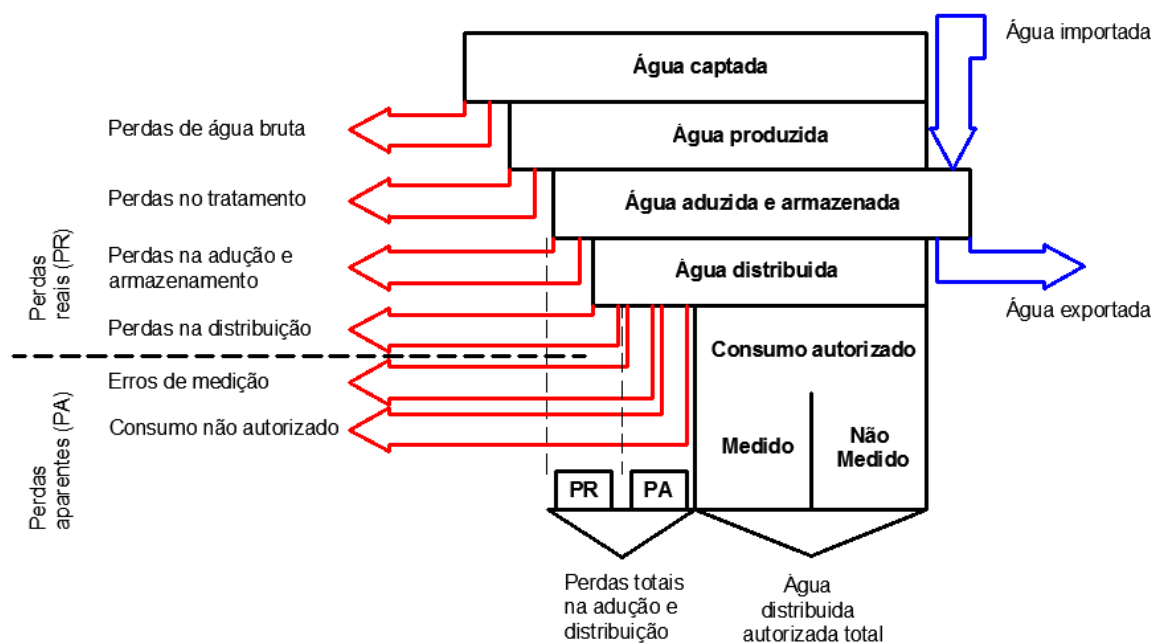


Figura 2.4 – Diversos tipos de perdas existentes num sistema de abastecimento de água.
Fonte: Mendes (2003).

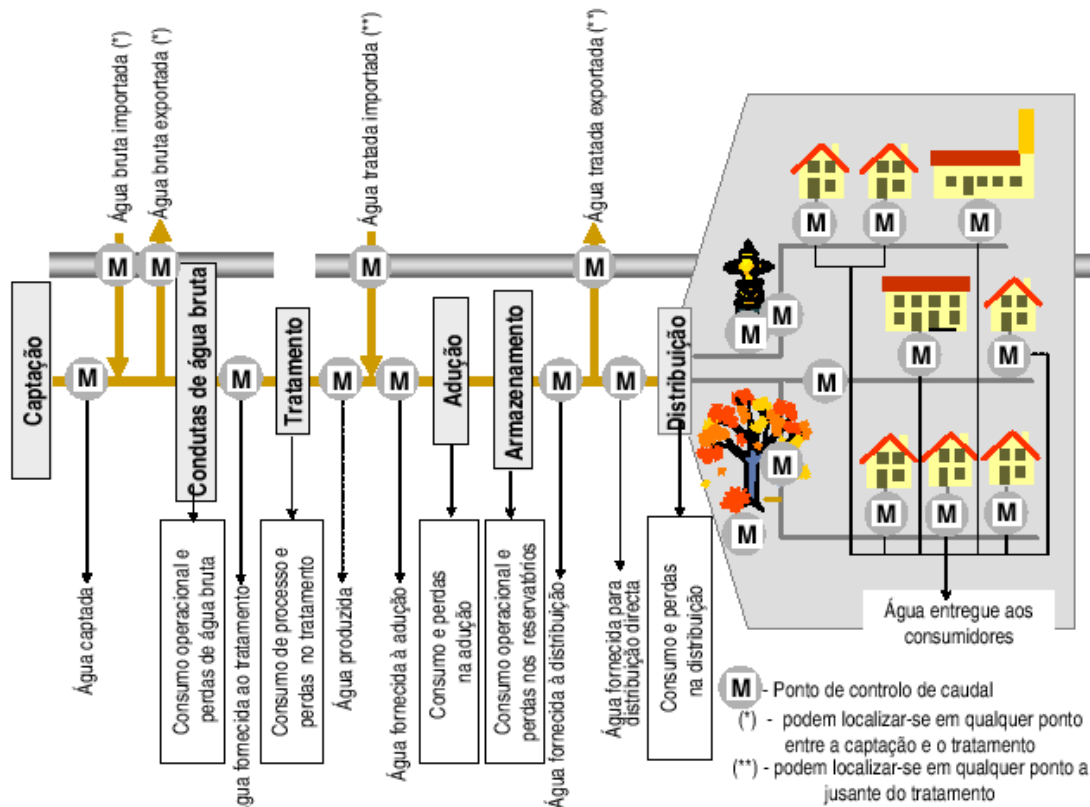


Figura 2.5 – Pontos de monitorização do caudal ao longo de um sistema de abastecimento de água.
 Fonte: Alegre *et al.* (2005).

O balanço hídrico é calculado normalmente para um período de 12 meses, estando relacionado com as estimativas dos volumes de água em cada ponto de monitorização do caudal assinalado na Figura 2.5, representando a média anual de todos os componentes. O Quadro 2.1 ilustra o procedimento de cálculo para o balanço hídrico, de acordo com a terminologia recomendada pela *International Water Association* (IWA) (Lambert e Hirner, 2000; Alegre *et al.*, 2004).

Os passos para calcular a água não facturada e as perdas de água são os seguintes (Guia do IRAR):

Passo 0: Definir os limites exactos do sistema (ou sector de rede) a auditar e as datas de referência (definindo um período de um ano);

Passo 1: Determinar o volume de água entrada no sistema e introduzir na coluna A;

Passo 2: Calcular o consumo facturado medido e o consumo facturado não medido e incluir na coluna D e introduzir o total destes como consumo autorizado facturado (coluna C) e como água facturada (coluna E);

Passo 3: Determinar o volume de água não facturada (coluna E) subtraindo a água facturada (coluna E) à água entrada no sistema (coluna A);

Passo 4: Definir o consumo não facturado medido e o consumo não facturado não medido na coluna D e registar o total em consumo autorizado não facturado na coluna C;

Passo 5: Somar os volumes correspondentes ao consumo autorizado facturado e ao consumo autorizado não facturado da Coluna C e introduzir o resultado como consumo autorizado (coluna B);

Passo 6: Calcular as perdas de água (coluna B) como a diferença entre a água entrada no sistema (coluna A) e o consumo autorizado (coluna B);

Passo 7: Avaliar, usando os melhores métodos disponíveis, as parcelas do uso não autorizado e dos erros de medição (coluna D), somá-las e registar o resultado em perdas aparentes (coluna C);

Passo 8: Calcular as perdas reais (coluna C) subtraindo as perdas aparentes (coluna C) às perdas de água (coluna B);

Passo 9: Avaliar as parcelas das perdas reais (coluna D) usando os melhores métodos disponíveis (análise de caudais nocturnos, dados de medição zonada, cálculos de frequência/caudal/duração das roturas, modelação de perdas baseadas em dados locais sobre o nível base de perdas, entre outros), somá-las e comparar com o resultado das perdas reais (coluna C).

Quadro 2.1 – Componentes do balanço hídrico. Fonte: Alegre *et al.* (2004)

A	B	C	D	E
Água entrada no sistema [m ³ /ano]	Consumo autorizado [m ³ /ano]	Consumo autorizado facturado [m ³ /ano]	Consumo facturado medido (incluindo água exportada) [m ³ /ano]	Água facturada [m ³ /ano]
			Consumo facturado não medido [m ³ /ano]	
		Consumo autorizado não facturado [m ³ /ano]	Consumo não facturado medido [m ³ /ano]	Água não facturada (perdas comerciais) [m ³ /ano]
			Consumo não facturado não medido [m ³ /ano]	
	Perdas de água [m ³ /ano]	Perdas aparentes [m ³ /ano]	Consumo não autorizado [m ³ /ano]	
			Perdas de água por 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 ramais de ligação (a montante do ponto de medição) [m ³ /ano]		

As componentes do balanço hídrico, e a terminologia recomendada pela IWA, podem ser encontradas em várias publicações (Lambert e Hirner, 2000; Alegre *et al.*, 2004):

A *água captada* consiste no volume anual de água obtido a partir de captações de água bruta para entrada em estações de tratamento de água. A *água bruta, importada ou exportada* diz respeito ao volume anual de água bruta transferido de ou para outros sistemas de adução e distribuição. Enquanto a *água fornecida ao tratamento* se refere ao volume anual de água bruta que aflui às instalações de tratamento. A *água produzida* consiste no volume anual de água tratada que é fornecida às condutas de adução ou directamente ao sistema de distribuição. A *água fornecida à adução* refere-se ao volume anual de água tratada que aflui ao sistema de adução e a *água fornecida para distribuição* corresponde ao volume anual de água tratada que aflui ao sistema de distribuição. A *água fornecida para distribuição directa* diz respeito ao volume de água correspondente à diferença entre a água fornecida para distribuição e a água tratada exportada, enquanto a *água entrada no sistema* se refere ao volume anual introduzido na parte do sistema de abastecimento de água que é objecto do cálculo do balanço hídrico. O *consumo autorizado* diz respeito ao volume anual de água, medido ou não medido, facturado ou não, fornecido a consumidores registados, à própria Entidade Gestora e a outros que estejam implícita ou explicitamente autorizados a fazê-lo para usos domésticos, comerciais ou industriais. Finalmente as *perdas de água* dizem respeito ao volume de água correspondente à diferença entre a água entrada no sistema e o consumo autorizado. As perdas de água podem ser calculadas para todo o sistema ou para subsistemas, como sejam a rede de água não tratada, o sistema de adução, o sistema de distribuição ou zonas do sistema de distribuição. Em cada caso as componentes do cálculo devem ser consideradas, em conformidade com a situação em análise. As perdas de água dividem-se em perdas reais e perdas aparentes. No que se refere às *perdas reais*, estas, dizem respeito ao volume de água correspondente às perdas físicas de água do sistema em pressão, até ao contador do cliente (utilizador). O volume anual de perdas através de todos os tipos de fissuras, roturas e extravasamentos depende da frequência, do caudal e da duração média da cada fuga. A parcela das *perdas aparentes* contabiliza todos os tipos de imprecisões associadas às medições de água produzidas e da água consumida (relacionadas com a qualidade da água, condições climáticas adversas, presença de ar nas condutas, ausência de calibração de contadores, existência de reservatório domiciliários, dimensionamento e instalação incorrecta de contadores, desactualização do cadastro de utilizadores e métodos de leitura e facturação ineficientes), e ainda o consumo não autorizado (por furto ou uso ilícito). Por fim, a *água não facturada* consiste no volume de água correspondente à diferença entre os totais anuais da água entrada no sistema e do consumo autorizado facturado. A água não facturada inclui não só as perdas reais e aparentes, mas também o consumo autorizado não facturado.

2.1.3.2. Caudal mínimo nocturno

Qualquer iniciativa cujo objectivo seja a redução das perdas de água pressupõe o conhecimento das suas componentes e a forma como estas se relacionam entre si. A partir da interpretação do CMN é possível estabelecer um critério mais ou menos rigoroso para estimativa das várias componentes das perdas, já que, durante a noite, grande parte da população não se encontra “activa” e os consumos existentes podem ser mais facilmente medidos e/ou estimados. Um estudo realizado no Reino Unido, e que decorreu durante aproximadamente quatro anos, envolvendo alguns especialistas das maiores Entidades Gestoras do País, permitiu especificar uma terminologia e o tipo de medição mais adequado a cada componente das perdas, compreender as várias componentes das perdas e identificar os pontos onde a ocorrência é mais provável, estabelecer uma relação entre as pressões e as perdas e os benefícios associados à gestão da pressão. Este estudo pode ser consultado em nove relatórios, publicados pela *UK Water Industry*, designados *Managing Leakage Reports* (WRc, 1994).

O procedimento pressupõe a identificação e eliminação de ligações clandestinas e dos erros de leitura associados à idade dos contadores, a caracterização rigorosa da topologia da rede, a utilização de medidores de caudal adequados ao volume a medir e um número significativo de amostras de forma a obter resultados o mais próximo possível da realidade. A percentagem de cada uma das componentes do CMN varia de sistema para sistema em função do tipo de ocupação (residencial, industrial, comercial e serviços públicos), do nível socioeconómico da região, da dimensão do sistema, do número de consumidores e do estado de conservação das infra-estruturas. Durante o período de CMN, geralmente entre a 1 e as 5 horas da madrugada, em zonas predominantemente residenciais a variação de consumo não é significativa, podendo existir alguma variabilidade ao longo do ano e ao longo dos dias da semana (ver Figura 2.3), fruto da sazonalidade e, eventualmente, das actividades comerciais, industriais e de serviços públicos que possam existir nessa zona da rede durante o período nocturno. A estimativa da população “activa”, entenda-se como população “activa” a população que consome água durante o período de CMN, não é tarefa fácil, sobretudo em sistemas de pequena dimensão (número reduzido de utilizadores) e/ou no caso de existirem reservatórios prediais para fazer face aos consumos diários (De Marchis *et al.*, 2010). No que se refere ao número de roturas, estas variam com a pressão de serviço, idade, material e estado de conservação das infra-estruturas. Um aumento excessivo e injustificado do volume de água à entrada do sistema durante o período de CMN, poderá ser sinónimo de ligação clandestina ou rotura que deverá ser localizada e reparada logo que possível. Uma vez estimado o consumo e reparadas as roturas, é possível fazer uma estimativa para o volume total de perdas (reais e aparentes) a partir da diferença entre o volume total de água que entra no sistema e o volume total de consumo autorizado (medido e/ou estimado). Neste caso, é importante identificar todos os consumos pontuais que possam influenciar os caudais nocturnos, e, sempre que possível, deve estudar-se a possibilidade de fechar temporariamente essas ligações, de forma a minimizar os erros de medição. Por outro lado, para fazer face às pequenas variações de consumo instantâneas durante o período de CMN, é frequente utilizar a hora como período mínimo de referência e

um programa de monitorização de pelo menos 7 dias. Além disso, deve ter-se em conta que nos sistemas em que o fornecimento de água não é contínuo é frequente encontrar reservatórios prediais para fazer face aos consumos diários, que poderão ter um grande impacto ao nível da estimativa do caudal, sobretudo se o enchimento for realizado durante a noite, caso não se tenha conhecimento da sua existência. As componentes associadas ao CMN podem ser consultadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Componentes do CMN. Adaptado de WRc (1994).

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

* Ponto de entrega: corresponde aos limites de propriedade e/ou contadores.

Terminologia recomendada pela *UK Water Industry*:

Caudal mínimo nocturno: Caudal à entrada do sistema ou subsistema durante o período de menor consumo (geralmente entre a 1 e as 5 horas da madrugada);

Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega: Caudal medido/estimado no ponto de entrega durante o período de menor consumo;

Perdas a montante do ponto de entrega: Diferença entre o caudal mínimo nocturno e o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega (corresponde às perdas no ramal de ligação a montante do ponto de entrega, e, ainda, às perdas na rede de distribuição, armazenamento, adução e tratamento);

Consumo medido e/ou estimado: Corresponde ao somatório do consumo autorizado, medido e/ou estimado, ao nível do ponto de entrega (diz respeito aos grandes consumos não domésticos, pequenos consumos não doméstico e consumos domésticos);

Perdas reais: Diferença entre o caudal mínimo nocturno e o consumo medido e/ou estimado (inclui as perdas de água a montante e a jusante do ponto de entrega);

Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega: Corresponde à diferença entre o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega e o consumo medido e/ou estimado (diz respeito ao volume das perdas de água na rede predial, a jusante do contador).

Tendo como referências o consumo e as perdas de água medidos/estimados durante o período CMN, é possível, posteriormente, extrapolar esses valores para as restantes horas do dia, em função da variação das condições de pressão entre o período nocturno e o diurno (assunto que será abordado mais à frente). Por outro lado, deve notar-se que uma parte do consumo pode ser assumida como independente da pressão (enchimento de autoclismos e reservatórios prediais, máquinas de lavar roupa e loiça) e o restante como dependente da pressão (uso de chuveiros e lavatórios, rega de jardins, entre outros). Embora o consumo considerado como independente da pressão não seja afectado pela flutuação da pressão (apenas influencia o tempo enquanto o consumo está a decorrer até atingir o volume pré-estabelecido), o excesso de pressão (acima do estritamente necessário para satisfação da procura) fará aumentar o consumo considerado como dependente da pressão, afectando assim o consumo total. As perdas de água a jusante do contador são facturadas e são consideradas como dependentes da pressão – importante para sistemas com elevada densidade de contadores.

Como exemplo, no Reino Unido, no início da década de 1990, foram realizadas várias experiências no sentido de estimar as várias componentes do consumo e das perdas durante o período nocturno. Desde então, estes valores têm vindo a ser usados como referência no que diz respeito à definição de metodologias para suporte à gestão e exploração de sistemas de abastecimento de água, Quadro 2.3 e Quadro 2.4.

Quadro 2.3 – Categorias para os pequenos consumos não domésticos. Adaptado de WRc (1994).

Categoria	Tipo de utilizador
Grupo A	Bancos, igrejas, estações de tratamento de água potável e águas residuais
Grupo B	Centros comerciais, escritórios, lavandarias, grandes consumidores domésticos, estações de garagens, pousadas/residenciais, zona de caravanas
Grupo C	Hotéis, escolas, restaurantes, cafés, edifícios públicos
Grupo D	Hospitais, indústrias, WC públicos
Grupo E	Edifícios antigos

Quadro 2.4 – Componentes do CMN para uma pressão de serviço de 50 m c.a.. Adaptado de WRc (1994).

Componentes		Valores e método de avaliação
Rede de distribuição e ramal de ligação até ao limite de propriedade (caudal dependente da pressão)		
Rede de distribuição	Perdas de base *	40 l/km/h x Comprimento da rede (km)
Rede de distribuição	Roturas visíveis	Número x Caudal (depende do diâmetro da conduta)
Rede de distribuição	Roturas não visíveis	Número x Caudal (depende do diâmetro da conduta)
Ramal de ligação (até limite de propriedade)	Perdas de base *	3 l/ramal/h x Número de ramais
Ramal de ligação (até limite de propriedade)	Roturas visíveis e não visíveis	Número de roturas x 1,6 m ³ /h
Ramal de ligação a jusante do limite de propriedade (caudal dependente da pressão)		
Ramal de ligação (até à rede predial)	Perdas de base *	0,5 l/ramal/h x Número de ramais
Ramal de ligação (até à rede predial)	Roturas visíveis e não visíveis	Número de roturas x 1,6 m ³ /h
Rede predial	Perdas de base *	0,5 l/fogo/h x Número de fogos
Consumo nocturno (caudal dependente e independente da pressão)		
Consumos domésticos	Consumo normal **	1,7 l/fogo/h x Número total de fogos ou 0,6 l/habitante/h x População total (média de 2,8 habitante/fogo)
Pequenos consumos não domésticos (ver Quadro 2.3)	Grupo A	0,9 l/ramal/h x Número utilizadores
	Grupo B	6,2 l/ramal/h x Número utilizadores
	Grupo C	12,6 l/ramal/h x Número utilizadores
	Grupo D	20,5 l/ramal/h x Número utilizadores
	Grupo E	60,0 l/ramal/h x Número utilizadores
Grandes consumos não domésticos	Consumo individual (> 500 l/h)	Soma individual dos vários consumos

* De acordo com o estado de conservação das infra-estruturas, estes valores podem variar relativamente ao valor médio de $\pm 50\%$

** Corresponde a aproximadamente 17% de fogos “activos” ou 6% de população “activa”, considerando um consumo médio 10 l/h

2.1.3.3. Gestão das perdas de água

Se por um lado as perdas de água não têm todas a mesma importância, por outro, a correcta caracterização das perdas constitui um dos principais indicadores de desempenho para as Entidades Gestoras, já que a sua ocorrência é inevitável. As perdas de água têm, acima de tudo, dois efeitos relevantes: representam desperdício de recursos naturais (consequências ambientais) e constituem uma parcela significativa no custo total de produção (consequências económicas). Uma revisão muitíssimo abrangente sobre a gestão das perdas de água pode ser consultada no trabalho desenvolvido por Puust, Kapelan, Savic e Koppel (2010).

Com base na experiência da Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento do município de Campinas (Brasil), ao comparar as perdas de água nas condutas da rede de distribuição e nos ramais de ligação, verificou-se que a maior parte das perdas ocorre nos ramais (excepto nos casos de baixa densidade de ramais). Por outro lado, em termos de volume perdido, a incidência é maior nas condutas da

rede de distribuição de água. As Figuras 2.6 e 2.7 mostram, respectivamente, um esquema de sistema de distribuição de água e os locais com maior probabilidade de ocorrência de perdas de água. A Figura 2.8 mostra, alguns exemplos elucidativos de perdas de água, em diversas zonas de um sistema de distribuição de água.

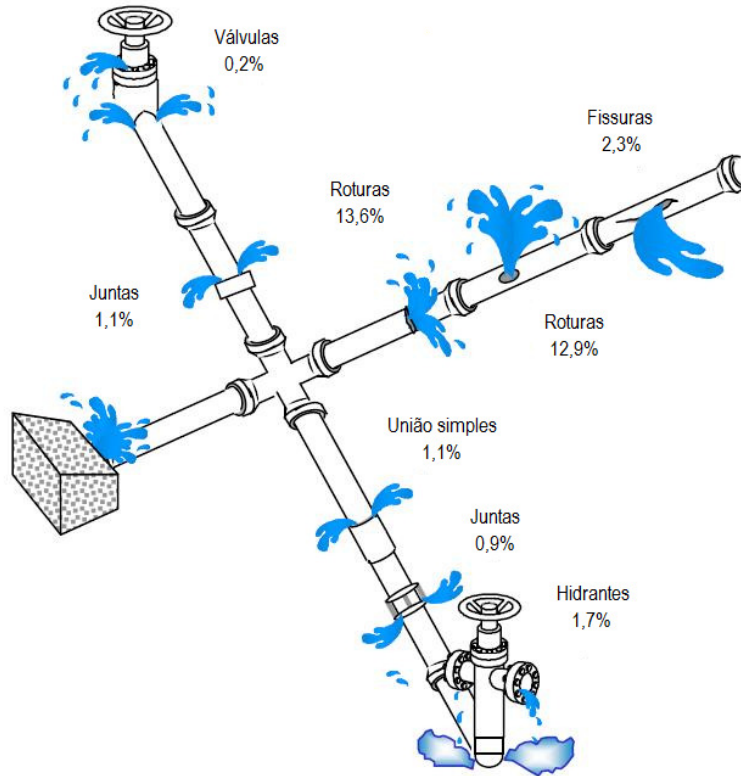


Figura 2.6 – Perdas de água nas redes de distribuição. Adaptado de DTA A2 (2004).

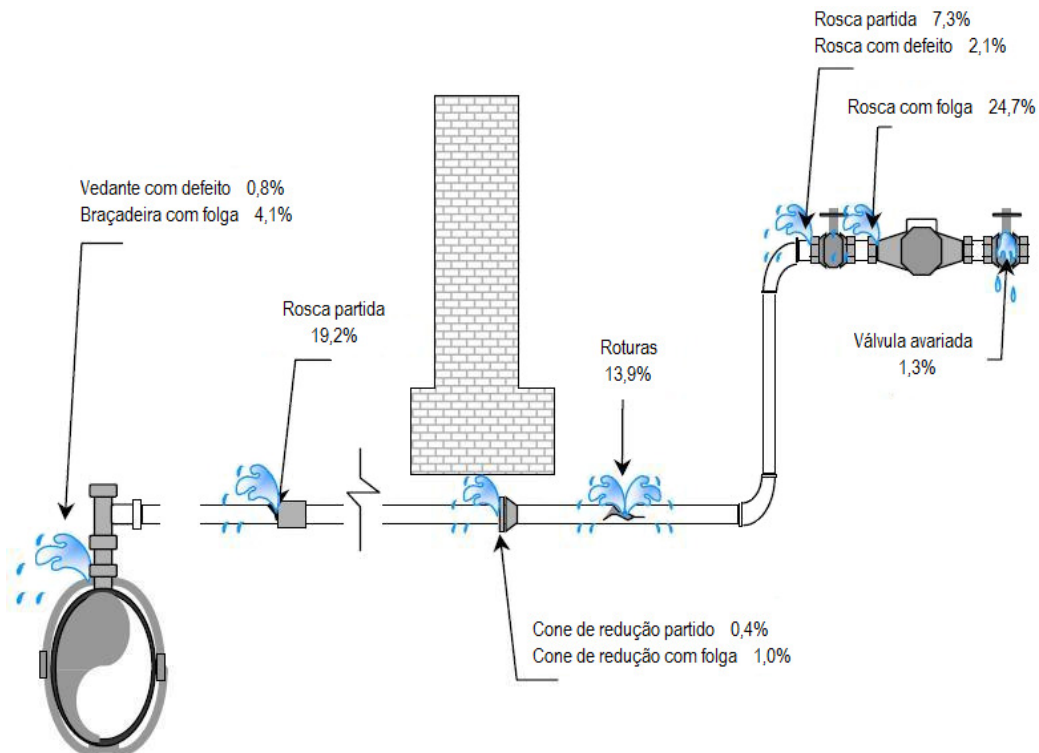


Figura 2.7 – Perdas de água nos ramais de ligação. Adaptado de DTA A2 (2004).



Figura 2.8 – Perdas de água em diversas zonas de um sistema de distribuição de água.

De um modo geral, as perdas de água provocadas por roturas nas condutas da rede de distribuição não contribuem necessariamente para um grande volume de água perdida, particularmente se a água for visível à superfície ou ocorrer uma quebra de pressão acentuada, já que a reparação ocorre praticamente logo que são detectadas. As perdas de água através de pequenos orifícios, podem conduzir a um maior volume de água perdida se ocorrerem por períodos de tempo longos (Morrison, 2004). Neste contexto, o controlo activo de perdas de água assume uma importância relevante e pode ser entendido em três procedimentos relacionados com a rapidez e a qualidade das reparações (ver Figura 2.9). O primeiro está relacionado com o tempo médio entre a ocorrência de uma fuga e a tomada de consciência da sua existência por parte da Entidade Gestora (DETECÇÃO). A estimativa das perdas pode ser feita através de programas de monitorização do caudal, de avaliação de indicadores de desempenho e/ou estimativa do balanço hídrico. O segundo corresponde ao tempo médio despendido pela Entidade Gestora para localizar a fuga, uma vez tida consciência da sua existência (LOCALIZAÇÃO). Por último, o terceiro diz respeito ao tempo médio despendido pela Entidade Gestora para a reparação das irregularidades, tendo em vista reduzir e/ou eliminar as fugas e roturas detectadas (REPARAÇÃO).

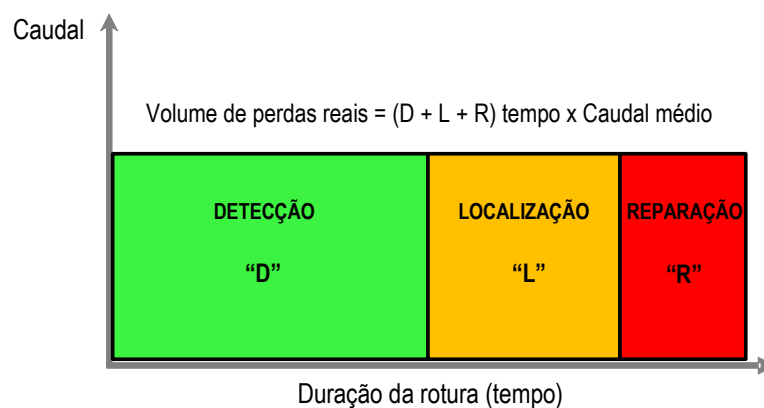


Figura 2.9 – Período de duração de rotura para uma dada pressão de serviço.
Adaptado de Pilcher *et al.* (2007).

2.1.3.3.1. Técnicas para detecção e localização de fugas

Tal como referido anteriormente, na maior parte das situações as roturas visíveis logo que reportadas são reparadas de imediato, pois produzem impactos negativos junto da população que afectam a imagem da Entidade Gestora. Contudo, a maior quantidade de água perdida deve-se às roturas não visíveis que, por não serem reportadas, podem tornar-se importantes caso a sua detecção e localização não seja imediata.

No âmbito da gestão sustentável dos sistemas de abastecimento de água, o combate às perdas é de longe a primeira medida a ser tomada, uma vez que a água que se perde tem custos económicos (produção e transporte) e ambientais (escassez dos recursos hídricos). Por outro lado, para que o combate às perdas de água tenha o sucesso esperado, é fundamental definir prioridades de intervenção e adequar os equipamentos e técnicas de pesquisa em função dos objectivos pretendidos. Primeiro, deve reduzir-se o raio de pesquisa e dirigir a equipa de inspecção para zonas tão próximas quanto possível das roturas procuradas. Para isso, podem ser adoptadas técnicas de localização aproximada, tais como (ver Quadro 2.5):

- A medição zonada ou sectorização da rede em ZMC;
- O sub-zonamento de ZMC;
- O fecho progressivo de válvulas (*Step Test*);
- A utilização de *Loggers* acústicos que nos últimos anos têm vindo a ganhar grande notoriedade.

Posteriormente, caso se justifique, poderão ser adoptadas técnicas de localização mais precisa, de forma a reduzir os custos de reparação (escavar apenas o indispensável). Neste domínio, pode referir-se o uso de (ver Quadro 2.6):

- Equipamentos que incorporam sensores acústicos (haste de escuta, geofone, hidrofone, correlador acústico, *Sahara* e *Smart Ball*);
- Injecção de traçadores;
- Observação das características do solo;
- Inspeção visual das infra-estruturas;
- Utilização de sensores térmicos;
- Utilização de radares de penetração no solo.

De qualquer forma, nenhuma das técnicas indicadas é totalmente fiável, pelo que o sucesso da pesquisa depende fundamentalmente do tipo de equipamento usado, técnica adoptada e experiência/motivação do operador (Covas, 1998; Hunaidi e Giamou, 1998; Hunaidi *et al.*, 2000; Farley, 2001; Farley e Trow, 2003; Hunaidi *et al.*, 2004; Gonçalves e Alvim, 2005; Sánchez *et al.*, 2005; Pilcher *et al.*, 2007).

Quadro 2.5 – Técnicas para detecção e localização aproximada de fugas.

Técnica	Descrição
Medição zonada ou sectorização da rede em ZMC	Embora a medição zonada ou sectorização da rede de distribuição de água não permita directamente o controlo de perdas (reais e aparentes), é crucial no que concerne à sua detecção, caracterização e distribuição espacial. Além disso, facilita a implementação de estratégias activas de controlo de perdas, a localização e a quantificação das perdas mediante implementação de níveis de zonamento progressivamente mais detalhado, o estabelecimento de prioridades de intervenção entre ZMC, a gestão das pressões ao longo do dia em função dos consumos, o controlo da facturação e a monitorização de parâmetros relacionados com a qualidade da água, entre outros.
Sub-zonamento de ZMC	Este procedimento consiste na divisão temporária da rede de distribuição de água ou ZMC, onde se suspeita a existência de fugas (geralmente abrange entre 500 e 1 000 ramais, sendo que os princípios de aplicação são em tudo idênticos aos adoptados para a medição zonada). Esta técnica é recomendada sobretudo para sistemas ou ZMC de grande dimensão, e permite dar a indicação da existência de fugas, caso se verifique uma redução de caudal não compatível com a redução do número e tipo de utilizadores na área isolada. Geralmente a medição de caudais é efectuada durante o período nocturno (durante uma ou mais noites), especialmente se esta operação tiver consequências ao nível do funcionamento da rede, do consumo ou na perturbação da circulação pedonal ou rodoviária. Em alternativa podem ser usados medidores de caudal portáteis, para controlar o caudal afluente/efluente a uma determinada zona da rede. Em qualquer dos casos, este procedimento acaba por ter um carácter temporário, terminando logo que os objectivos tenham sido conseguidos.
Fecho progressivo de válvulas (<i>Step Test</i>)	Este método baseia-se no registo contínuo do caudal à entrada do sistema ou ZMC e no fecho progressivo de válvulas de seccionamento de jusante para montante, na direcção do medidor de caudal. A eficácia desta técnica depende do instante/sequência do fecho progressivo de válvulas, sendo que se deve começar sempre pela válvula mais afastada do medidor de caudal. À medida que a área isolada vai sendo incrementada, o registo de caudal à entrada do sistema tende para zero. Após o fecho de cada válvula e estabilização do caudal, caso se verifique uma quebra significativa de caudal à entrada do sistema, não compatível com a redução do número e tipo de utilizadores na área isolada, esta pode estar relacionada com a presença de fugas que devem ser localizadas recorrendo a técnicas de pesquisa mais precisas. No entanto, há que ter em consideração as desvantagens associadas a este procedimento, designadamente, o corte do abastecimento de água aos utilizadores a jusante e a possibilidade de infiltração de águas subterrâneas devido à despressurização da rede. O período nocturno, durante o qual os consumos são mais baixos e as pressões na rede mais elevadas, aparenta ser a melhor altura para realizar estas operações. Além disso, o impacto causado à população e à circulação rodoviária também são substancialmente reduzidos durante o período nocturno. Há, ainda, que referir a possibilidade de a área a jusante isolada poder ser abastecida a partir de outras zonas da rede, durante a fase de ensaio. Neste caso, sempre que uma das válvulas é fechada outra poderá ser aberta, a começar pelas válvulas de fronteira entre outras zonas da rede e as zonas vizinhas. No entanto, há que ter em conta que o comportamento hidráulico global do sistema pode ser afectado devido à alteração da configuração da rede. Por último, refira-se que ao medidor de caudal deverá estar associado um sistema de telemetria de forma a registar a redução progressiva de caudal à entrada do sistema ou ZMC sempre que se feche uma válvula.
<i>Loggers</i> acústicos	O uso de <i>Loggers</i> acústicos programáveis e correladores automáticos de ruído têm vindo a ser cada vez mais usados para inspeccionar zonas da rede em busca de fugas, sobretudo em zonas mais sensíveis onde a interrupção do abastecimento ou a diminuição da pressão poderá afectar o consumo e a qualidade da água. Os <i>Loggers</i> devem estar dispostos em intervalos regulares e de forma a abranger toda a área onde seja expectável a existência de fugas, geralmente acoplados à conduta ou a acessórios metálicos através da base magnética integrada. Esta técnica assemelha-se à correlação simples, e baseia-se na monitorização contínua ou temporária da variação do ruído ao longo das condutas. Posteriormente, mediante a correlação cruzada entre o nível do ruído registado entre <i>Loggers</i> , é possível localizar fugas, verificar a necessidade de inspecção mais pormenorizada na vizinhança de um determinado <i>Logger</i> , ou então definir uma direcção preferencial de pesquisa, caso a fuga não esteja abrangida pelos dispositivos de registo. Neste contexto, destacam-se ainda os sistemas que incorporam mecanismos de alarme, que em caso de variação expressiva do ruído alertam a Entidade Gestora para a necessidade da sua investigação numa determinada zona da rede (incorporando ou não SIG ou GPS). Apesar das vantagens descritas, existem situações para as quais a divisão da rede e o fecho progressivo de válvulas é o mais adequado, sobretudo se o ruído produzido pelas fugas for reduzido ou forem desconhecidos pontos de consumo elevados.

Quadro 2.6 – Técnicas para localização mais precisa de fugas.

Técnica	Descrição
Sensores acústicos	Estes dispositivos permitem detectar o ruído produzido pela água quando se escapa através de pequenos orifícios, em resultado de fenómenos de cavitação e turbulência que apresentam uma certa gama de frequências dominantes. Embora os sensores acústicos aparentem ser os equipamentos mais usados pelas Entidades Gestoras para a localização de fugas, podem não ser os mais apropriados quando os ruídos de fundo se sobrepõem ao ruído emitido pelas fugas, quando as pressões são muito baixas ou os diâmetros muito elevados, ou, ainda, quando as fugas ocorrem em condutas não metálicas. Nestes casos, o ruído emitido pelas fugas é rapidamente atenuado pelo que dificulta a sua localização com recurso aos métodos clássicos acústicos, sendo inevitável o uso de outras técnicas. A fim de evitar grande parte dos problemas relacionados com o ruído de fundo, recomenda-se que os ensaios possam ocorrer durante o período nocturno, o que de certa forma também beneficia do ruído emitido pelas fugas, já que as pressões também são geralmente mais elevadas. De entre os vários equipamentos que incorporam sensores acústicos, destaca-se a haste de escuta, o geofone, o hidrofone, o correlador acústico, o <i>Sahara</i> e o <i>Smart Ball</i> .
Injecção de traçadores	Embora não represente actualmente uma opção corrente, devido ao risco de contaminação, no passado a injecção de traçadores na rede foi bastante usada. Recomenda-se quando os diâmetros das condutas são reduzidos e/ou o ruído emitido pela fuga é insuficiente para que possa ser detectado pelos equipamentos acústicos. Neste caso, a fuga constitui um ponto de saída do traçador facilmente detectável à superfície através de sensores ou inspecção visual. No entanto, caso se adopte um gás como traçador, deve-se ter em consideração a influência das condições atmosféricas, já que pode induzir a uma localização errada da fuga.
Observação das características do solo	Apesar da maior parte das infra-estruturas de abastecimento de água não estarem visíveis, existem situações em que a análise das características do solo à superfície permite denunciar a presença de uma fuga. Neste contexto, destacam-se os afloramentos irregulares de água à superfície, o aparecimento de vegetação ou musgos, a humidade anormal do solo, entre outros factores.
Inspecção visual das infra-estruturas	A inspecção visual das infra-estruturas está geralmente relacionada com o estado de condutas, reservatórios e acessórios, pelo que constitui uma das mais antigas actividades nos sistemas de abastecimento de água, dada a simplicidade de realização e o baixo custo operacional. Neste caso é possível distinguir duas situações: a inspecção visual directa e a inspecção visual com recurso a câmara de vídeo. A inspecção visual directa está relacionada com a observação simples de reservatórios, condutas e acessórios (geralmente localizados em caixas de visita ou à superfície). A inspecção visual com recurso a câmara de vídeo tem como objectivo observar condutas e juntas não acessíveis, pelo que constitui um meio rápido para verificação de alterações dimensionais (diâmetro interior e corrosão), resistência, presença de defeitos, deformação, entre outros. Apesar de não constituir actualmente uma opção corrente para localização de fugas (a não ser em situações excepcionais, já que implica a interrupção do abastecimento de água), a inspecção por câmara de vídeo controlada remotamente é uma técnica potencialmente utilizada no âmbito de programas de reabilitação de sistemas de abastecimento de água tendo em vista a redução de perdas.
Sensores térmicos	O uso de sensores térmicos para localização de fugas em sistemas de abastecimento de água ainda não está muito vulgarizado. No entanto, este método tem a vantagem de permitir identificar zonas da rede onde possam existir fugas, dado que as características térmicas do solo envolvente ficam alteradas devido à saturação. Essas desigualdades podem ser captadas através de câmaras de infravermelhos instaladas em aviões ou qualquer outro meio de transporte.
Radar de penetração no solo	O radar de penetração no solo pode ser usado para localizar fugas em condutas enterradas, a partir do reconhecimento das cavidades no solo (provocadas pela circulação da água perto da conduta) ou detectar segmentos da conduta que pareçam menos estáveis (na zona da rotura devido à saturação do solo envolvente). Ao penetrarem no solo, as ondas emitidas pelo radar são reflectidas parcialmente quando encontram uma alteração das propriedades do solo, dando uma imagem do tamanho e da forma da cavidade encontrada. O tempo decorrido entre as ondas transmitidas e as reflectidas determina a profundidade a que se encontra a cavidade. Esta técnica pode ser realizada a nível local, por via aérea ou por satélite. É uma técnica de inspecção considerada de grande escala e, como tal, bastante dispendiosa.

2.1.3.3.2. Factores que influenciam as perdas de água

Nesta secção faz-se uma breve referência aos factores que podem contribuir para a ocorrência de perdas de água. A ocorrência de perdas de água está relacionada com a pressão de serviço, a disponibilidade de recursos e a frequência com que ocorrem roturas. Este último factor depende do estado de conservação e idade das infra-estruturas, do planeamento e execução de infra-estruturas, das características do solo envolvente, da existência de tráfego e movimentos do solo e da existência de um sistema integrado de monitorização das perdas (Covas, 1998; Farley, 2001; Woodward *et al.*, 2005; Boxall *et al.*, 2007; Thornton *et al.*, 2008; Machell *et al.*, 2010).

i) Pressão de serviço

O caudal escoado através de um orifício varia em função da pressão e da dimensão do orifício. Quanto maior for a pressão de serviço e o tempo em que o sistema se encontra pressurizado, maiores tendem a ser os consumos, o volume total de perdas de água e os custos de manutenção. Em termos de uso eficiente da água é, portanto, conveniente que as pressões de serviço não excedam os valores que permitam uma utilização confortável. Além disso, há ainda que referir o aumento da frequência de roturas em resultado do enfraquecimento da resistência das condutas, juntas e ligações, devido à variação de pressão causada pelo arranque sistemático de grupos elevatórios, flutuação do consumo e/ou actuação de dispositivos de redução da pressão (VRP).

ii) Disponibilidade de recursos

Estes podem ser agrupados em três categorias: recursos hídricos, recursos financeiros e recursos humanos. Os recursos hídricos estão relacionados com a quantidade de água disponível (reservas superficiais e subterrâneas), proximidade aos aglomerados a abastecer, facilidade de acesso e protecção sanitária, entre outros. Neste caso, quanto maior a escassez deste recurso, maior a consciencialização por parte da população para as questões relacionadas com o uso eficiente da água, bem como o incentivo ao controlo das perdas até níveis considerados tecnicamente viáveis e economicamente aceitáveis. No que se refere aos recursos financeiros, devem garantir a sustentabilidade do serviço e financiar as acções promovidas pela Entidade Gestora ao nível da reestruturação do sector, gestão de perdas, manutenção das infra-estruturas, actualização tecnológica, recrutamento de recursos humanos especializados, entre outros. Provéem das tarifas praticadas e do financiamento por parte de entidades públicas e/ou privadas. Por último, os recursos humanos, componente essencial para o desenvolvimento de estudos e acompanhamento dos programas de monitorização e controlo operacional dos sistemas, desde a captação até ao utilizador final.

iii) Frequência com que ocorrem as roturas

a) Estado de conservação e idade das infra-estruturas

À medida que as infra-estruturas vão envelhecendo tornam-se mais sensíveis às variações de pressão e a probabilidade de ocorrência de novas roturas aumenta. Nestas circunstâncias, facilmente se compreende que as redes mais antigas sofrem, em geral, maiores problemas de fugas de água, através das juntas porque os vedantes envelhecem e perdem eficácia, ou através das próprias condutas que fissuram/rebentam ou estão em mau estado de conservação. A vida útil das condutas e acessórios depende do respectivo material, da pressão a que ficam sujeitas, da variação de temperatura, da agressividade da água e do solo, e, ainda, do modo de operação do sistema.

b) Planeamento e execução de infra-estruturas

A instalação de condutas, acessórios e ramais de ligação deve ser feita por profissionais qualificados, já que a montagem deficiente pode originar fendas ou torção das juntas em resultado do surgimento de assentamentos diferenciais. Por outro lado, a falta de maciços de amarração nas singularidades constitui outra razão que leva muitas vezes à ocorrência de deslocamentos e, conseqüentemente, ao surgimento de fugas.

c) Características do solo envolvente

As características do solo envolvente poderão ser determinantes no surgimento e duração de fugas. Neste contexto, refira-se a possibilidade de ocorrência de assentamentos diferenciais, causados pelo arrastamento de partículas finas do solo, podendo, em determinadas circunstâncias, dar origem a novas roturas ou ao agravamento de roturas já existentes. Além disso, o tempo de detecção e localização de fugas pode ser fortemente influenciado pelo tipo de pavimento e grau de permeabilidade, dureza e fissuração do solo. Este aspecto está relacionado com o facto de existirem solos nos quais a presença de fugas é automaticamente denunciada à superfície pelo afloramento de água, enquanto noutros, pelo contrário, dada a facilidade da infiltração da água no solo, o afloramento de água à superfície pode nunca suceder ou até mesmo ocorrer numa zona bastante afastada da fuga.

d) Existência de tráfego e movimentos do solo

Os movimentos de terras, provocados por construções recentes, escavações, e as cargas e vibrações excessivas, provocadas pela circulação viária, influenciam a ocorrência de fugas. A estes, acresce ainda a possibilidade de ocorrência de sismos, secas e temperaturas baixas, o que pode ter como consequência o aumento das tensões internas nas condutas e acessórios, podendo levar à rotura ou desenganche pelas juntas.

e) Existência de um sistema integrado de monitorização

Neste contexto, refira-se a importância da monitorização da pressão e do caudal em determinados pontos estratégicos da rede, para que, em tempo real, seja possível o controlo permanente do estado da rede em termos de fugas e roturas, evolução dos consumos, estado de conservação das infra-estruturas e o controlo operacional de determinados órgãos do sistema.

2.1.3.3.3. Metodologias BABE e FAVAD

A inovação tecnológica, a privatização do sector e a crescente consciencialização por parte da população para as questões ambientais e escassez de recursos hídricos, permitiu que, em 1991 no Reino Unido, durante a *National Leakage Initiative*, ficasse estabelecida, entre a *Water Services Association* e a *Water Companies Association*, a necessidade de actualização e revisão das directrizes relativas às técnicas e metodologias associadas à gestão e controlo de perdas em sistemas de distribuição de água em uso desde 1980, ficando conhecidas como *Report 26* (NWC, 1980). Como consequência desta iniciativa, efectuaram-se vários estudos dos quais resultaram um conjunto de relatórios designados *Managing Leakage Reports* (WRc, 1994).

Com a publicação da série *Managing Leakage Reports* foram surgindo novos conceitos para estimativa das perdas de água associadas às pressões, bem como a forma de estimar o benefício devido à gestão da pressão. Depois de avaliar os vários factores que influenciam as perdas de água, Lambert (1994) apresentou uma metodologia conhecida como *Burst and Background Estimates* (BABE). Os conceitos *Bursts* e *Background* são utilizados para caracterizar, a uma dada pressão, respectivamente, as perdas reais superiores e inferiores a um dado caudal de referência. No que se refere a *Bursts*, perdas por rotura, são pontuais, pouco sensíveis à variação de pressão ao longo do dia e envolvem um grande caudal de água que depende do diâmetro da conduta. Quando detectáveis devem ser logo reparadas (o tempo necessário à sua detecção, localização e reparação representa algumas horas/dias). No que diz respeito a *Background*, perdas através de pequenos orifícios, juntas ou fendas, estas ocorrem durante um período de tempo mais extenso, são sensíveis à variação de pressão ao longo do dia, envolvem um pequeno caudal mas o volume de água poderá ser significativo caso a detecção, localização e reparação não seja imediata (o tempo necessário à sua detecção, localização e reparação representa alguns dias/meses). May (1994), por sua vez, apresentou o conceito de *Fixed Area and Variable Area Discharges* (FAVAD) aplicado a redes reais através da definição de um coeficiente que relaciona a pressão, o material da conduta e o caudal da fuga. De acordo com o material da conduta, este coeficiente pode tomar um valor compreendido entre 0,5 (para condutas pouco sensíveis à variação de pressão, como é o caso de condutas em aço) e 2,5 (para condutas altamente sensíveis à variação de pressão, como por exemplo, condutas em PVC/PEAD). Estes conceitos podem ser usados para avaliar a relação entre pressão/caudal, ao nível da conduta ou de um

sector da rede, bem como estabelecer procedimentos e vários indicadores de desempenho que permitem a gestão e exploração dos sistemas de abastecimento de água de forma mais eficiente e eficaz, Figura 2.10.

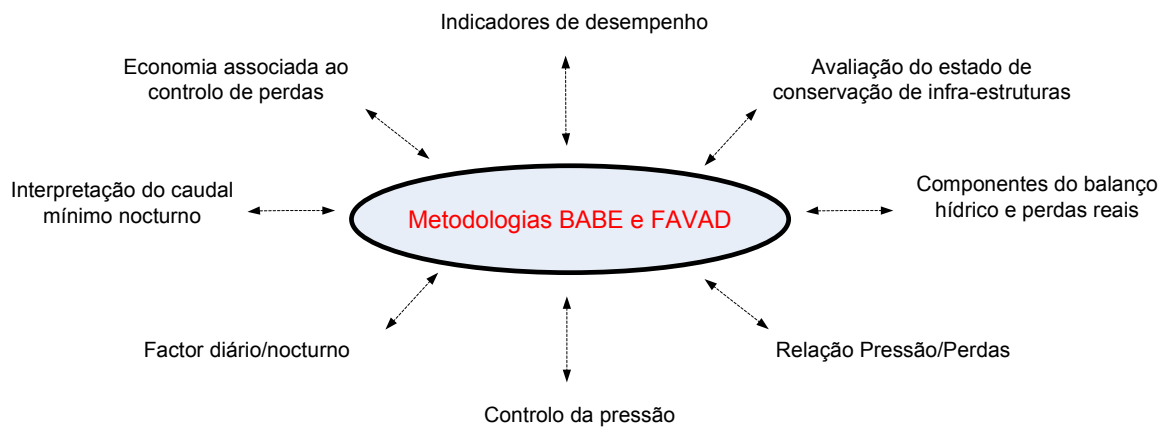


Figura 2.10 – Metodologias BABE e FAVAD. Adaptado de Mckenzie e Langenhoven (2001).

Tendo por base a metodologia FAVAD, para uma determinada pressão, o caudal através de um orifício pode ser estimado através da equação (Cassa *et al.*, 2010):

$$Q \text{ varia com } P^{N1} \rightarrow Q = \beta \times P^{N1} \quad (2.1)$$

em que:

Q – caudal através do orifício;

P – pressão de serviço;

N1 – expoente relacionado com o material das condutas;

β – coeficiente relacionado com a forma e a área da secção do orifício.

Da mesma forma, em materiais mais flexíveis, sabendo que a dimensão do orifício tende a variar com a flutuação da pressão, a variação do caudal através de um orifício pode ser estimada através de uma equação empírica (2.2) que permite relacionar o caudal, a pressão e a flexibilidade dos materiais de que são feitas as condutas (Lambert, 2000; Farley e Trow, 2003; Thornton, 2003):

$$Q \text{ varia com } P^{N1} \rightarrow \frac{Q_1}{Q_0} = \left(\frac{P_1}{P_0} \right)^{N1} \quad (2.2)$$

em que:

Q – caudal através do orifício;

P – pressão de serviço;

N1 – expoente relacionado com o material das condutas;

Q₁ – caudal após a variação da pressão;

Q₀ – caudal antes da variação da pressão;

P₁ – pressão após a variação da pressão;

P₀ – pressão antes da variação da pressão.

Na Figura 2.11 vem indicada, para diferentes materiais das condutas, a relação entre a pressão e o caudal através de um orifício. Assim, consoante as características do orifício e o material das condutas, diferentes valores para N1 devem ser usados.

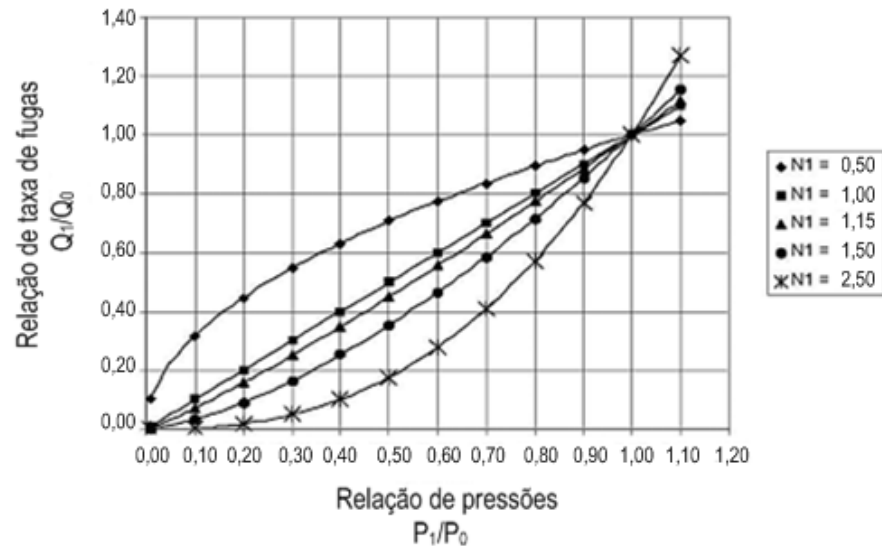


Figura 2.11 – Relação entre a pressão e o caudal através de fugas para diferentes materiais das condutas. Adaptado de Lambert (2000).

Relativamente aos valores de N1 indicados, há a referir o seguinte:

0,5 – Aplica-se quando a área do orifício não se altera com a variação da pressão, ou seja, o caudal através da fuga é praticamente independente da pressão. Este coeficiente é característico de redes de distribuição de água em que as condutas são em ferro fundido dúctil e/ou aço, e serve, ainda, para modelar consumos e roturas de grande dimensão.

1,0 – Utilizado em sectores de distribuição de água de grande dimensão ou quando se pretende fazer uma abordagem simplificada do problema. Neste caso, é razoável considerar linear a relação entre o caudal e a pressão, ou seja, a redução da pressão em 1% implica uma redução de 1% no valor de caudal perdido.

1,15 – Coeficiente aconselhado para sistemas para os quais seja difícil estimar o valor de N1 ou onde se misturam diversos tipos de materiais, tais como, ferro fundido dúctil, aço, PVC, PEAD, entre outros.

1,5 – Valor característico de redes de distribuição de água onde predominam condutas de material flexível, tais como o PVC e o PEAD. Neste caso, a área do orifício é alterada com a variação de pressão.

2,5 – Utilizado, excepcionalmente, em redes de distribuição de água constituídas sobretudo por condutas de plástico, na qual predominem roturas longitudinais. Neste caso, a área do orifício é muito sensível à variação de pressão na rede.

Em alternativa, tendo como referência o Índice Infra-estrutural de Fugas (IIF) no sistema e a percentagem de perdas reais detectáveis em condutas rígidas (p), o valor de N1 pode ser estimado através da equação (Thornton e Lambert, 2005):

$$N1 = 1,5 - \left(1,0 - \frac{0,65}{IIF}\right) \times \frac{p}{100} \quad (2.3)$$

Na Figura 2.12 vem representada graficamente a gama de valores para N1 em função do valor de IIF e da percentagem de perdas reais (geralmente baseado na percentagem das condutas metálicas ao nível da rede e ramais de ligação). A título de exemplo, está representado o valor de N1 para um sector da rede quando o valor inicial de IIF é igual a 5 e a percentagem de perdas reais em condutas rígidas é igual a 40%.

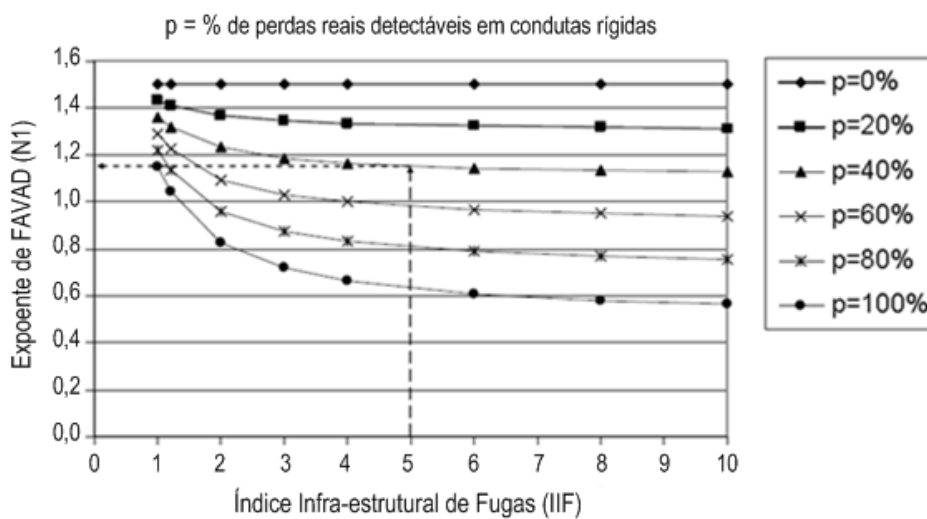


Figura 2.12 – Valores de N1 em função do IIF e da percentagem de perdas reais na rede. Adaptado de Thornton e Lambert (2005).

O cálculo de IIF baseia-se na razão entre o valor das perdas reais (NAPR – Nível Actual de Perdas Reais) e o valor das perdas reais mínimas (PRIM – Perdas Reais Inevitáveis Médias), tal como indicado na equação:

$$IIF = \frac{NAPR \text{ (litros/ramal/dia)}}{PRIM \text{ (litros/ramal/dia)}} \quad (2.4)$$

A diferença entre NAPR e PRIM corresponde a uma boa aproximação para o máximo potencial de redução de perdas reais quando o sistema está em pressão. Por outro lado, quanto mais próximo da unidade se encontrar este indicador, melhor será o desempenho da Entidade Gestora no que se refere ao controlo das perdas de água (Liemberger *et al.*, 2007). O valor de PRIM diz respeito à estimativa das perdas reais inevitáveis médias, atendendo às melhores práticas e tecnologia existente para detecção, localização e reparação de roturas. Vários investigadores, entre os quais Lambert e Mckenzie (2002), defendem que este indicador é extremamente útil, podendo ser usado em *benchmarking*, quando se pretende fazer uma análise comparativa de sistemas ou subsistemas de distribuição de água, avaliação dos objectivos

estabelecidos pelas Entidades Reguladoras, apreciação de projectos candidatos a fundos de financiamento, e, ainda, programar acções relacionadas com o controlo e redução de perdas de água.

Qualquer que seja o valor adoptado para N1, este deve ser devidamente confirmado através de ensaios de campo. Estes ensaios deverão ocorrer preferencialmente durante o período nocturno, quando os consumos são reduzidos e as pressões mais elevadas. Além disso, durante o período nocturno, o consumo terá pouca influência, pelo que a variação de caudal à entrada do sistema se deverá, sobretudo, à influência da redução da pressão nas perdas de água. O ensaio pode ser descrito da seguinte forma: 1) mede-se em simultâneo o caudal e a pressão à entrada do sistema, bem como no ponto crítico e no ponto de pressão média do sistema; 2) reduz-se o valor da pressão à entrada do sistema e deixa-se estabilizar; 3) após o sistema ter estabilizado, volta-se a medir o caudal e a pressão à entrada do sistema, bem como no ponto crítico e no ponto de pressão média; 4) o processo repete-se várias vezes até se chegar a um número de ensaios que permitam posteriormente determinar o valor de N1 a partir da média aritmética dos valores obtidos, usando a equação (Mckenzie e Langenhoven, 2001):

$$N1 = \frac{\log(Q_1/Q_0)}{\log(P_1/P_0)} \quad (2.5)$$

em que:

N1 – expoente relacionado com o material das condutas;

Q₁ – caudal após a variação da pressão;

Q₀ – caudal antes da variação da pressão;

P₁ – pressão após a variação da pressão;

P₀ – pressão antes da variação da pressão.

2.1.3.3.4. Nível económico de perdas

A redução das perdas até valores nulos é praticamente impossível, e a partir de um determinado nível (Nível Económico de Perdas – NEP) o benefício obtido com a redução das perdas torna-se inferior ao custo do controlo activo de perdas. Por outro lado, as Entidades Gestoras não têm todas a mesma disponibilidade de recursos humanos e financeiros, pelo que o NEP deve ser estimado atendendo aos recursos existentes em cada Entidade Gestora. Sendo assim, para cada sistema, é indispensável saber que tipo de medidas devem ser implementadas e até que ponto será economicamente viável continuar a implementar acções para redução de perdas. Na Figura 2.13 e 2.14 são indicados os principais parâmetros relacionados com a avaliação do NEP, bem como as estratégias a adoptar em caso de necessidade de redução das perdas reais e/ou aparentes.

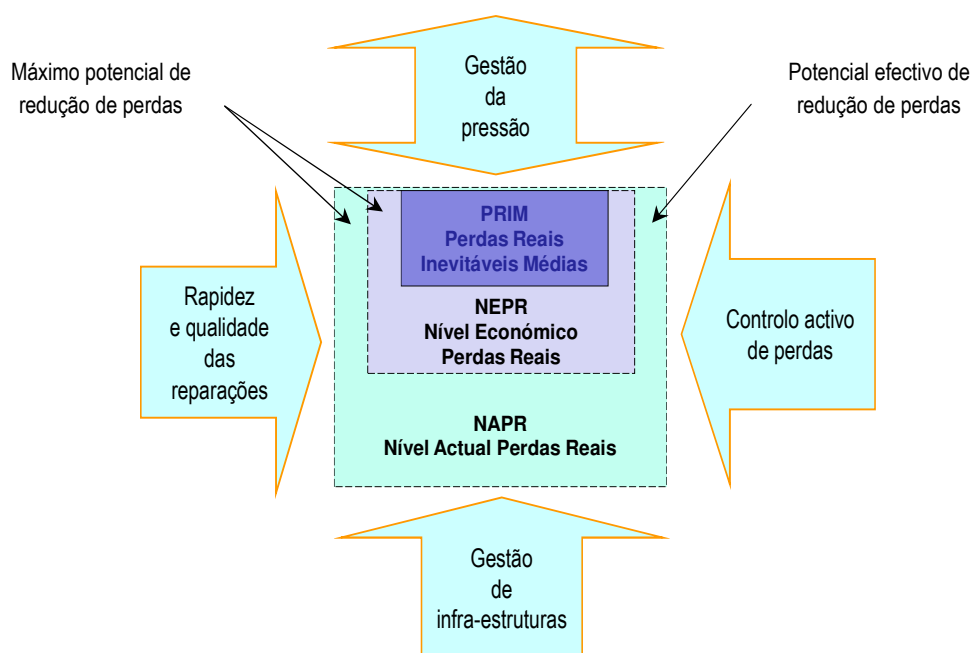


Figura 2.13 – Nível económico de perdas reais. Adaptado de Thornton *et al.* (2008).

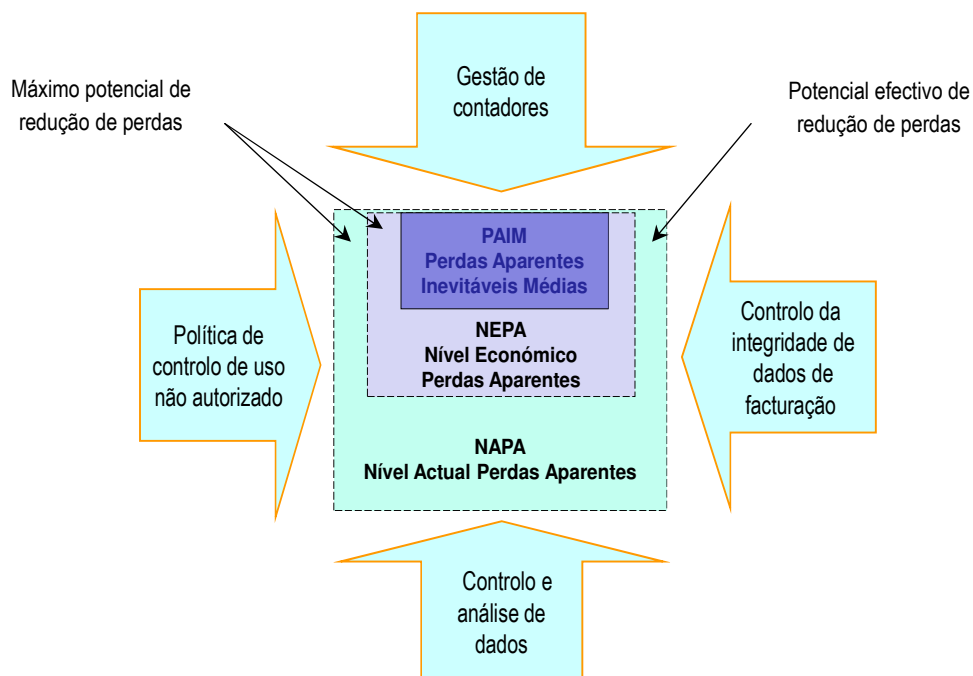


Figura 2.14 – Nível económico de perdas aparentes. Adaptado de Thornton *et al.* (2008).

Quando a pressão de serviço excede o mínimo desejável, a gestão da pressão pode tornar-se um procedimento adequado no que se refere à diminuição de uma parcela significativa do volume total de perdas (Reis *et al.*, 1997; Araujo *et al.*, 2006; Gomes *et al.*, 2011). Neste contexto, os benefícios relacionados com a redução da pressão (redução de perdas reais) sobrepõe-se à perda de facturação (devida à redução de consumos), já que é possível utilizar as instalações existentes para ampliar a oferta sem expansão do sistema, manter ou reduzir os pontos de captação de água, reduzir os incómodos para os utilizadores e ainda reduzir consideravelmente os custos de produção devido à diminuição do consumo de energia, de produtos químicos e outros. No que se refere às perdas aparentes, a sua redução permite aumentar a receita tarifária, melhorar a eficiência dos serviços prestados e o desempenho financeiro da Entidade Gestora. De qualquer forma, deve-se ter em conta que qualquer iniciativa relacionada com o combate às perdas (reais e aparentes) deve estar integrada num programa contínuo, para o qual devem fazer parte a análise custo/benefício, a disponibilidade de recursos, e, ainda, o período de recuperação dos investimentos realizados.

A Figura 2.15 mostra, de forma simplificada, o conceito de NEP em termos do custo da água e do controlo activo de perdas. Este varia ao longo do tempo e de sistema para sistema, em função da pressão e frequência de roturas, disponibilidade financeira da Entidade Gestora, imposições/recomendações da Entidade Reguladora, alteração do modo de operação do sistema, custo/valor da água, estado de conservação das infra-estruturas e órgãos acessórios, tecnologia usada para detecção, localização e reparação de fugas, entre outros.

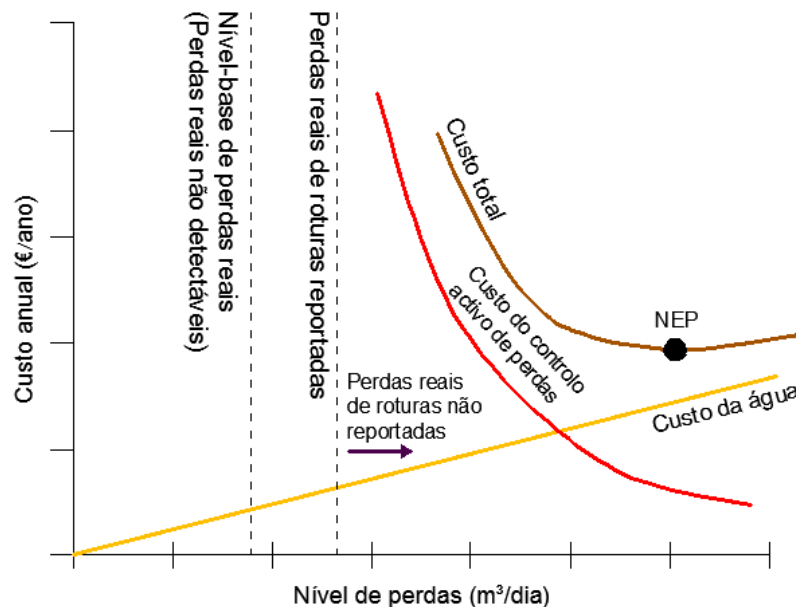


Figura 2.15 – Nível económico de perdas reais. Fonte: Alegre *et al.* (2005).

No gráfico observa-se que, com o aumento das perdas reais, o custo total da água perdida aumenta, e os custos relacionados com o controlo activo de perdas diminui, uma vez que o esforço necessário para manter níveis de perdas elevados é reduzido. Por outro lado, constata-se que a redução do nível de perdas é acompanhada por um aumento exponencial do custo com o controlo activo de perdas. O NEP corresponde, precisamente, ao mínimo da curva de custo global, obtida a partir da soma entre o custo com o controlo activo de perdas e o custo da água perdida. Este princípio aplica-se tanto às perdas reais como às aparentes, sendo que qualquer nível diferente do NEP terá custos totais mais elevados (Alegre *et al.*, 2005).

Uma vez alcançado o NEP (reais e aparentes), este deve permanecer em níveis considerados tecnicamente viáveis e economicamente aceitáveis, mediante a implementação dos programas de monitorização contínua ou temporária mais adequados³, sob pena de os resultados obtidos até então se tornarem meramente temporários e os esforços inúteis. Sempre que seja detectado um nível de perdas acima do definido como aceitável (quando o valor das perdas iguale o custo de intervenção no sistema), será conveniente proceder à identificação das causas, e posterior localização e reparação das fugas, Figura 2.16.

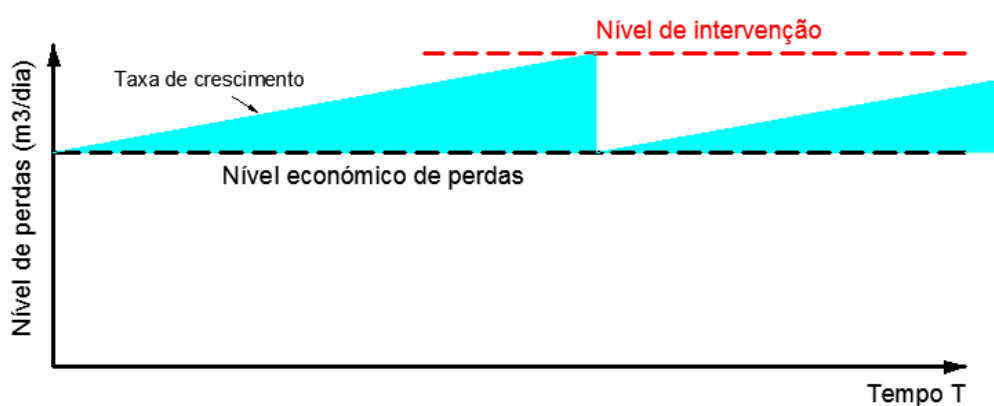


Figura 2.16 – Relação entre o nível económico de perdas e o nível de intervenção na rede.
Adaptado de Fantozzi e Lambert (2007).

³ Neste contexto, destaca-se, por exemplo, a análise de indicadores de desempenho ou a interpretação do caudal afluente/efluente a uma determinada zona da rede.

Atendendo às melhores práticas de gestão das perdas de água, a equação empírica (2.6), usada para estimar o valor das PRIM, baseia-se em três componentes da infra-estrutura e na pressão média de serviço na rede, Quadro 2.7 (Lambert *et al.*, 1999; Lambert e McKenzie, 2002; Liemberger e Mckenzie, 2005):

$$PRIM \text{ (litros/dia)} = (\alpha_d \times L_d + \beta_r \times N_r + \lambda_r \times L_r) \times \left(\frac{P_m}{P_{ref}} \right)^{N1} \quad (2.6)$$

em que:

- α_d – perdas de água na rede de distribuição;
- L_d – comprimento da rede de distribuição de água;
- β_r – perdas de água por ramal de ligação até ao limite de propriedade;
- N_r – número de ramais de ligação entre a rede pública e o limite de propriedade;
- λ_r – perdas de água no ramal de ligação entre o limite de propriedade e o medidor de caudal;
- L_r – comprimento total dos ramais de ligação entre o limite de propriedade e o medidor(es) de caudal;
- P_m – pressão média de serviço na rede;
- P_{ref} – pressão de referência (50 m c.a.);
- $N1$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão).

Quadro 2.7 – Componentes para estimativa das PRIM. Adaptado de Lambert *et al.* (1999).

Componentes da infra-estrutura	Perdas de base	Roturas reportadas	Roturas não reportadas
Rede de distribuição α_d	<ul style="list-style-type: none"> • Comprimento • Pressão de funcionamento • Caudal mínimo (perdas/km) * 	<ul style="list-style-type: none"> • Número/ano • Pressão de funcionamento • Caudal médio * • Duração média 	<ul style="list-style-type: none"> • Número/ano • Pressão de funcionamento • Caudal médio * • Duração média
Ramal de ligação (até limite de propriedade) β_r	<ul style="list-style-type: none"> • Número • Pressão de funcionamento • Caudal mínimo (perdas/ramal) * 	<ul style="list-style-type: none"> • Número/ano • Pressão de funcionamento • Caudal médio * • Duração média 	<ul style="list-style-type: none"> • Número/ano • Pressão de funcionamento • Caudal médio * • Duração média
Ramal de ligação (entre limite de propriedade e medidor(es) de caudal) ** λ_r	<ul style="list-style-type: none"> • Comprimento • Pressão de funcionamento • Caudal mínimo (perdas/km) * 	<ul style="list-style-type: none"> • Número/ano • Pressão de funcionamento • Caudal médio * • Duração média 	<ul style="list-style-type: none"> • Número/ano • Pressão de funcionamento • Caudal médio * • Duração média

* Valores relacionados com a pressão média de funcionamento no sistema, quando este se encontra pressurizado.

** Caso o contador de ramal esteja no limite de propriedade, esta componente pode ser desprezada. Por outro lado, deve-se ter em conta que um único ramal de ligação pode abastecer um número elevado de fogos (edifícios multifamiliares).

Como exemplo, no Quadro 2.8 e 2.9 vêm indicados valores padrão para estimativa das componentes das perdas de água esperadas em infra-estruturas de distribuição de água quando bem geridas e em bom estado de conservação, uma vez normalizadas para a pressão de referência de 50 m c.a. (Lambert e McKenzie, 2002; Pearson, 2002; Tabesh *et al.*, 2009).

Quadro 2.8 – Valores padrão para estimativa das componentes das PRIM.
 Adaptado de Lambert *et al.* (1999).

Componentes da infra-estrutura	Perdas de base	Roturas reportadas	Roturas não reportadas
Rede de distribuição α_d (litros/km/m c.a.)	20 litros/km/h *	0,124 roturas por km de rede por ano com 12 m ³ /hora * durante 3 dias	0,006 roturas por km de rede por ano com 6 m ³ /hora * durante 50 dias
Ramal de ligação (até limite de propriedade) β_r (litros/ramal/m c.a.)	1,25 litros/ramal/h *	2,25 roturas por 1000 ramais por ano com 1,6 m ³ /hora * durante 8 dias	0,75 roturas por 1000 ramais por ano com 1,6 m ³ /hora * durante 100 dias
Ramal de ligação (entre limite de propriedade e medidor(es) de caudal) λ_r (litros/km/m c.a.)	33,3 litros/km de ramal/h * ou 0,5 litros/ramal/h * (comprimento médio 15 m)	1,5 roturas por 1000 ramais por ano com 1,6 m ³ /hora * durante 9 dias	0,5 roturas por 1000 ramais por ano com 1,6 m ³ /hora * durante 101 dias

* Pressão média de serviço igual a 50 m c.a.

Quadro 2.9 – Estimativa de cada componente das PRIM. Adaptado de Lambert *et al.* (1999).

Componentes da infra-estrutura	Perdas de base	Roturas reportadas	Roturas não reportadas	PRIM*	Unidades
Rede de distribuição α_d (litros/km/m c.a.)	9,6	5,8	2,6	18,0	Litros por dia, por unidade de comprimento de rede e por unidade de pressão
Ramal de ligação (até limite de propriedade) β_r (litros/ramal/m c.a.)	0,6	0,04	0,16	0,80	Litros por dia, por ramal de ligação e por unidade de pressão
Ramal de ligação (entre limite de propriedade e medidor(es) de caudal) λ_r (litros/km/m c.a.)	16,0	1,9	7,1	25,0	Litros por dia, por unidade de comprimento de ramal de ligação e por unidade de pressão

* Pressão média de serviço igual a 50 m c.a.

2.1.3.3.5. Gestão da pressão

Em muitas situações as pressões na rede são superiores às estritamente necessárias, especialmente durante o período nocturno, pelo que podem ser reduzidas (WRc, 1994). A gestão da pressão em redes de distribuição de água pode ser conseguida através da optimização do funcionamento de estações elevatórias com grupos de elevação com velocidade variável, recorrer à divisão⁴ da rede por patamares de pressão em função das condições topográficas, e, ainda, através da instalação de dispositivos de redução da pressão (VRP). Apesar de poderem ser usados em conjunto, o primeiro método, à partida, será mais adequado quando existem estações elevatórias ligadas directamente à rede de distribuição de água (além de permitir reduzir as perdas de água, reduz os consumos energéticos); o segundo método aplica-se sobretudo quando a redução da pressão na rede se pretende permanente ou durante um período alargado

⁴ Só por si, a divisão da rede em sectores condiciona o nível de pressão e o caudal no sistema, cujo impacto deve ser devidamente ponderado. Se, por um lado, o caudal e a pressão tendem a diminuir em cada subsistema, nas áreas adjacentes a montante, a pressão tende a aumentar e o caudal a diminuir em resultado da redução do caudal à entrada dos subsistemas a jusante.

de tempo; por último, o terceiro método tem a vantagem de poder ser implementado em qualquer zona da rede de distribuição de água e permitir ajustar a pressão a jusante ao consumo efectivo, de forma permanente ou ao longo do tempo (WRc, 1994; DTA D1, 1999; Alegre *et al.*, 2005; Thornton e Lambert, 2005; Sousa, 2006; Bairos, 2008; Thornton *et al.*, 2008). O princípio de funcionamento dos diferentes tipos de VRP poderá ser descrito da seguinte forma:

- *VRP com pressão à saída fixa* – recomendada quando a flutuação de consumo ou pressão, ao longo do tempo, numa zona de medição e controlo não é significativa. Neste caso, a fixação do valor da pressão à entrada de um sector pode ser vantajosa, embora não permita garantir o máximo benefício possível durante a hora de menor consumo.
- *VRP com pressão à saída modulada por tempo* – aconselha-se quando a flutuação do consumo ou pressão, ao longo do tempo, são significativas e regulares. Utilizam-se sobretudo para controlar a pressão a jusante durante o período nocturno, onde geralmente as pressões de serviço são mais elevadas e os consumos reduzidos, isto quando comparado com as pressões e consumos durante o período diurno. Apresentam como desvantagens o facto de não ser possível dar resposta a eventuais solicitações do sistema (consumos elevados não previstos, combate a incêndio, entre outros), e, ainda, eventuais problemas de cavitação ou choque hidráulico quando não forem tomadas precauções quanto ao valor máximo admissível para o valor da perda de carga localizada produzida pela válvula.
- *VRP com pressão à saída modulada por caudal* – aplica-se sobretudo quando existe, ou seja previsível, uma grande flutuação do consumo ou pressão ao longo do tempo, causadas pela mudança no perfil de consumos (por exemplo, devido à sazonalidade e população flutuante) ou variação do tipo de uso. Neste caso, como a actuação da VRP ocorre em função da solicitação da rede (consumo), deve estar associada sempre a um medidor de caudal.
- *VRP com pressão à saída modulada por pressão no ponto crítico* – tal como na situação anterior, também o controlo da VRP está relacionado com as solicitações no sistema. No entanto, em vez de considerar o caudal à entrada da zona de medição, este depende da pressão requerida em vários pontos da rede, entre os quais o ponto crítico. Por ponto crítico entende-se a zona do sistema onde será mais difícil garantir a pressão mínima de funcionamento durante as horas de maior consumo (hospitais, escolas, indústrias, marcos de incêndio, ponto mais afastado e/ou mais alto da rede, entre outros). Pode existir mais do que um ponto crítico no sistema, no entanto, para um dado instante apenas um é considerado o mais desfavorável. Nestas circunstâncias, a actuação da VRP é sistematicamente ou periodicamente controlada por telemetria, via rádio, ou telefone de rede fixa ou móvel, em função da pressão verificada no ponto crítico, tendo como objectivo ajustar a pressão ao valor de referência pretendido.

No início da década de 1980 (NWC, 1980) foram divulgados resultados experimentais relevantes no sentido de relacionar o valor da Pressão Média Nocturna (PMN) com o valor das perdas de água – Índice de Perdas reais (IP). Este conceito permitiu demonstrar que a relação entre a pressão e as perdas de água não é linear, e pode diferir significativamente das relações teóricas:

$$IP = 0,5 \times PMN + 0,0042 \times PMN^2 \quad (2.7)$$

Mais tarde, este conceito viria a ser confirmado mediante a realização de novos ensaios experimentais (WRc, 1994), Figura 2.17:

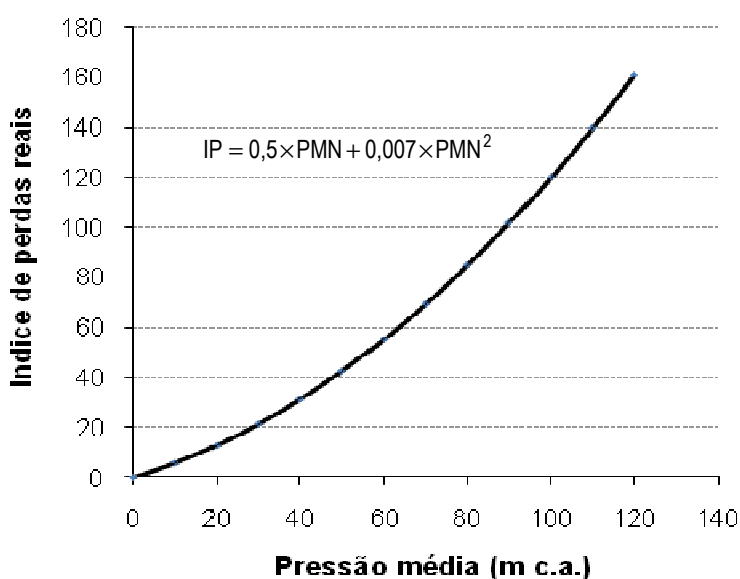


Figura 2.17 – Relação entre a pressão e o índice de perdas reais. Adaptado de WRc (1994).

De forma a evitar flutuações significativas da pressão devidas ao consumo, num sector da rede, a pressão média poderá ser estimada durante o período nocturno através da equação (Morrison *et al.*, 2007):

$$PMN = \frac{\sum_{i=1}^{N_z} (PN_i \times Z_i)}{\sum_{i=1}^{N_z} Z_i} \quad (2.8)$$

em que:

PMN – pressão média nocturna;

PN_i – pressão medida na rede durante o período de caudal mínimo nocturno;

Z_i – número de ramais na área de influência de cada zona de monitorização da pressão;

N_z – número de zonas de monitorização da pressão.

i) Influência da redução da pressão ao nível das perdas de água

De acordo com as melhores práticas internacionais, a redução das perdas de água devido à gestão da pressão podem ser estimadas pela equação (Lambert, 2000; Farley e Trow, 2003):

$$QP \text{ varia com } P^{N1} \rightarrow QP_1 = \begin{cases} QP_0 \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N1} & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (2.9)$$

em que:

QP – caudal de perdas de água;

P – pressão de serviço;

N1 – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão);

QP₁ – caudal de perdas após a redução da pressão;

QP₀ – caudal de perdas antes da redução da pressão;

P₁ – pressão após a variação da pressão;

P₀ – pressão antes da variação da pressão.

ii) Influência da redução da pressão ao nível do consumo

Determinadas componentes do consumo podem ser consideradas como dependentes da pressão e outras como independentes da pressão (Wu *et al.*, 2006; Gomes *et al.*, 2011). Embora o consumo considerado como independente da pressão não seja afectado pela flutuação da pressão (apenas influencia o tempo enquanto o consumo está a decorrer até atingir o volume pré-estabelecido), o excesso de pressão (acima do estritamente necessário para satisfação da procura) fará aumentar o consumo considerado como dependente da pressão, afectando assim o consumo total. Partindo deste pressuposto, e tendo em conta que as várias componentes do consumo apresentam um comportamento distinto à variação da pressão, a relação entre a pressão e o consumo pode ser estimada através da equação (Mckenzie e Langenhoven, 2001):

$$QC \text{ varia com } P^{N2} \rightarrow QC_1 = \begin{cases} QC_{dep,0} \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N2} + QC_{indep,0} & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (2.10)$$

Outros autores preferem usar a seguinte relação (Giustolisi *et al.*, 2008a; Giustolisi *et al.*, 2008b):

$$QC \text{ varia com } P^{N2} \rightarrow QC_1 = \begin{cases} QC_{dep,0} + QC_{indep,0} & \text{se } P_1 > P_{serviço} \\ QC_{dep,0} \times \left(\frac{P_1 - P_{min}}{P_{serviço} - P_{min}}\right)^{N2} + QC_{indep,0} & \text{se } P_{min} \leq P_1 \leq P_{serviço} \\ 0 & \text{se } P_1 < P_{min} \end{cases} \quad (2.11)$$

onde cada variável toma o seguinte significado:

QC – consumo global;

P – pressão de serviço;

N2 – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação do consumo com a pressão);

QC₁ – consumo global após a redução da pressão;

QC_{dep,0} – consumo dependente da pressão antes da redução da pressão;

P₁ – pressão após a variação da pressão;

P₀ – pressão antes da variação da pressão;

QC_{indep,0} – consumo independente da pressão antes da redução da pressão;

[P_{serviço} – P_{min}] – flutuação da pressão para as condições actuais de consumo.

Neste contexto, os valores para o expoente da pressão N2 são relativamente baixos, já que a secção pela qual ocorre o consumo é praticamente insensível à variação de pressão na maior parte dos casos. Neste sentido é comum atribuir os seguintes valores para N2: 0 quando seja razoável assumir o consumo como independente da pressão (reservatórios prediais); 0,5 quando o consumo ocorre a partir de um orifício praticamente insensível à variação da pressão (torneira, marcos de incêndio, bocas de rega, entre outros) e 0,75 no caso de sistemas de aspersão com inúmeros pequenos orifícios (cada um dos quais equivalente a uma pequena fuga). De qualquer forma, podem ser utilizados outros valores, desde que devidamente comprovados.

iii) Influência da redução da pressão ao nível da frequência de roturas

Vários estudos na literatura demonstram que a frequência de novas roturas pode ser significativamente reduzida através da gestão da pressão. No entanto, a relação da pressão e frequência de roturas não é fácil de descrever, uma vez que os seus efeitos variam entre países, ao longo do tempo e dentro da mesma rede, em função do material das condutas, da pressão de funcionamento, do estado de conservação, idade dos materiais, entre outros factores. Inicialmente, tentou-se relacionar a frequência de roturas com a pressão de serviço no sistema, usando um expoente da pressão, N3, baseado nas metodologias BABE e FAVAD, tal como indicado na equação (Pearson *et al.*, 2005; Thornton e Lambert, 2005):

$$FR \text{ varia com } P^{N3} \rightarrow FR_1 = \begin{cases} FR_0 \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N3} & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (2.12)$$

em que:

FR – frequência de novas roturas;

P – pressão de serviço;

N3 – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a ocorrência de roturas com a variação da pressão⁵);

FR₁ – frequência de roturas após a redução da pressão;

FR₀ – frequência de roturas antes da redução da pressão;

P₁ – pressão após a variação da pressão;

P₀ – pressão antes da variação da pressão.

Estudos recentes evidenciaram que a equação (2.12) não será a melhor forma de estabelecer a relação entre a pressão e a frequência de novas roturas, pelo que foi sugerido um procedimento alternativo que tem vindo a ser validado (Thornton e Lambert, 2006; Fantozzi e Lambert, 2007; Thornton e Lambert, 2007). A estimativa do número de novas roturas após redução da pressão pode ser obtida através da equação:

$$\%FR \text{ varia com } \%RP_{\max} \rightarrow \%FR = \begin{cases} \psi_f \times \%RP_{\max} & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (2.13)$$

em que:

%FR – percentagem de redução de novas roturas;

%RP_{max} – percentagem da redução da pressão máxima, geralmente em função da pressão média na rede;

ψ_f – factor relacionado com a incerteza da frequência de novas roturas.

De acordo com os dados obtidos em vários sistemas (Thornton e Lambert, 2007), o valor médio para o factor ψ_f (para a rede de distribuição e ramais de ligação) corresponde a aproximadamente 1,4 (previsão média). A incerteza associada a este tipo de análise levou ao estabelecimento de limites superior e inferior para o factor ψ_f, dados respectivamente por 2,8 (dobro da média) e 0,7 (metade da média).

Uma vez estimada a percentagem de redução de novas roturas devido à gestão da pressão, quer para a rede de distribuição quer para os ramais de ligação, a estimativa para as perdas de água, devido às roturas na rede, resulta da adaptação da equação (2.9), tal como indica a equação (2.14):

$$QP \text{ varia com } P^{N1} \text{ e } \%FR \rightarrow QP_1 = \begin{cases} QP_0 \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N1} \times \left(\frac{100 - \%FR}{100}\right) & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (2.14)$$

em que:

QP – caudal de perdas de água;

P – pressão de serviço;

⁵ Enquanto Thornton e Lambert (2005) sugerem que o expoente N3 ao longo da rede pode variar entre um valor mínimo de 0,5 e um valor máximo de 6,5, Pearson *et al.* (2005) estabelecem um valor entre 0,2 e 8,5 para a rede de distribuição e entre 0,2 e 12 para os ramais de ligação, com um valor médio de 2,47 e 2,36 respectivamente.

N_1 – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão);

%FR – percentagem de redução de novas roturas;

QP_1 – caudal de perdas após a redução da pressão;

QP_0 – caudal de perdas antes da redução da pressão;

P_1 – pressão após a variação da pressão;

P_0 – pressão antes da variação da pressão.

Este procedimento de cálculo baseia-se em dois pressupostos (ver Figura 2.18):

- Antes da redução da pressão, se a frequência de roturas for elevada, então é de esperar que uma pequena redução da pressão tenha uma grande influência ao nível da redução do número de novas roturas. Caso contrário, a redução da pressão terá pouco significado em termos da redução do número de novas roturas, mas permite aumentar o desempenho global do sistema e aumentar o período de vida útil da infra-estrutura.
- O número de anos para o qual é possível manter um número reduzido de novas roturas está relacionado com a diferença entre a pressão máxima de serviço e a pressão mínima de serviço ao longo do tempo, à qual está associada a ocorrência de novas roturas. Neste contexto, a pressão mínima de serviço associada à ocorrência de novas roturas ao longo do tempo, vai sendo progressivamente actualizada/reduzida, em resultado da degradação das infra-estruturas, tráfego pesado, movimentos do solo, temperaturas baixas, entre outros factores.

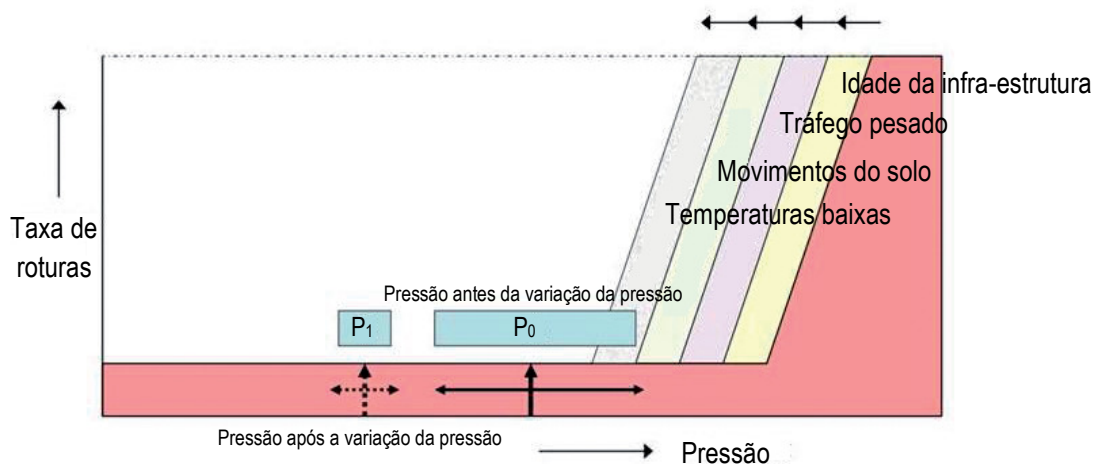


Figura 2.18 – Relação entre pressão de serviço e frequência de roturas.
Adaptado de Thornton e Lambert (2006).

2.2. Síntese de revisão bibliográfica

Nesta secção serão apresentados alguns estudos desenvolvidos por outros investigadores, e que têm como objectivo enquadrar o trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação.

2.2.1. Procedimentos para gestão das perdas de água

A gestão das perdas de água é, sem dúvida, um dos assuntos mais abordado na literatura da especialidade (Puust *et al.*, 2010). Alguns investigadores abordaram a temáticas das perdas de água usando o conceito de balanço hídrico anual e interpretação do CMN, em combinação com um simulador hidráulico (Almandoz *et al.*, 2005; Tabesh *et al.*, 2009); outros basearam-se na estimativa de custos e benefícios resultantes da redução da pressão, tendo como referência a pressão no ponto crítico e a pressão média de serviço na rede (Mckenzie e Langenhoven, 2001); ou analisaram as várias componentes das perdas, recorrendo ou não à instalação de VRP (Jowitt e Xu, 1990; Vairavamoorthy e Lumbers, 1998; Dias *et al.*, 2005; Awad *et al.*, 2008; Giustolisi *et al.*, 2008b); outros ainda usaram técnicas de optimização para definir a localização e regulação de VRP (Reis *et al.*, 1997; Tucciarelli *et al.*, 1999; Araujo *et al.*, 2006; Nicolini e Zovatto, 2009).

Jowitt e Xu (1990) desenvolveram um modelo semelhante ao proposto por Germanopoulos e Jowitt (1989) com o qual se pretende reduzir as perdas de água. O sistema de equações não lineares, que descrevem o comportamento hidráulico da rede, caracteriza explicitamente a fuga como dependente da pressão e tem em consideração o efeito da regulação das VRP. A linearização sucessiva do sistema de equações é conseguida através do método da teoria linear, e a função objectivo baseia-se na minimização do valor global das perdas de água.

Reis, *et al.* (1997) estudaram a localização e regulação óptima das VRP ao longo do sistema de distribuição de água através de um Algoritmo Genético. A função objectivo baseia-se na minimização das perdas de água ao longo da rede de distribuição, para um determinado tipo de consumos nodais e níveis dos reservatórios, tendo em conta o número, a localização e a regulação das VRP. Para descrever o comportamento hidráulico da rede, usaram o modelo descrito por Jowitt e Xu (1990). Com base em múltiplas simulações de padrões de consumo, concluem que o valor esperado de perdas na rede, obtido através da localização e regulação óptima de VRP, é praticamente independente do consumo e da sua distribuição espacial e temporal. Por outro lado, para diferentes padrões de consumo ao longo da rede e diferentes consumos, obtêm-se diferentes localizações para as VRP.

Vairavamoorthy e Lumbers (1998) recordaram que a inclusão das componentes das perdas de água como dependentes da pressão é a melhor forma de reduzir as perdas de água com recurso a técnicas de optimização. Apresentaram um método para reduzir as perdas de água e garantir simultaneamente a pressão mínima requerida para fazer face ao consumo, mediante a regulação de VRP previamente localizadas. O algoritmo baseia-se na programação quadrática sequencial, usada para gerar a cada passo

uma nova direcção de pesquisa e assim corrigir o vector solução. Em função da pressão disponível nos nós, duas funções objectivo foram estudadas: a primeira está relacionada com a redução do volume total de perdas de água; a segunda com a minimização dos desvios ao quadrado entre a pressão de serviço em cada nó e a pressão mínima requerida para fazer face aos consumos. As restrições ao problema baseiam-se na equação da continuidade nos nós (na qual está incorporada a componente das perdas de água em função da pressão), nas pressões máxima e mínima admissíveis em cada nó da rede, e, ainda, na regulação máxima e mínima admissível para as VRP.

Tucciarelli *et al.* (1999) basearam-se num modelo inverso de simulação hidráulica para reduzir as perdas de água, ao mesmo tempo que analisavam a relação entre a pressão e o caudal ao longo do tempo (calibração do modelo). Numa primeira fase, usando um algoritmo de *Simulated Annealing*, os parâmetros do modelo são estimados através da maximização de uma função de probabilidade, igual ao quadrado da diferença entre os valores observados (pressão e caudal) e os correspondentes valores calculados mediante simulação do comportamento hidráulico da rede. Posteriormente, segue-se a optimização da regulação das VRP existentes no sistema, de forma a reduzir o excesso de pressão e garantir a pressão mínima de serviço em cada nó. Referem as vantagens deste tipo de abordagem no que diz respeito à identificação de zonas da rede com elevadas taxas de perdas e consumos, e, ainda, o forte contributo em termos de calendarização das actividades relacionadas com a reabilitação das infra-estruturas.

Baseados nas metodologias BABE e FAVAD, Mckenzie e Langenhoven (2001) desenvolveram um software denominado PRESMAC, com o objectivo de auxiliar as Entidades Gestoras na gestão da pressão, e, conseqüentemente, na redução do volume total de perdas de água. Podem ser usados diferentes tipos de VRP, contudo, apresenta como desvantagem o facto de não utilizar nenhum simulador hidráulico, e utilizar a pressão no ponto crítico e a pressão média de serviço na rede para estimar a redução das perdas de água e do consumo facturado.

Almandoz *et al.* (2005) apresentaram uma metodologia para estimar as perdas de água (perdas reais) ao longo da rede de distribuição e ramais de ligação e o volume de água consumido não facturado (perdas aparentes). Este procedimento supõe que as perdas reais variam com a pressão ao longo do dia, enquanto as perdas aparentes variam em função dos padrões de consumo. Para estimar as componentes das perdas reais e aparentes baseiam-se no balanço hídrico e na interpretação do CMN, e usam um simulador hidráulico para estudar o comportamento hidráulico da rede.

Dias *et al.* (2005) compararam o desempenho de um sistema de distribuição de água para diferentes cenários. O desempenho é avaliado em termos de nível de pressão e de perdas de água, através de funções de penalidade, usando diferentes tipos de VRP.

Usando um Algoritmo Genético, Araujo *et al.* (2006) desenvolveram uma ferramenta de apoio à decisão para quantificar, localizar e regular a abertura de VRP de forma a otimizar o desempenho hidráulico de sistemas de distribuição de água, quer em termos do controlo da pressão, quer na redução das perdas de

água. A aplicação computacional congrega dois módulos operacionais, tendo recorrido ao EPANET2.0 para analisar o comportamento hidráulico da rede. O primeiro módulo permite otimizar o número e a possível localização de VRP ao longo da rede. O segundo módulo permite estabelecer os ajustes de abertura para diferentes tipos de VRP, de forma a maximizar o desempenho global do sistema no que diz respeito à gestão das pressões e redução das perdas. Neste caso, as perdas de água são modeladas como dependentes da pressão, usando a lei de vazão teórica para pequenos orifícios.

Giustolisi *et al.* (2008b) desenvolveram um modelo de simulação hidráulica onde o consumo é orientado pela pressão e as perdas de água variam em função da pressão. Neste caso, as perdas de água são modeladas ao longo das condutas, e reportadas aos nós de montante e jusante na mesma proporção, ou em função da magnitude de pressão em cada um dos nós de extremidade. Através de um estudo de caso real, envolvendo duas redes de distribuição de água distintas, demonstram a importância deste tipo de abordagem.

Awad *et al.* (2008) apresentaram uma metodologia para o cálculo dos custos e benefícios resultantes da instalação de VRP. O modelo baseia-se nos custos e benefícios anuais relacionados com a redução das perdas de água, redução da frequência de roturas, redução do consumo dependente da pressão, redução do consumo de energia, redução do esforço de controlo activo de fugas, menor frequência de contactos com clientes e instalação/manutenção de diferentes tipos de VRP. Outros custos e benefícios são referenciados pelos autores, mas não incluídos no modelo, entre os quais: o aumento da vida útil do sistema, os inconvenientes relacionados com a interrupção de tráfego rodoviário e/ou pedestre, a redução de pedidos de indemnização, a redução do impacto ambiental e social, e, ainda, a redução dos inconvenientes para os utilizadores. Os resultados alcançados demonstram a importância de quantificar outros custos e benefícios além daqueles que habitualmente são considerados (benefícios devido à redução das perdas de água e custo de VRP).

Tabesh *et al.* (2009) usaram o balanço hídrico anual e a interpretação do CMN para estimar o caudal não facturado e as perdas de água ao longo da rede de distribuição, tal como a avaliação de indicadores de desempenho. Reconhecida a dependência das perdas em relação à pressão, o caudal total atribuído a cada nó é dividido em duas partes, uma considerada como dependente da pressão (perdas reais e aparentes), outra como independente da pressão (consumos domésticos, pequenos consumos não domésticos e grandes consumos não domésticos). A relação caudal/pressão baseia-se nas metodologias BABE e FAVAD, e o comportamento hidráulico da rede é avaliado através do EPANET. Segundo os autores, os resultados podem ser posteriormente analisados com recurso ao SIG, e, com o auxílio de indicadores de desempenho, podem fornecer aos decisores uma melhor compreensão das condições da infra-estrutura actual e escolher o plano mais adequado para redução das perdas.

Tal como outros investigadores, Nicolini e Zovatto (2009) abordaram o problema da gestão da pressão, e, conseqüentemente, a redução das perdas de água, através da localização e regulação de VRP. O

problema é formulado através da optimização de dois critérios e resolvido com recurso a um Algoritmo Genético (para o qual o comportamento hidráulico é simulado através do EPANET2.0). O primeiro critério representa a necessidade de reduzir o número de VRP a instalar, o segundo critério está relacionado com a redução do volume total de perdas de água no sistema – tendo em conta a pressão mínima requerida em cada nó para fazer face ao consumo. Conforme mencionado pelos autores, a vantagem deste tipo de abordagem reside no facto de se poder encontrar um conjunto de soluções óptimas, correspondentes a diferentes compromissos entre os objectivos estudados.

2.2.2. Procedimentos para sectorização de sistemas de distribuição de água e gestão das perdas de água

Embora a sectorização de sistemas de distribuição de água não permita directamente o controlo de perdas, é crucial no que concerne à sua detecção, caracterização e distribuição espacial. Na prática, a sectorização baseia-se em procedimentos mais ou menos empíricos, ou em experiências de campo limitadas, para a qual nem sempre é possível encontrar a solução mais adequada. Recentemente têm surgido algumas metodologias direccionadas especificamente para a sectorização de sistemas de distribuição de água, que permitem analisar um número bastante alargado de soluções admissíveis e, assim, aumentar a probabilidade de encontrar a melhor solução para a sectorização de um determinado sistema (Tzatchkov *et al.*, 2006; Sempewo *et al.*, 2008; Awad *et al.*, 2009; Di Nardo e Di Natale, 2011; Perelman e Ostfeld, 2011). Porém, verifica-se que este assunto é relativamente recente, pelo que mais estudos lhe deverão ser dirigidos.

Tzatchkov *et al.* (2006) usaram o algoritmo de *Depth first search* e *Breadth first search*, de forma a identificar sectores da rede abastecidos a partir de um reservatório e detectar erros de continuidade na rede. Através do comportamento hidráulico e da análise da qualidade da água, estabelecem a contribuição de cada origem de água para o consumo em cada nó da rede. Segundo os autores, com o objectivo de melhorar a eficiência global dos sistemas de distribuição de água, este algoritmo tem sido usado para projectos de sectorização em várias cidades do México.

Com o objectivo de reduzir o tempo de detecção, caracterização e distribuição espacial das perdas de água, Sempewo *et al.* (2008) propuseram uma nova abordagem para sectorizar sistemas de distribuição de água, baseada na teoria dos grafos e no princípio da computação distribuída usada na programação paralela – diferentes processadores representam diferentes sectores da rede. A dimensão de cada sector baseia-se no comprimento, consumo ou caudal dentro de cada sector da rede. No entanto, este processo é sensível ao número de sectores criados, à topologia e complexidade da rede e ao algoritmo usado para repartição do esforço computacional (programação paralela).

O método proposto por Awad *et al.* (2008; 2009) usa o princípio da teoria dos grafos e um Algoritmo Genético para identificar as condições de fronteira entre ZMC e determinar o melhor tipo, localização e regulação de VRP (zonas de pressão). Para cada solução gerada, o comportamento hidráulico da rede é estudado através do EPANET2.0 e a aptidão de cada solução é avaliada através de numa função objectivo que relaciona os custos e benefícios anuais devido à redução das perdas de água, a redução da frequência de roturas, a redução do consumo dependente da pressão, a redução do consumo de energia, a redução do esforço de controlo activo de fugas, a menor frequência de contactos com clientes e a instalação/manutenção de diferentes tipos de VRP. O método proposto é aplicado a um estudo de caso real no Reino Unido, para o qual é possível analisar o desempenho da metodologia proposta.

Di Nardo e Di Natale (2011) apresentaram uma metodologia para suporte técnico ao projecto de sectorização de sistemas de distribuição de água, compatível com o comportamento hidráulico do sistema original. O método baseia-se na teoria dos grafos (algoritmo de *Dijkstra*), a partir do qual é possível definir o número e a dimensão de cada ZMC, bem como as condutas onde válvulas de fronteira e medidores de caudal podem ser inseridos. A aptidão de cada solução baseia-se no número de estações de monitorização de caudal requeridas e em três indicadores de desempenho (índices energético, estatístico e hidráulico). Os resultados obtidos para um estudo de caso em Itália demonstram o desempenho da metodologia proposta.

Perelman e Ostfeld (2011) desenvolveram um algoritmo para dividir redes de distribuição de água, usando os princípios da teoria dos grafos (algoritmo de *Depth first search* e *Breadth first search*) e a direcção do escoamento durante um determinado período de simulação. Dois tipos de sectores podem ser criados. Sectores para o qual o sentido do escoamento nas condutas de fronteira pode inverter durante o período de simulação, e sectores da rede para o qual o sentido do escoamento nas condutas de fronteira permanece inalterado durante todo o período de simulação. A metodologia é demonstrada num sistema de distribuição de água retirado da literatura.

Outros autores apresentam estudos semelhantes, e relacionados com a localização de válvulas de seccionamento em sistemas de distribuição de água, de forma a isolar zonas da rede (Walski *et al.*, 2006; Jun e Loganathan, 2007; Li e Kao, 2008; Creaco *et al.*, 2010; Giustolisi e Savic, 2010).

2.2.3. Proposta de metodologia para gestão da pressão em sistemas de distribuição de água

Embora a gestão da pressão seja um dos principais procedimentos indicados para redução das perdas de água, e um dos assuntos mais estudados na literatura, poucos trabalhos têm sido desenvolvidos no que se refere à sectorização de sistemas de distribuição de água que permitam uma melhor gestão de pressão durante o período de exploração. Neste contexto, no capítulo IV desta dissertação apresentar-se-ão duas novas metodologias. A primeira metodologia diz respeito à gestão da pressão à entrada do sistema ou

subsistema, através da instalação de diferentes tipos de dispositivos de redução da pressão (VRP com pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico) – sendo que, as melhores práticas relacionadas com a gestão das perdas de água serão consideradas (metodologias BABE e FAVAD). Neste caso, as perdas de água são consideradas como dependentes da pressão (em função da pressão nodal) e o consumo foi repartido em duas componentes: uma considerada como dependente da pressão e outra como independente da pressão. A segunda metodologia baseia-se na primeira, bem como em conceitos da teoria dos grafos, análise económica e num algoritmo de optimização, e refere-se à sectorização de redes de distribuição de água de grande dimensão, tendo em conta o desempenho global do sistema original durante o horizonte de projecto e o fasear dos custos de investimento, em função das reais necessidades e dos recursos financeiros da Entidade Gestora. Um modelo de simulação hidráulica em regime quase-permanente foi usado em ambas a metodologias propostas.

2.3. Referências bibliográficas

Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M., Vieira, P. (2005). *Guia Técnico 3: Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), Instituto da Água (INAG) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

Alegre, H., Hirner, W., Baptista, J. M., Parena, R. (2004). *Guia Técnico 1: Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água. Manual de Boas Práticas da IWA*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

Almandoz, J., Cabrera, E., Arregui, F., Cabrera Jr, E., Cobacho, R. (2005). "Leakage assessment through water distribution network simulation." *Journal of Water Resources Planning and Management* 131(6): 458-466.

Araujo, L. S., Ramos, H., Coelho, S. T. (2006). "Pressure control for leakage minimisation in water distribution systems management." *Water Resources Management* 20: 133-149.

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2008). "Analysis of pressure management economics in water distribution systems". In *10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference (WDSA2008), Specialized Conference Proceedings*, 17-20 August, Kruger National Park (South Africa).

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2009). "Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms". In *Integrating Water Systems (CCWI 2009), Specialized Conference Proceedings*, University of Sheffield (United Kingdom).

Bairos, A. (2008). *Válvulas de controlo automático na segurança e gestão operacional de sistemas de abastecimento e drenagem: o comportamento das VRP*. Mestrado, Instituto Superior Técnico. Lisboa.

Boxall, J. B., O'Hagan, A., Pooladsaz, S., Saul, A., Unwin, D. (2007). "Estimation of burst rates in water distribution mains." *Water Management* 160(WM2): 73-82.

Cassa, A. M., van Zyl, J. E., Laubscher, R. F. (2010). "A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes." *Urban Water Journal* 7(2): 109-120.

Covas, D. (1998). *Detecção e localização de fugas em redes de distribuição de água*. Mestrado, Instituto Superior Técnico. Lisboa.

- 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 Resour Manage* 24: 4317-4338.
- De Marchis, M., Fontanazza, C. M., Freni, G., La Loggia, G., Napoli, E., Notaro, V. (2010). "A model of the filling process of an intermittent distribution network." *Urban Water Journal* 7(6): 321-333.
- 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.
- Dias, N., Covas, D., Ramos, H. (2005). "Leakage reduction and customer level of service improvement by pressure management". In *Computing and Control in the Water Industry (CCWI 2005), Specialized Conference Proceedings*, 5-7 September, University of Exeter (United Kingdom).
- DTA A2 (2004). *DTA - Documento técnico de apoio nº A2. Indicadores de perdas nos sistemas de abastecimento de água*. Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água (PNCDA), Brasil.Ministério das Cidades - Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental.
- DTA D1 (1999). *DTA - Documento técnico de apoio nº D1. Controle da pressão na rede*. Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água (PNCDA), Brasil.Ministério das Cidades - Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental.
- Fantozzi, M., Lambert, A. (2007). "Including the effects of pressure management in calculations of Short-Run Economic Leakage Levels". In *Water Loss 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA, 23-26 Sep, Bucharest (Romania)*.
- Farley, M. (2001). *Leakage management and control. A best practice training manual*. Operation & Maintenance Working Group, World Health Organization (WHO), Geneva.
- Farley, M., Trow, S. (2003). *Losses in water distribution networks*. IWA Publishing, UK.
- 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: 171-179.
- Germanopoulos, G., Jowitt, P. W. (1989). "Leakage reduction by excessive pressure minimization in a water supply network." *Proc., Institution Civ. Engrs.* 87(Part 2): 195-214.
- Giustolisi, O., Savic, D. (2010). "Identification of segments and optimal isolation valve system design in water distribution networks." *Urban Water Journal* 7(1): 1-15.
- Giustolisi, O., Savic, D., Kapelan, Z. (2008a). "Extended period simulation analysis considering valve shutdowns." *Journal of Water Resources Planning and Management* 134(6): 527-537.
- Giustolisi, O., Savic, D., Kapelan, Z. (2008b). "Pressure-driven demand and leakage simulation for water distribution networks." *Journal of Hydraulic Engineering* 134(5): 626-635.
- 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.
- Gonçalves, E., Alvim, P. R. A. (2005). *Guia prático para pesquisa e combate a vazamentos não visíveis*. Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água (PNCDA), Brasil.Ministério das Cidades - Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental.
- Hamilton, S. (2007). "When is a DMA not a DMA?". In *Leakage 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA, 23-26 Sep, Bucarest (Romania)*.
- Havlik, V. (2006). "Vulnerability of water distribution systems to leakage." *NATO Security Through Science Series - C: Environmental Security, Security of Water Supply Systems: From Source to Tap* 8: 51-63.
- Hunaidi, O., Chu, W., Wang, A., Guan, W. (2000). "Detecting leaks in plastic pipes." *Journal of American Water Works Association (AWWA)* 92(2): 82-94.

- Hunaidi, O., Giamou, P. (1998). "Ground penetrating radar for detection of leaks in buried plastic water distribution pipes". In *Seventh International Conference on Ground Penetrating Radar*, 27-30 May, Lawrence, Kansas (USA).
- Hunaidi, O., Wang, A., Bracken, M., Gambino, T., Fricke, C. (2004). "Acoustic methods for locating leaks in municipal water pipe networks". In *International Water Demand Management Conference*, 30 May to 3 June, Dead Sea (Jordan).
- Jowitt, P. W., Xu, C. (1990). "Optimal valve control in water distribution networks." *Journal of Water Resources Planning and Management* 116(4): 455-472.
- Jun, H., Loganathan, G. V. (2007). "Valve-controlled segments in water distribution systems." *Journal of Water Resources Planning and Management* 133(2): 145-155.
- Kovač, J., Kondres, J. (2009). "Benefits of water loss reduction program based on IWA WLTF methodology - example from Croatia". In *Water Loss 2009, IWA specialist conference*, 26-29 April, Cape Town (South Africa).
- Lambert, A. (1994). "Accounting for losses: the bursts and background estimates (BABE) concept." *Water and Environment Journal* 8(2): 205-214.
- Lambert, A. (2000). "What do we know about pressure-leakage relationships in distribution systems?". In *System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Specialized Conference Proceedings*, IWA, May, Brno (Czech Republic).
- Lambert, A., Hirner, W. (2000). *The Blue Pages. Losses from water supply systems: standard terminology and recommended performance measures*. International Water Association (IWA).
- Lambert, A. O., Brown, T. G., Takizawa, M., Weimer, D. (1999). "A review of performance indicators for real losses from water supply systems." *Journal of Water Supply: Research and Technology - Aqua* 48(6): 227-237
- Lambert, A. O., McKenzie, R. D. (2002). "Practical experience in using the infrastructure leakage index". *IWA Conference in Leakage Management*, November, Cyprus.
- Li, P.-H., Kao, J.-J. (2008). "Segment-based vulnerability analysis system for a water distribution network." *Civil Engineering and Environmental Systems* 25(1): 41-58.
- Liemberger, R., Brothers, K., Lambert, A., McKenzie, R., Rizzo, A., Waldron, T. (2007). "Water loss performance indicators". In *Water Loss 2007, Specialized Conference Proceedings*, IWA, 23-26 September, Bucharest (Romania).
- Liemberger, R., McKenzie, R. (2005). "Accuracy limitations of the ILI - Is it an appropriate indicator for developing countries?". In *Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings*, IWA, 12-14 September, Halifax (Canada).
- Loveday, M., Dixon, J. (2005). "DMA sustainability in developing countries". In *Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings*, IWA, 12-14 Sep, Halifax (Canada).
- Machell, J., Mounce, S. R., Boxall, J. B. (2010). "Online modelling of water distribution systems: a UK case study." *Drinking Water. Engineering and Science* 3: 21-27.
- MAOTDR (2007). *Plano estratégico de abastecimento de água e saneamento águas residuais (PEAASAR II)*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional (MAOTDR), Lisboa.
- Marques, R., Gomes, R., Monteiro, A. (2005). "Benchmarking the water losses in Portugal". In *Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings*, IWA, 12-14 September, Halifax (Canada).
- May, J. (1994). "Pressure dependent leakage." *World Water and Environmental Engineering*.
- McKenzie, R., Langenhoven, S. (2001). *PRESMAC User guide*. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 152/01

- Mendes, P. (2003). *Metodologia de implementação de um sistema de indicadores de desempenho em serviços municipais de abastecimento de água*. Mestrado, Universidade do Algarve. Faro.
- Morrison, J. (2004). "Managing leakage by District Metered Areas: a practical approach." *Water 21, IWA Water Loss Task Force*: February.
- Morrison, J., Tooms, S., Rogers, D. (2007). *IWA District metered areas (draft)*. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.
- Nicolini, M., Zovatto, L. (2009). "Optimal location and control of pressure reducing valves in water networks." *Journal of Water Resources Planning and Management* 135(3): 178-187.
- NWC (1980). *Leakage control policy and practice (Report 26)*. Technical Working Group on Waste of Water. National Water Council (NWC) Standing Technical Committee Report n.º 26.
- Pearson, D. (2002). "Testing the UARL and ILI approach using a large UK Data Set". *IWA Conference in Leakage Management*, November, Cyprus.
- Pearson, D., Fantozzi, M., Soares, D., Waldron, T. (2005). "Searching for N2: How does pressure reduction reduce burst frequency?". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA, 12-14 Sep, Halifax (Canada)*.
- Perelman, L., Ostfeld, A. (2011). "Topological clustering for water distribution systems analysis." *Environmental Modelling & Software* 26: 969-972.
- Pilcher, R., Hamilton, S., Chapman, H., Field, D., Ristovski, B., Stapely, S. (2007). *IWA Leak location and repair*. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D., Koppel, T. (2010). "A review of methods for leakage management in pipe networks." *Urban Water Journal* 7(1): 25-45.
- 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.
- Sánchez, E. H., Ibáñez, J. C., Cubillo, F. (2005). "Testing applicability and cost effectiveness of permanent acoustic leakage monitoring for loss management in madrid distribution network". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA, 12-14 Sep, Halifax (Canada)*.
- Sempewo, J., Pathirana, A., Vairavamoorthy, K. (2008). "Spatial analysis tool for development of leakage control zones from the analogy of distributed computing". *In 10th Annual Water Distribution Systems Analysis (WDSA2008), Specialized Conference Proceedings, 17-20 August, Kruger National Park (South Africa)*.
- Sousa, J. (2006). *Modelos de apoio à decisão para o dimensionamento e a operação de sistemas de abastecimento de água*. Ph.D, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Tabesh, M., Asadiyani, A. H., Burrows, R. (2009). "An integrated model to evaluate losses in water distribution systems." *Water Resources Management* 23: 477-492.
- Thornton, J. (2003). "Managing leakage by managing pressure: a practical approach." *Water 21, IWA Water Loss Task Force*: October.
- Thornton, J., Lambert, A. (2005). "Progress in practical prediction of pressure: leakage, pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships". *In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA, 12-14 September, Halifax (Canada)*.
- Thornton, J., Lambert, A. (2006). "Managing pressures to reduce new breaks." *Water 21 (December)*.
- Thornton, J., Lambert, A. (2007). "Pressure management extends infrastructure life and reduces unnecessary energy costs". *In Water Loss 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA, 23-26 Sep, Bucharest (Romania)*.

- Thornton, J., Sturm, R., Kunkel, G. (2008). *Water loss control*. McGraw-Hill Companies.
- 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.
- Tzatchkov, V. G., Alcocer-Yamanaka, V. H., Ortiz, V. B. (2006). "Graph theory based algorithms for water distribution network sectorization projects". In *8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium*, 27-30 August, Cincinnati, Ohio (USA).
- Vairavamoorthy, K., Lumbers, J. (1998). "Leakage reduction in water distribution systems: optimal valve control." *Journal of Hydraulic Engineering* 124(11): 1146-1154.
- Walski, T. M., Weiler, J. S., Culver, T. (2006). "Using criticality analysis to identify impact of valve location". In *8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium*, 27-30 August, Cincinnati (Ohio).
- Woodward, C. A., Rogers, C. D., Chapman, D. (2005). "The effect of soil properties on leakage economics". In *Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 September, Halifax (Canada).
- WRc (1994). *Managing leakage reports A-J*. WRc plc, Water Services Association, Water Companies Association, Swindon (United Kingdom).
- Wu, Z. Y., Wang, R. H., Walski, T., Yang, S. Y., Bowdler, D., Baggett, C. (2006). "Efficient pressure dependent demand model for large water distribution system analysis". In *8th Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis*, 27-30 August, Cincinnati (Ohio).

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

Técnicas de optimização combinatória

Capítulo III

“The concept of considering water as an economic resource by taking into account its full price and the use of economic instruments as well are among the main advantages of a sustainable water supply policy. It is evident that the traditional emphasis on water supply management has led to depletion of freshwater, overexploitation, and underestimation of water. Therefore, new alternative sustainable schemes aiming at balancing the appropriate level of water conservation and demand management policies with any needed development of new supplies should be developed. In the fulfillment of its task, the public water supply industry needs to integrate all economic, environmental, and social aspects of water and give special consideration to both rational design and environmental impacts of water supply projects taking into account: growing per capita water use, increasing population, urbanization, pollution, shortages of funds and growing competition for water by other uses.”

(Mylopoulos et al., 2003)

“The optimization problems of water distribution networks are complex, multi-modal and discrete variable problems that cannot be easily solved with conventional optimization algorithms. Heuristic algorithms such as genetic algorithms, simulated annealing, tabu search and ant colony optimization have been extensively employed over the last decade.”

(Lina et al., 2007)

2. TÉCNICAS DE OPTIMIZAÇÃO COMBINATÓRIA

O aumento da complexidade dos sistemas de abastecimento de água, associado à crescente escassez de recursos, tem desencadeado uma constante e criteriosa combinação e optimização dos recursos disponíveis, pelo que o uso de técnicas de optimização combinatória tem vindo a ser cada vez mais usual nesta área do conhecimento. Este capítulo encontra-se dividido em quatro partes. Na primeira parte descreve-se a formulação geral dos problemas de optimização combinatória, tal como a definição de algumas das principais técnicas de optimização existentes na literatura. Ainda nesta secção, serão apresentadas as razões que levaram à escolha da meta heurística *Simulated Annealing*, como técnica de optimização. Na segunda parte serão descritos a terminologia e os conceitos fundamentais do algoritmo de optimização escolhido, assim com as condições requeridas para a sua implementação. Na terceira parte, após várias experiências, serão indicados os ajustes necessários para implementação do algoritmo de optimização escolhido, quando aplicado à sectorização de redes de distribuição de água – metodologia proposta no Capítulo IV. Por último, na quarta parte, as restrições a impor aos modelos de optimização e simulação hidráulica, no contexto da gestão e exploração de sistemas de distribuição de água, serão apresentadas. Este capítulo termina com a indicação das referências bibliográficas citadas ao longo do texto.

2.1. Problemas de optimização

2.1.1. Complexidade dos problemas

A procura da solução óptima para problemas de elevado nível de complexidade computacional tem motivado vários investigadores, nas mais diversas áreas do conhecimento, a desenvolver e aperfeiçoar técnicas de resolução cada vez mais eficientes e eficazes. Neste contexto, os avanços tecnológicos e o aparecimento e rápida difusão dos métodos heurísticos tornaram possível a resolução de um determinado número de problemas para os quais os métodos determinísticos não permitem dar resposta em tempo útil.

De acordo com a teoria da complexidade, os problemas podem ser classificados em duas categorias: problemas de decisão, quando se pretende determinar a existência ou não uma determinada estrutura que satisfaça a condição “verdadeiro” ou “falso”; e em problemas de optimização, que por sua vez está relacionado com a análise de um conjunto finito de soluções que permitem “maximizar” ou “minimizar” uma determinada função objectivo ou multi-objectivo¹. Além disso, em função da sua complexidade, os vários tipos de problemas podem ser classificados em duas classes (Araujo, 2001):

Classe P – corresponde ao conjunto de problemas passíveis de serem resolvidos com recurso a um qualquer algoritmo determinístico em tempo polinomial, ou seja, para o qual é possível encontrar a solução exacta através da análise de soluções analíticas, cálculo diferencial ou enumeração completa.

Classe NP – diz respeito ao conjunto de problemas que poderão ser resolvidos em tempo polinomial por um qualquer algoritmo não-determinístico². Os problemas da classe P estão contidos na classe NP, e os problemas para os quais não seja possível definir um algoritmo determinístico, passível de ser resolvido em tempo polinomial, pertencem à subclasse NP-difícil.

2.1.2. Formulação clássica do problema de optimização

A complexidade dos problemas de aplicações práticas, sobretudo no âmbito da Engenharia e Indústria, conduziu ao aparecimento dos métodos heurísticos, combinados ou não com técnicas de enumeração ou outras técnicas de optimização combinatória (Blum e Roli, 2003). Tal como referido anteriormente, um problema de optimização define-se como um problema de “maximização” ou “minimização” e é especificado por um conjunto de variáveis para o qual corresponde um determinado valor da função objectivo (Cunha e

¹ Enquanto nos problemas de optimização simples (com apenas uma função objectivo) é possível identificar a solução que permite “maximizar” ou “minimizar” o valor da função objectivo, nos problemas de optimização multi-objectivo geralmente não é possível encontrar uma única solução que satisfaça todas as condições da função objectivo pelo que poderá existir um conjunto de soluções óptimas, designadas soluções óptimas de Pareto.

² Procedimento que permite transformar um problema de complexidade exponencial num outro considerado de resolução mais fácil e em tempo polinomial, ou seja, além de respeitar todas as regras de um algoritmo determinístico pode fazer escolhas aplicando procedimentos não determinísticos.

Sousa, 2010) ou multi-objectivo (Kubotania e Yoshimurab, 2003; Tospornsampan *et al.*, 2007; Bandyopadhyay *et al.*, 2008), podendo ser enunciado de seguinte forma:

$$F(X) = W(x) \pm \sum g(x) \quad (3.1)$$

Sujeito ao conjunto de restrições que exprimem as limitações dos recursos disponíveis e os parâmetros físicos que regem cada problema:

$$A \cdot x \begin{cases} \leq \\ \geq \\ \neq \\ = \end{cases} B \quad ; \forall x \in N(x) \quad e \quad \forall N(x) \in S \quad (3.2)$$

$$x = \{y_1, y_2, \dots, y_n\} \in N(x)$$

em que:

- F(X) – função objectivo penalizada correspondente à solução X;
- X – solução óptima, cujo valor da função objectivo vem indicado por F(X);
- W(x) – função objectivo correspondente à solução x;
- g(x) – função de penalidade correspondente à solução x;
- A, B – coeficientes da matriz de restrições;
- x – conjunto de variáveis contínuas ou discretas independentes y (qualquer solução do problema);
- N(x) – conjunto de todas as soluções que poderão ser obtidas a partir da solução x (vizinhança de x);
- S – espaço de solução.

Neste contexto, a verificação das restrições permite revelar a admissibilidade de cada uma das soluções candidatas. Considere-se uma função objectivo F(X) definida para o espaço de solução S, ao qual corresponde o conjunto de todas as soluções possíveis para o problema. Com recurso aos métodos heurísticos é possível identificar uma solução X pertencente a S que satisfaça a condição $F(X) = \min_{x \in N(x)} F(x), \forall N(x) \in S$ ou $F(X) = \max_{x \in N(x)} F(x), \forall N(x) \in S$, respectivamente para um problema de “minimização” ou “maximização”. A vizinhança de uma qualquer solução x, N(x), contém todas as soluções possíveis de serem alcançadas a partir de um único movimento através de um qualquer mecanismo de perturbação com origem em x. Neste caso, a solução X também designada óptimo, óptimo global ou máximo/mínimo, corresponde à melhor combinação entre variáveis para a qual são respeitadas todas as restrições do problema e cujo valor da função objectivo vem indicado por F(X). Na impossibilidade de gerar todas as soluções possíveis para o problema, interessa identificar a solução X que melhor se aproxime de $\min_{x \in N(x)} F(x), \forall N(x) \in S$ ou $\max_{x \in N(x)} F(x), \forall N(x) \in S$. Caso a função objectivo seja do tipo multimodal (relacionado com existência de irregularidades no espaço de solução ou vários óptimos locais), deve-se ter especial atenção ao facto de a solução final poder estar relacionada com um óptimo local, muito distante do

ótimo global. Por esta razão, alguns algoritmos recorrem a soluções não admissíveis para “saltar” para outras zonas do espaço de solução mais promissoras, na esperança de encontrar um novo ótimo local correspondente ao ótimo global.

Qualquer problema de “maximização” pode ser convertido num problema de “minimização” e vice-versa, desde que se tenha em atenção o sinal da função objectivo ou a inversa da função que se pretende “maximizar” ou “minimizar”. Entre as várias soluções possíveis para um determinado problema, uma solução admissível caracteriza-se por satisfazer todas as restrições do problema “soluções viáveis”, e, de entre estas, aquela que satisfaz a condição da função objectivo designa-se por “solução ótima”. As soluções não admissíveis estão relacionadas com a violação de restrições associadas ao problema e traduz-se pela penalização do valor da função objectivo mediante a amplitude da violação cometida. A utilização de soluções não admissíveis durante a pesquisa adequa-se sobretudo a problemas de optimização combinatória extremamente restringidos, para os quais é difícil definir unicamente soluções admissíveis, o que de certa forma permite reduzir o esforço computacional.

2.1.3. Métodos heurísticos e selecção do método de optimização

Os problemas de optimização podem ser agrupados em duas categorias: os que se baseiam em técnicas de optimização determinísticas, como por exemplo a programação linear, programação não-linear e programação dinâmica; e os que se baseiam em técnicas de optimização estocásticas tais como os métodos heurísticos (Sousa, 2006). Assim, torna-se imprescindível escolher o método de resolução mais adequado a cada tipo de problema.

A crescente complexidade dos sistemas de abastecimento de água, e a escassez de recursos, tem desencadeado uma constante e criteriosa combinação e optimização dos recursos disponíveis, pelo que parte desses problemas (dimensionamento, sectorização, reabilitação, optimização do funcionamento de estações elevatórias, entre outros) não poderão ser resolvidos com recurso aos métodos tradicionais ou determinísticos. O aparecimento e rápida difusão dos métodos heurísticos justificam-se pela relativa facilidade de projecção e implementação, nomeadamente, em problemas para os quais os métodos exactos não sejam os mais adequados. A eficiência e eficácia destes métodos baseiam-se, essencialmente, na diversificação e intensificação da pesquisa (Kirkpatrick *et al.*, 1983). A diversificação está relacionada com a pesquisa de soluções ao longo de todo o espaço de solução que permita localizar os vários ótimos locais, evitando ficar retido em zonas pouco promissoras. A intensificação baseia-se no fortalecimento da pesquisa na vizinhança de ótimos locais, entre os quais, o ótimo global. Apesar de relativamente recentes, os métodos heurísticos, entre os quais as meta-heurísticas, têm vindo a ser amplamente divulgados na literatura. De aplicabilidade geral, as meta-heurísticas caracterizam-se por permitir a pesquisa na vizinhança de soluções correspondentes a ótimos locais com a possibilidade de “saltar” para outras zonas do espaço de solução, mais promissoras, na procura do ótimo global. De entre estes algoritmos de

resolução, destacam-se os mais referidos na literatura: *Ant Colony* (Colónias de Formigas), *Artificial Neural Networks* (Redes Neurais Artificiais), *Genetic Algorithm* (Algoritmos Genéticos), *Simulated Annealing* (Recozimento Simulado), e *Tabu Search* (Pesquisa Tabu).

Ant Colony – baseia-se no percurso escolhido pelas formigas entre a fonte de alimento e o ninho. Ao decidir por um determinado percurso, as formigas vão deixando sobre o terreno substâncias químicas designadas “feromonas”, cuja intensidade está relacionada com o número de formigas que optam por esse percurso. À partida é de esperar que quanto maior a concentração de “feromonas” maior a probabilidade de outras formigas seguirem por esse percurso, dando a indicação de que esse será, à partida, o melhor percurso entre a fonte de alimento e o ninho. Partindo deste pressuposto, o algoritmo baseia-se na selecção probabilística de percursos alternativos (soluções), usando o conceito de “formiga virtual”. A cada iteração, cada “formiga virtual” define um percurso em função de uma determinada probabilidade, pelo que qualquer restrição ao problema deve ser imputada às “formigas virtuais” de forma a condicionar ou não a escolha de um determinado percurso. As probabilidades envolvidas na definição de percursos alternativos designam-se vulgarmente por movimentos/transições, e, na maior parte dos casos, as “formigas virtuais” definem apenas soluções viáveis. No entanto, por vezes, torna-se necessário permitir determinadas violações das restrições de forma a direccionar a pesquisa para soluções de melhor qualidade (Dorigo *et al.*, 1996; Blum e Roli, 2003; Maier *et al.*, 2003; Doerner e Gutjahr, 2004; Ostfeld e Tubaltzev, 2008).

Artificial Neural Networks – baseia-se na estrutura do cérebro humano e no seu processo de aprendizagem. Pode ser interpretado como uma estrutura de processamento capaz de reter informação através da aprendizagem, e, posteriormente, reproduzir esse conhecimento para problemas similares. A rede neuronal apresenta-se na forma de um grafo direccionado (por camadas), onde os neurónios ou unidades de processamento correspondem aos nós e as ligações aos arcos. Enquanto o número de neurónios na primeira e última camada corresponde ao número de parâmetros de entrada e saída, respectivamente; o número de camadas intermédias deve ser definido tendo em conta a melhor combinação entre precisão e velocidade de adaptação do algoritmo. Além disso, a informação recebida em cada neurónio será tratada e transmitida aos neurónios da camada a jusante, através de operações matemáticas elementares, tendo em conta o peso de todas as ligações a montante e as restrições para jusante. Através de mecanismos de aprendizagem, a adaptação de uma rede neuronal consiste na modificação sucessiva do peso atribuído às ligações entre neurónios, mediante a comparação entre os valores calculados e esperados. No que se refere ao desempenho do algoritmo, depende sobretudo do número de camadas intermédias, do número de neurónios por camada e do método de aprendizagem usado para adaptação do algoritmo (Basheera e Hajmeer, 2000; Su e Chang, 2000; Fontul, 2004; Mounce e Machell, 2006; Nazif *et al.*, 2010).

Genetic Algorithm – proposto por John Holland, este algoritmo baseia-se na teoria da evolução das espécies, tal como demonstrado por Charles Darwin. Partindo de um conjunto de soluções, a qual se designa população, a cada iteração um número de operadores (selecção, cruzamento e mutação) é aplicado aos indivíduos da população corrente para gerar os indivíduos da próxima geração, através da

recombinação de dois ou mais indivíduos da população corrente. À partida é de esperar que os indivíduos da próxima geração sejam mais resistentes do que os da geração que lhes deu origem, ou seja, é de esperar encontrar soluções progressivamente de melhor qualidade. Neste contexto, a selecção permite identificar quais os indivíduos mais aptos para constituir a próxima população, o cruzamento permite a combinação entre dois ou mais indivíduos de forma a dar origem à nova população, e, por último, a mutação está relacionada com a auto-adaptação de indivíduos com características distintas daqueles que estiveram na sua origem. Nestas condições, os indivíduos mais aptos terão maior probabilidade de serem escolhidos e constituir a próxima geração, ou seja, de se adaptarem às novas condições de sobrevivência (Simpson *et al.*, 1994; Savic e Walters, 1997; Blum e Roli, 2003; Awad *et al.*, 2009).

Simulated Annealing – desenvolvido por Metropolis (1953) e adaptado à optimização combinatória por Kirkpatrick *et al.* (1983) e Cerny (1985), caracteriza-se por ser uma técnica de optimização estocástica com distribuição probabilística baseada na imitação de processos naturais de recozimento, ou seja, é um algoritmo sequencial de pesquisa local em torno de uma vizinhança que combina as vantagens das técnicas de geração de números aleatórios com as técnicas de melhoramento iterativo, cujos resultados têm sido bastante satisfatórios (Trosset, 2001; Sousa, 2006; Khodabakhshi *et al.*, 2009). O processo inicia-se a temperaturas elevadas à qual se segue uma progressiva redução da temperatura. Baseado na vizinhança da solução corrente, a cada iteração é gerada aleatoriamente uma nova solução que depois de quantificada deverá ficar sujeita a um critério de aceitação. Caso a nova solução seja igual ou inferior à solução corrente, esta será automaticamente aceite, caso contrário, será aceite com uma probabilidade $\exp^{-\Delta f/T_k}$, na qual o parâmetro de controlo da temperatura T_k vai sendo progressivamente reduzido, até que nenhum movimento seja aceite. Porém, para que se obtenha o máximo desempenho do algoritmo, é necessário ajustar convenientemente cada um dos parâmetros, tendo em conta as características específicas de cada problema. Apesar de não garantir a solução óptima global, permite encontrar soluções de boa qualidade em tempo de execução razoável, muitas vezes próximas da solução óptima global (Cunha e Sousa, 1999; Cunha e Sousa, 2001; Varela e Ribeiro, 2001; Blum e Roli, 2003; Lin e Wang, 2003; Tospornsampan *et al.*, 2005; Tospornsampan *et al.*, 2007).

Tabu Search – desenvolvido por Glover, este algoritmo baseia-se na imitação da memória humana (Glover, 1989). Tal como o *Simulated Annealing*, caracteriza-se por ser um algoritmo estocástico de pesquisa local. Baseado em mecanismos de diversificação e intensificação da pesquisa, a cada iteração procura um óptimo local seleccionando o melhor vizinho i de um subconjunto $S\{V(j)\}$ da vizinhança $V(j)$ da solução corrente j . Neste caso a melhor solução encontrada será armazenada em memória. Para evitar a selecção sucessiva de soluções previamente visitadas, usa o conceito de lista *tabu*. A lista *tabu* permite armazenar determinados atributos (parte da solução, transições ou diferenças entre duas transições consecutivas) e restringir esses movimentos durante um determinado número de iterações – a não ser que alguma dessas soluções satisfaça um determinado critério de exigência, geralmente baseado na comparação entre cada

uma dessas soluções e a melhor solução encontrada até esse instante. A dimensão da lista *tabu* pode ser fixa ou variável e permite controlar a capacidade de memória durante a pesquisa. De qualquer forma, uma vez alcançada a dimensão máxima, sempre que uma das soluções correntes seja armazenada será em substituição de uma das soluções existentes (Glover, 1990; Blum e Roli, 2003; Hung *et al.*, 2003; Cunha e Ribeiro, 2004; Schaller, 2005; Al-Salim e Choobineh, 2008; Waligóra, 2009).

Dada a forte componente empírica dos métodos apresentados, a adaptação de cada algoritmo só é possível através de sucessivas tentativas e erro. Por outro lado, o facto de a programação distribuída ou paralela ter custos significativos, muitas vezes inacessíveis para a maior parte das Entidades Gestoras de serviços públicos de abastecimento de água, no âmbito do estudo apresentado optou-se por utilizar um algoritmo sequencial, no qual se destaca a meta-heurística *Simulated Annealing*, quer pela experiência que se tem vindo a adquirir por parte dos elementos do grupo de investigação, quer pelo facto de o algoritmo permitir obter resultados de elevada qualidade em tempo razoável. Além do mais, o seu elevado desempenho é facilmente perceptível para um vasto conjunto de problemas práticos, de entre os quais: o planeamento e gestão de recursos florestais (Pereira, 2004; Rodrigues *et al.*, 2004); acústica (Chang *et al.*, 2004); dimensionamento de estruturas (Pantelides e Tzan, 1997; Hasangebi e Erbatur, 2002); biologia molecular (Júnior *et al.*, 2004); gestão de equipamentos, tarefas e salas de aulas (Souza *et al.*, 2002; Seyed-Alagheband *et al.*, 2011); acessibilidades (Randelman e Grest, 1986; Antunes *et al.*, 2003); sistemas de abastecimento de água (Loganathan *et al.*, 1995; Cunha e Sousa, 1999; Tucciarelli *et al.*, 1999; Su e Chang, 2000; Teegavarapu e Simonovic, 2002; Tospornsampan *et al.*, 2005; Sousa, 2006; Rao e Manju, 2007; Tospornsampan *et al.*, 2007; Khodabakhshi *et al.*, 2009); sistemas de drenagem de águas residuais (Yeh *et al.*, 2011); gestão de recursos hídricos (Cunha, 1999; Snehaltha *et al.*, 2006; Monomoy e O'Connor, 2007); entre outros.

Como principais vantagens:

- Requer pouco espaço de memória computacional;
- É possível provar teoricamente a sua convergência assintótica³;
- Ajustável a qualquer tipo de função objectivo e/ou restrições;
- Permite incorporar mecanismos apropriados para evitar ficar retido numa determinada zona do espaço de solução, ou, seja, “saltar” para outras zonas do espaço de solução mais promissoras, na esperança de que esse óptimo local corresponda ao óptimo global;
- Facilmente hibridizável com outros métodos heurísticos ou outras técnicas de optimização combinatória.

³ Recorrendo à teoria de cadeias de Markov é possível provar matematicamente a convergência do *Simulated Annealing* para a solução óptima global quando o número de soluções analisadas tende para infinito.

Como desvantagens:

- Não permite garantir que a melhor solução encontrada corresponda ao óptimo global;
- Requer um elevado conhecimento dos recursos disponíveis e dos parâmetros físicos que regem cada problema;
- Os parâmetros a ajustar só podem ser alcançados mediante procedimentos de tentativa e erro;
- A temperatura inicial e a estratégia de arrefecimento influenciam a qualidade da solução final e o tempo de processamento;
- Pode tornar-se inviável em determinado tipo de problemas, já que o tempo de processamento pode tornar-se extremamente elevado, sobretudo se o número de variáveis de decisão for muito elevado e o espaço de solução for definido por funções do tipo multimodais.

2.2. Simulated Annealing

2.2.1. Interpretação física do fenómeno de *annealing*

O termo *annealing* refere-se ao processo térmico relacionado com o aquecimento a altas temperaturas de um sólido até se atingir o estado de liquidificação (máxima desordem entre partículas), ao qual se seguem sucessivos estados de quase equilíbrio térmico obtidos durante o processo de arrefecimento, até se alcançar a energia mínima do sistema (estado de solidificação ou estado fundamental). À medida que a temperatura decresce, a ligação entre átomos vai sendo progressivamente mais forte e a energia global do sistema cada vez menor. Neste contexto, há que ter em conta que a energia mínima do sistema só será alcançada se a temperatura inicial for suficientemente elevada e o arrefecimento convenientemente controlado, caso contrário, corre-se o risco de se obter um estado de solidificação antes do tempo, ao qual não corresponde a energia mínima do sistema (Metropolis *et al.*, 1953). Este fenómeno está latente em vários processos naturais, tais como na génese de rochas magmáticas, ou, ainda, na indústria metalúrgica e vidreira.

2.2.2. Modelação numérica do fenómeno físico de *annealing*

Tendo por base o fenómeno físico de *annealing*, Metropolis *et al.* (1953) desenvolveram um algoritmo para simular numericamente a evolução da temperatura num sólido baseado no método de Monte Carlo e na geração de sucessivos estados de energia em equilíbrio térmico⁴, seguindo a distribuição de *Boltzmann*

⁴ O equilíbrio térmico corresponde à configuração mais provável dos átomos após variação da temperatura e em consequência dos movimentos aleatórios dos mesmos, ou seja, diz respeito à energia mínima do sistema a uma dada temperatura.

(Aarts e Korst, 1989). Numa primeira fase a temperatura será elevada até níveis de energia suficientemente elevados para que todos os átomos se possam movimentar livremente, com grande probabilidade de se moverem para posições que permitam incrementar o valor global da energia do sistema. Posteriormente, mediante a redução progressiva da temperatura (restrição gradual do movimento dos átomos) é possível alcançar, ao fim de k decrementos de temperatura, o estado de energia mínima ou estado fundamental do sistema. A estratégia de arrefecimento deve permitir atingir a cada temperatura o estado de quase equilíbrio térmico, para o qual os átomos terão o tempo suficiente para se organizarem numa estrutura uniforme correspondente à energia mínima, caso contrário, o verdadeiro estado de energia mínima não é alcançado, ficando o sólido num estado meta estável. Além disso, quando maior a variação da temperatura maior o número de transições/movimentos necessários para definir o novo estado de quase equilíbrio térmico.

O estado de energia mínima de um sólido só é alcançado se a temperatura inicial for suficientemente elevada e o processo de arrefecimento relativamente lento. A cada temperatura T_k , a probabilidade de transição entre um estado i e um estado j , depende apenas dos estados i e j . Considerando o estado corrente de energia, ao qual corresponde a configuração de partículas i e a energia E_i , a configuração j resulta da aplicação de um mecanismo de perturbação que transforma o estado corrente i no estado subsequente de energia E_j mediante uma pequena distorção (Nahar *et al.*, 1986). Se a variação de energia entre os dois estados ($\Delta E = E_j - E_i$) for igual ou inferior a zero, o estado E_j é automaticamente aceite como novo estado corrente de energia. Caso contrário, a probabilidade do sistema se encontrar no estado E_j é dada de acordo com o critério de Metropolis: $\exp[-\Delta E / (K_B \times T_k)]$, onde ΔE , K_B e T_k representam, respectivamente, a variação de energia no sistema, a constante física conhecida como constante de Boltzmann⁵ e o valor da temperatura corrente. De acordo com o critério de Metropolis quanto menor a variação de energia entre dois estados consecutivos maior a probabilidade de ocorrer essa mudança de estado, por outro lado, à medida que a temperatura se aproxima de zero o algoritmo torna-se cada vez mais selectivo, passando a aceitar com menor frequência transições para estados com energia superior.

De acordo com Aarts e Korst (1989), se a temperatura inicial for suficientemente elevada e o arrefecimento relativamente lento, os sucessivos estados de equilíbrio térmico podem ser definidos de acordo com a distribuição de Boltzmann. Ou seja, para um espaço de solução S e uma temperatura T_k , a probabilidade de o sistema se encontrar no estado estacionário ou em equilíbrio térmico ($X_i = i$), com energia E_i , é dada pela equação:

$$P_{T_k}(X_i = i)_{\forall i \in S} = \frac{1}{Z(T_k)} \times \exp\left(\frac{-E_i}{K_B \times T_k}\right) \quad (3.3)$$

na qual X_i representa a variável estocástica associada ao estado corrente de energia e $Z(T_k)$ uma função de partição normalizada definida como:

⁵ Constante físico-química igual ao quociente entre a constante dos gases perfeitos e o número de Avogadro ($K_B = 1,380 \times 10^{-23}$ J/°K).

$$Z(T_k) = \sum_{\forall j \in S} \exp\left(\frac{-E_j}{K_B \times T_k}\right) \quad (3.4)$$

Da analogia entre a estatística e os problemas de optimização combinatória, é possível caracterizar o estado de equilíbrio térmico, ou a distribuição estacionária a cada temperatura, através da equação:

$$\lim_{T_k \rightarrow 0} P_{T_k}(X_i = i) = \frac{1}{|S^*|} \times I_{S^*}(i) \quad (3.5)$$

Neste caso S^* representa o conjunto de soluções óptimas com energia E^* e $I_{S^*}(i)$ representa uma função característica para qualquer solução do conjunto $A \subset S$, que toma os valores:

$$I_A(a_i) = \begin{cases} 1 & \forall a_i \in A \\ 0 & \forall a_i \notin A \end{cases} \quad (3.6)$$

A convergência está relacionada com a minimização da energia global do sistema e baseia-se no facto de:

$$\forall a_i \leq 0 \quad \lim_{T_k \rightarrow 0} \exp\left(\frac{a_i}{T_k}\right) = \begin{cases} 1 & a_i = 0 \\ 0 & a_i \neq 0 \end{cases} \quad (3.7)$$

De acordo com a distribuição de *Boltmann*, através da equação (3.5) é possível provar que o algoritmo apresenta convergência assintótica em direcção à solução óptima global, baseado numa distribuição estacionária que tende para uma distribuição uniforme sobre um conjunto óptimo de estados ou soluções independentes da solução inicial. Embora não exista consenso relativamente ao número mínimo de soluções a avaliar em cada temperatura para definir o estado de equilíbrio térmico, alguns estudos apontam para a necessidade de se ir analisando o valor da entropia e a estabilidade do valor da função objectivo (van Laarhoven e Aarts, 1987).

2.2.3. Analogia entre o fenómeno físico de *annealing* e os problemas de optimização

Neste contexto, assume-se que os sucessivos estados físicos do sistema (configuração das partículas) correspondem às várias soluções para o problema de optimização e a energia do sistema (energia correspondente a uma determinada configuração de partículas) ao valor da função objectivo. Ao fim de um determinado número de decrementos da temperatura, é possível atingir o estado fundamental ou o estado de energia mínima do sistema, ao qual corresponde o óptimo global. Neste caso, a convergência do algoritmo está relacionada com a temperatura inicial e a estratégia de arrefecimento.

Partindo deste pressuposto, é possível encontrar uma solução aproximada para qualquer problema de optimização desde que à solução inicial ($X_0 \in S$) corresponda uma temperatura inicial (T_0) suficientemente elevada para evitar a convergência precoce do algoritmo para um qualquer óptimo local. A redução gradual da temperatura permite, numa primeira fase, percorrer todo o espaço de solução e, numa segunda fase, direccionar a pesquisa em direcção ao óptimo global.

A cada iteração, dada uma solução corrente ($X_{\text{corr}} \in S$), apenas uma solução candidata (X_{cand}) é gerada na vizinhança de X_{corr} a partir da perturbação da solução corrente: $X_{\text{cand}} \in N(X_{\text{corr}})$. A avaliação de cada solução candidata será feita com recurso à função objectivo. Caso a solução candidata respeite a condição definida pela função objectivo e seja igual ou inferior à solução corrente, esta passará a ser a nova solução corrente. Caso contrário, será calculada a variação entre a solução candidata e a solução corrente, e estimada a probabilidade de aceitação usando o critério de Metropolis⁶: $Pa = \exp^{-\Delta f/T_k}$, no qual Δf e T_k representam, respectivamente, a variação da função objectivo e o valor da temperatura corrente. Neste caso, como a temperatura usada é fictícia, a constante de *Boltzmann* é tomada como igual à unidade. A condição para aceitação de soluções não admissíveis é determinada por uma sequência de números aleatórios com probabilidade uniformemente distribuída: $Pa_{\text{ref}} \in U[0;1]$. Caso $Pa \geq Pa_{\text{ref}}$, a solução candidata passará a ser a nova solução corrente; caso contrário, a solução corrente permanece inalterada.

Para um determinado estágio de temperatura T_k , ao fim de L_k transições, imprescindíveis para estabilizar o valor da energia global do sistema, procede-se ao arrefecimento da temperatura corrente e repete-se todo o procedimento anterior até que o sistema arrefeça por completo, ou seja, que se atinja o estado fundamental do sistema ou estado de energia mínima. Neste caso, a função de arrefecimento é do tipo: $T_{k+1} = f(T_k)$, garantindo sempre que $T_{k+1} < T_k$.

Os principais critérios a ter em conta durante a implementação deste algoritmo, estão relacionados com (Nahar *et al.*, 1985; Nahar *et al.*, 1986):

- representação fiel das características do problema e definição do espaço de solução;
- adequar convenientemente a função objectivo ao tipo de problema a resolver, tendo em conta os recursos disponíveis;
- definir a temperatura inicial suficientemente elevada, de forma a evitar a convergência precoce para um qualquer óptimo local;
- adequar a estratégia de arrefecimento e a geração de soluções candidatas em função das características de cada problema; e, por último,
- adaptar o critério de paragem, tendo em conta o comportamento global do algoritmo.

⁶ De acordo com o critério de Metropolis, as pequenas variações entre soluções terão maior probabilidade de ser aceites, especialmente a temperaturas mais elevadas.

A Implementação teórica do *Simulated Annealing* pode ser definida como (Sousa, 2006):

Gerar aleatoriamente uma solução inicial, $X_0 = \{X_{0,1}; X_{0,2}; \dots; X_{0,j}\} \in S$
 Avaliar a função objectivo: $f(X_0)$
 Inicializar as soluções corrente e óptima:
 $X_{\text{corr}} \leftarrow X_0$ $X_{\text{opt}} \leftarrow X_{\text{corr}}$
 $f(X_{\text{corr}}) \leftarrow f(X_0)$ $f(X_{\text{opt}}) \leftarrow f(X_{\text{corr}})$

Inicializar o contador: $k = 0$
 Inicializar o parâmetro temperatura: T_k
 Indicar o número de avaliações a executar em cada temperatura: L_k
 Inicializar o contador: $i = 0$
 Repetir
 Inicializar o contador: $t = 1$
 Repetir
 Gerar uma solução candidata vizinha da solução corrente: $X_{\text{cand}}^t \in N(X_{\text{corr}})$
 Avaliar a função objectivo: $f(X_{\text{cand}}^t)$
 Se $f(X_{\text{cand}}^t) \leq f(X_{\text{corr}})$, logo:
 $X_{\text{corr}} \leftarrow X_{\text{cand}}^t$
 $f(X_{\text{corr}}) \leftarrow f(X_{\text{cand}}^t)$
 Se $f(X_{\text{corr}}) < f(X_{\text{opt}})$, logo:
 $X_{\text{opt}} \leftarrow X_{\text{corr}}$
 $f(X_{\text{opt}}) \leftarrow f(X_{\text{corr}})$

Caso contrário:
 Calcular a variação do valor da função objectivo:
 $\Delta f = f(X_{\text{cand}}^t) - f(X_{\text{corr}})$
 Calcular a probabilidade de aceitação (distribuição de *Boltzmann*):
 $Pa_{\text{corr}} = \exp\left(\frac{-\Delta f}{T_k}\right)$

Gerar a probabilidade de referência: $Pa_{\text{ref}} \in U[0;1]$
 Se $Pa_{\text{corr}} \geq Pa_{\text{ref}}$, logo:
 $X_{\text{corr}} \leftarrow X_{\text{cand}}^t$
 $f(X_{\text{corr}}) \leftarrow f(X_{\text{cand}}^t)$

Incrementar o contador ($t = t+1$) e verificar se $t > L_k$
 Se $t > L_k$, proceder ao arrefecimento: $T_{k+1} = f(T_k)$
 Incrementar o contador: $k = k+1$
 Caso se verifique a condição $T_k = T_f$, devolver a solução final: $X_{\text{opt}}, f(X_{\text{opt}})$

2.2.4. Construção de algoritmos de *Simulated Annealing*

A convergência assintótica do *Simulated Annealing* baseia-se na teoria de cadeias de Markov geradas em função dos sucessivos decrementos da temperatura (van Laarhoven e Aarts, 1987; Aarts e Korst, 1989). Além disso, o número de transições requeridas em cada temperatura depende do valor da temperatura inicial e da estratégia de arrefecimento, tendo em vista restabelecer o estado de quase equilíbrio térmico obtido à temperatura anterior. Por outro lado, o espaço de solução inicial deverá ser representativo do problema.

Dada a forte componente empírica do método, a adaptação de cada um dos parâmetros do algoritmo só é possível mediante procedimentos de tentativa e erro, pelo que a experiência na sua utilização assume uma importância relevante (Ingber, 1996). Nos pontos seguintes apresentam-se descrições pormenorizadas acerca de cada uma das decisões a considerar na implementação de algoritmos de *Simulated Annealing*.

2.2.4.1. Espaço de solução

Ao conjunto das soluções possíveis para um determinado problema, entre as quais o óptimo global, dá-se o nome de espaço de solução. Este pode ser representado por uma função do tipo diferenciável ou não diferenciável, unimodal ou multimodal, e, ainda, estática ou dinâmica. No que se refere à topologia do espaço de solução, pode ser contínuo ou discreto, finito ou infinito, côncavo ou convexo. Na presença de irregularidades no espaço de solução, ou seja, óptimos locais, é necessário utilizar mecanismos apropriados para explorar todas as vizinhanças e identificar aquela à qual corresponde o óptimo global (Hamma *et al.*, 2000; Júnior *et al.*, 2004). Os procedimentos vulgarmente usados para desencadear a pesquisa dentro do espaço de solução podem ser agrupados em três categorias: métodos numéricos, enumerativos ou probabilísticos. O mais conhecido diz respeito aos métodos numéricos, que por sua vez permitem conhecer com exactidão a solução para o problema; porém, tornam-se ineficientes quando o espaço de solução vem representado por funções do tipo multimodais. Os métodos enumerativos permitem identificar e avaliar todas as soluções possíveis para o problema e seleccionar aquela que melhor cumpre com todas as restrições; no entanto, tornam-se inadequados quando o número de soluções é muito elevado ou tende para infinito. Por último, os métodos probabilísticos, actualmente os mais usados para resolver problemas de elevada complexidade computacional, permitem alcançar soluções admissíveis de elevada qualidade sem que estas sejam totalmente aleatórias (Araujo, 2001). Sendo assim, não conhecendo à partida a solução do problema, deve-se definir o espaço de solução e a estratégia de pesquisa mais adequada a cada tipo de problema, para que seja possível percorrer todo o espaço de solução em busca da vizinhança do óptimo global, evitando os óptimos locais (ver Figura 3.1). Por outras palavras, partindo do mesmo espaço de solução, usando diferentes percursos alternativos ou direcções de pesquisa, espera-se que no final o algoritmo convirja para a mesma solução final, ou óptimo global.

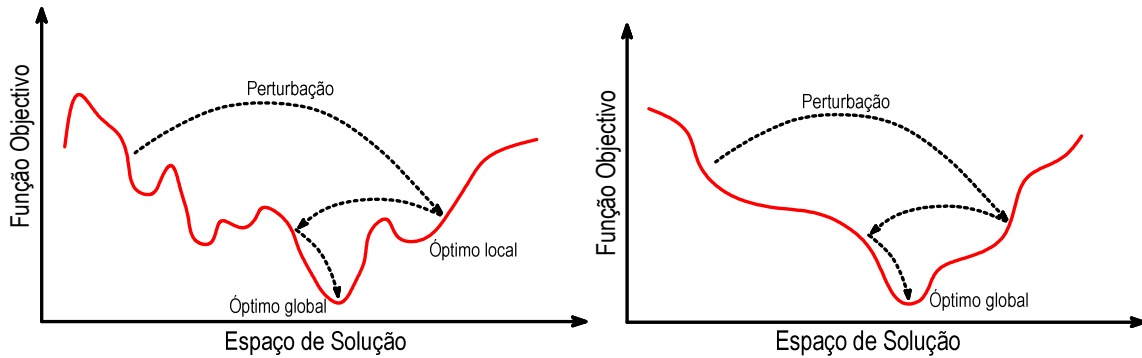


Figura 3.1 – Representação esquemática do espaço de solução para funções do tipo multimodal e unimodal.

2.2.4.2. Temperatura inicial

A temperatura inicial está relacionada com a percentagem inicial de soluções aceites. De acordo com o critério de Metropolis, independentemente da qualidade da solução, a temperatura inicial deve ser suficientemente elevada para que virtualmente todas as transições tenham a mesma probabilidade de aceitação. A esta temperatura não haverá uma melhoria significativa do valor da função objectivo, pelo que o principal objectivo será percorrer o espaço de solução e orientar a pesquisa em direcção ao óptimo global, eliminando o contributo de algumas soluções tidas como óptimos locais. Embora haja interesse em adoptar valores elevados para a temperatura inicial, com o objectivo de manter a diversidade na pesquisa, caso este parâmetro seja muito elevado, o algoritmo pode tornar-se pouco eficiente, já que consome parte do tempo a analisar soluções que do ponto de vista prático não terão qualquer benefício em termos de melhoria da solução final (White, 1984; Rose *et al.*, 1990). Por outro lado, valores reduzidos da temperatura inicial podem condicionar o desempenho do algoritmo, na medida em que aceleram a sua convergência, podendo dar lugar a soluções finais correspondentes a óptimos locais. Na literatura existem inúmeros estudos relacionados com a estimativa da temperatura inicial, que por sua vez estão relacionados com a percentagem de aceitação inicial ou com a variação da função objectivo, para um determinado conjunto de transições. Neste contexto, o valor recomendado para a percentagem de aceitação inicial é da ordem dos 80% a 90%, para o qual é espectável que a solução do problema seja praticamente independente da solução inicial.

Um procedimento relativamente simples, e de aplicabilidade geral, consiste em ir variando o valor da temperatura inicial até se obterem percentagens de aceitação próximas dos valores de referência (Aarts e Korst, 1989); usando, por exemplo, a proporção entre o número de transições aceites e geradas a várias temperaturas (P_{T_0}):

$$P_{T_0} (\%) = \frac{\text{soluções aceites}}{\text{soluções geradas}} \times 100 \quad (3.8)$$

Ao optar por este procedimento deve ter-se especial atenção à variação da temperatura, pois caso essa variação seja muito elevada pode ultrapassar-se o valor ideal para a temperatura inicial; por outro lado, se for muito baixa, pode demorar muito tempo para atingir esse critério. Outro aspecto a considerar está relacionado com o número de transições necessárias para estimar a percentagem de aceitação a cada temperatura, já que poucas transições podem ser pouco representativas do problema, e um número elevado de transições pode dar origem a um consumo desnecessário de tempo de execução do algoritmo.

Hamma *et al.* (2000) determinaram a temperatura inicial em função de um número aleatório de transições $S = \{x_1, x_2, \dots, x_s\}$. Nestas circunstâncias, a temperatura inicial será dada através da expressão: $T_0 = 10 \times (f_M - f_m)$, onde $f_M = \max_{v \in S} f(x_i)$ e $f_m = \min_{v \in S} f(x_i)$ representam respectivamente o máximo e o mínimo valor da função objectivo, e o coeficiente 10 corresponde ao número de vezes que essa diferença é majorada. De acordo com este critério, a probabilidade de aceitação pode ser representada por $\exp^{-1/10}$, o que corresponde a aceitar uma transição equivalente à maior variação referida com uma probabilidade de aproximadamente 90%.

Aarts e van Laarhoven (1985) definiram a temperatura inicial em função de um número aleatório de transições entre i e j , para o qual é registado o número de movimentos positivos m_2 ($\Delta f > 0$) e negativos m_1 ($\Delta f \leq 0$). Partindo deste pressuposto, e garantindo que a maior parte das transições são aceites, a temperatura inicial poderá ser estimada através da equação:

$$T_0 = \frac{\overline{\Delta f}^+}{\ln\left(\frac{m_2}{m_2 \times Pa_0 - m_1 \times (1 - Pa_0)}\right)} \quad (3.9)$$

na qual a percentagem de aceitação inicial vem dada por:

$$Pa_0 \approx \frac{m_1 + m_2 \times \exp\left(\frac{-\overline{\Delta f}^+}{T_0}\right)}{m_1 + m_2} \quad (3.10)$$

onde $\overline{\Delta f}^+$ corresponde à variação média dos incrementos da função objectivo $f(x_j) > f(x_i)$:

$$\overline{\Delta f}^+ = \frac{\sum_{y=1}^{m_2} [f(x_j) - f(x_i)]_y}{m_2} \quad (3.11)$$

Caso os valores da função objectivo não se aproximem de uma distribuição uniforme, o melhor será definir a temperatura inicial através da equação:

$$T_0 = \rho \times \max_{\forall i, j \in S} \{\Delta f_{ij}\} \quad (3.12)$$

Onde ρ corresponde a um coeficiente cujo valor deverá ser tomado sempre como superior à unidade e Δf_{ij} à máxima variação da função objectivo: $\Delta f_{ij} = f(X_i) - f(X_j)$.

Outros autores (Lundy e Mees, 1986; Khodabakhshi *et al.*, 2009), após gerar um número aleatório de transições, avaliaram a média dos incrementos da função objectivo $\overline{\Delta f}^+$ ($\Delta f > 0$) e estimaram a temperatura inicial em função da percentagem de aceitação inicial (Pa_0). Nestas condições, a temperatura inicial será dada pela equação:

$$T_0 = \frac{-\overline{\Delta f}^+}{\ln(Pa_0)} \quad (3.13)$$

Bennage e Dhingra usaram uma expressão idêntica (Bennage e Dhingra, 1995):

$$T_0 = \frac{-1}{\ln(Pa_0)} \quad (3.14)$$

Usando o conceito de entropia máxima⁷, Batel (2000) associou uma distribuição teórica Gaussiana de média nula a um conjunto de transições aleatórias suficientemente elevado (n), para que a média das variações da função objectivo (Δf) fosse praticamente nula, tal como indica a equação:

$$\overline{\Delta f} = -\frac{\sum_{y=1}^n \Delta f_y}{n} \approx 0 \quad (3.15)$$

Para a referida amostra, o desvio padrão pode ser estimado por:

$$\sigma \approx \sqrt{\frac{\sum_{y=1}^n \Delta f_y^2}{n}} \quad (3.16)$$

Posteriormente, usando o valor do desvio padrão, a temperatura inicial corresponde ao valor máximo da entropia, à qual corresponde a máxima desordem entre partículas no sistema, ou seja:

$$T_0 = \hat{E}_{\max} = \ln(\sqrt{2 \times \pi \times e} \times \sigma) \quad (3.17)$$

⁷ Relacionado com a energia global do sistema para uma determinada temperatura – permite medir a ordem ou desordem entre partículas de um sistema. Quanto maior o valor da entropia, maior a desordem entre partículas e correspondente energia global do sistema.

Tendo como objectivo garantir percentagens de aceitação elevadas, Cunha e Sousa (1999) basearam-se no princípio de que, à temperatura inicial (T_0), um movimento ascendente de valor idêntico a 10% do valor da função objectivo $f(X_0)$ deve ser aceite com uma probabilidade Pa_0 . Neste caso, ao considerar uma percentagem de aceitação inicial da ordem dos 80%, significa que em cerca de 80% dos casos a função objectivo é agravada 10%:

$$T_0 = \frac{-0,10 \times f(X_0)}{\ln(Pa_0)} \quad (3.18)$$

2.2.4.3. Estratégia de arrefecimento

2.2.4.3.1. Função de arrefecimento

Tal como proferido por Kirkpatrick *et al.* (1983), a redução da temperatura deve permitir que o sistema possa atingir o estado fundamental, ou estado de energia mínima, ao qual correspondente a solução óptima global. Este critério está relacionado com o facto de haver uma estrita relação entre a redução da temperatura e o número de transições a cada temperatura, tendo em vista restabelecer o estado de quase equilíbrio térmico obtido à temperatura anterior – pois é com base neste princípio que assenta a convergência do algoritmo. Uma redução elevada da temperatura faz com que o algoritmo não disponha do tempo necessário para identificar o óptimo global, dando origem a soluções de menor qualidade. Por outro lado, reduções muito pequenas da temperatura implicam um elevado tempo de execução, muitas vezes injustificável com a qualidade da solução final obtida. No que se refere ao número de transições a cada temperatura, há que referir que quanto maior a redução da temperatura, maior o número de transições a essa nova temperatura, de forma a restabelecer o novo estado de quase equilíbrio térmico⁸. Nestas condições, interessa identificar qual a melhor combinação entre a redução da temperatura e o número de transições necessárias, de forma a assegurar a convergência do algoritmo e o tempo de execução disponível. Na literatura existem várias funções de arrefecimento, que por sua vez se baseiam no critério de Metropolis, cuja probabilidade de aceitar soluções de qualidade inferior vai sendo progressivamente reduzida à medida que a temperatura diminui.

Proposta inicialmente por Kirkpatrick *et al.* (1983), a função de arrefecimento geométrica é, sem dúvida, a mais usada na literatura para redução da temperatura no mais variado tipo de problemas. Partindo de uma temperatura inicial suficientemente elevada (T_0), os sucessivos patamares de temperatura (T_{k+1}), são obtidos a partir da temperatura corrente (T_k) afectada por um coeficiente que varia entre 0 e 1, tal como indica a equação:

⁸ Dada a impossibilidade de gerar um número infinito de transições em cada temperatura, o estado de quase equilíbrio térmico indica o momento a partir do qual se pode proceder à redução da temperatura. Em termos físicos corresponde à configuração mais provável para os átomos, à qual corresponde a energia mínima, para essa temperatura.

$$T_{k+1} = \alpha_g \times T_k \quad \forall k \geq 0 \quad \text{e} \quad \alpha_g \in]0;1[\quad (3.19)$$

De acordo com a equação anterior, a redução da temperatura depende do coeficiente de arrefecimento geométrico (α_g), que por sua vez está relacionado com o tempo de execução e qualidade da solução final. Valores próximos de zero implicam reduções acentuadas da temperatura, levando à convergência prematura do algoritmo. Valores próximo da unidade exigem maior tempo de execução, mas, por outro lado, permitem obter soluções de melhor qualidade. Sendo assim, o valor deste coeficiente deve ser definido de forma a compatibilizar o tempo de execução e a qualidade da solução final. Os valores recomendados na literatura situam-se entre 0,80 e 0,99, podendo optar-se por um valor fixo ou variável, tendo em conta a necessidade de diversificação e intensificação da pesquisa (Sousa, 2006; Rao e Manju, 2007).

Usando a mesma expressão, Bennage e Dhingra (1995) definiram o coeficiente de arrefecimento geométrico através da percentagem de aceitação inicial (Pa_0) e final (Pa_f), tendo em conta o número total de patamares de temperatura para essa variação (N_T).

$$\alpha_g = \left(\frac{\ln Pa_0}{\ln Pa_f} \right)^{1/(N_T-1)} \quad (3.20)$$

Partindo de uma temperatura inicial suficientemente elevada e sucessivos decrementos da temperatura, Aarts e van Laarhoven (1985) apresentaram um algoritmo de resolução em tempo polinomial, no qual a dimensão das sucessivas cadeias de Markov permitem alcançar em cada temperatura T_k o estado de quase equilíbrio térmico $q(T_k)$, de tal forma que seja possível verificar a seguinte condição:

$$\forall k \geq 0 \quad \Rightarrow \quad |q(T_k) - q(T_{k+1})| < \varepsilon_L \quad (3.21)$$

O coeficiente ε_L exprime um valor pequeno e positivo, de forma a ser possível alcançar a cada temperatura uma condição de equilíbrio térmico próxima da estabelecida na temperatura anterior. Mediante este critério, chegaram à seguinte função de arrefecimento:

$$\forall k \geq 0 \quad \Rightarrow \quad T_{k+1} \geq \frac{T_k}{1 + \frac{T_k \times \ln(1 + \delta)}{\eta(T_k) + 3 \times \sigma(T_k)}} \quad (3.22)$$

em que:

$\sigma(T_k)$ – desvio padrão dos valores da função objectivo à temperatura T_k ;

δ – parâmetro de controlo da velocidade de arrefecimento;

$\eta(T_k)$ – média dos valores da função objectivo à temperatura T_k , deduzida a partir do valor óptimo da função objectivo (f_{opt}), tal como indica a equação:

$$\eta(T_k) = \bar{f}(T_k) - f_{opt} \quad (3.23)$$

Como na maior parte dos problemas de optimização não é possível conhecer à partida qual o valor da solução exacta (f_{opt}), o termo $\eta(T_k)$ na equação (3.22) pode ser suprimido deixando que o coeficiente δ , também designado parâmetro de distância, contrabalance a sua ausência. Neste caso, quanto maior o valor do parâmetro δ , maior a velocidade de arrefecimento e vice-versa.

Usando a temperatura inicial (T_0), a taxa de redução da temperatura em percentagem (T_R) e o número total de iterações no qual a temperatura permanece constante (N_k), Rodrigues *et al.* (2004), definiram a redução da temperatura num determinado instante (T_k) através da equação (3.24), onde o coeficiente k corresponde ao instante/iteração para o qual se pretende reduzir a temperatura.

$$T_k = T_0 \times \left(1 - \frac{T_R}{100}\right)^k \quad (3.24)$$

Outros autores (Geman e Geman, 1984; Hajek, 1988; Cohn e Fielding, 1999; Blum e Roli, 2003) usaram uma lei logarítmica para reduzir a temperatura. Neste caso, a temperatura no patamar k (T_k), não deve ser inferior ao valor dado pela equação (3.25). Todavia, deve referir-se que estas funções de arrefecimento são demasiadamente lentas a garantir a convergência, pelo que se tornam impraticáveis na maior parte das aplicações práticas (Khodabakhshi *et al.*, 2009).

$$T_k \geq \frac{T_0}{\log(m+k)} \quad \forall m \geq 0 \quad (3.25)$$

Randelman e Grest (1986) propuseram uma função de arrefecimento do tipo linear, onde a temperatura no patamar seguinte (T_{k+1}) corresponde à temperatura corrente (T_k) diminuída de um factor de redução aritmético (α_a), tal como amostra a equação (3.26). Nesta expressão, o factor de redução da temperatura poderá tomar um valor fixo ou variável, tendo em conta a necessidade de diversificação e intensificação da pesquisa:

$$T_{k+1} = T_k - \alpha_a \quad \forall k \geq 0 \quad (3.26)$$

Lundy e Mees (1986) apresentaram um algoritmo não-homogéneo e sugerem a seguinte expressão para redução da temperatura:

$$T_{k+1} = \frac{T_k}{1 + \beta_t \times T_k} \quad \forall k \geq 0 \quad (3.27)$$

onde β_t corresponde a um parâmetro de redução da temperatura de valor muito reduzido, $\beta_t \ll 1/\max\{\Delta f\}$.

2.2.4.3.2. Dimensão da cadeia de Markov

A convergência do algoritmo *Simulated Annealing* baseia-se na teoria de cadeias de Markov⁹ finitas homogéneas ou não-homogéneas, que por sua vez estão relacionadas com o número de transições geradas e aceites a cada temperatura. Sabendo que quanto maior a redução da temperatura maior o número de transições necessárias para restabelecer o estado de quase equilíbrio térmico alcançado na temperatura anterior (Cohn e Fielding, 1999), é fundamental conciliar a função de arrefecimento com a dimensão da cadeia de Markov, sob pena de se estarem a gerar cadeias de Markov excessivamente longas (elevado tempo de execução do algoritmo) ou reduzidas (não permitir a convergência do algoritmo). Além disso, ao analisar o critério de Metropolis, facilmente se percebe que o número de transições para cada temperatura tenderá a aumentar durante o arrefecimento, enquanto a dimensão da cadeia de Markov tenderá a diminuir, uma vez que o algoritmo torna-se cada vez mais selectivo.

A dimensão da cadeia de Markov pode ser fixa (Kirkpatrick *et al.*, 1983) ou variável (Tospornsampan *et al.*, 2005; Sousa, 2006). A cadeia de Markov fixa tem como desvantagem o facto de o tempo de execução aumentar exponencialmente em consequência da redução da percentagem de aceitação. No que se refere à cadeia de Markov variável, destaca-se a dificuldade de se definir a dimensão mais adequada para cada temperatura, muitas vezes só possível através de procedimentos de tentativa e erro.

A experiência demonstra que a dimensão da cadeia de Markov deve ser definida em função do número de transições em cada temperatura e/ou através da imposição de uma dimensão mínima para a cadeia de Markov. Um dos procedimentos mais usados na literatura consiste em definir o número de transições a cada temperatura através de uma expressão do tipo: $L_k = \beta_k \times V_k$, onde β_k representa uma constante positiva igual ou superior à unidade e V_k uma variável que pode tomar um dos seguintes significados: 1) número de variáveis de decisão, 2) número de variáveis de decisão e restrições, 3) dimensão da maior vizinhança de qualquer configuração do sistema, ou, ainda, 4) um número aleatório criteriosamente escolhido para cada tipo de problema. Porém, deve ter-se em atenção que valores elevados para β_k e V_k poderão aumentar significativamente o tempo de execução, e valores reduzidos poderão não garantir a convergência do algoritmo.

Aarts e van Laarhoven (1985) optaram por fixar o valor da cadeia de Markov em cada temperatura tendo como referência a dimensão da maior vizinhança de qualquer configuração do sistema, e determinam o número de transições necessárias para garantir esse critério. Como a percentagem de aceitação tende a diminuir durante a pesquisa, a temperaturas reduzidas é possível limitar o número de transições, o que na

⁹ Enquanto as cadeias de Markov homogéneas estão relacionadas com o número de transições indispensáveis para atingir o estado de quase equilíbrio térmico em cada temperatura, as cadeias não-homogéneas estão relacionadas com uma sequência única de transições em cada temperatura até se atingir o estado de quase equilíbrio térmico do sistema.

prática se traduz na redução da cadeia de Markov. Outros autores optam por estimar o número de transições à temperatura inicial e, posteriormente, o número de transições para a nova temperatura. Para tal, recorrem ao número de soluções rejeitadas na temperatura anterior, ou, em alternativa, ao número de transições à temperatura corrente vezes um factor multiplicativo positivo e superior à unidade (Burkard e Rendl, 1984; Dowsland, 1991; Chardaire *et al.*, 1995). Outros, ainda, após a identificação de uma solução admissível, estabelecem um número adicional de transições, tendo em vista melhorar a solução encontrada (Rodrigues *et al.*, 2004).

Bennage e Dhingra (1995) mostraram que o estado de quase equilíbrio térmico à temperatura k pode ser obtido através da equação:

$$L_k = L_f + (L_f - L_0) \times \left(\frac{T_k - T_f}{T_f - T_0} \right) \quad (3.28)$$

em que:

L_k – número de avaliações a realizar à temperatura T_k ;

L_0 – número de avaliações à temperatura inicial (T_0);

L_f – número de avaliações à temperatura final (T_f);

T_k – temperatura após efectuar k arrefecimentos.

Sabendo que a entropia está relacionada com a energia global do sistema a uma dada temperatura (T_k). Batel (2000), após cada transição, estimou o valor da entropia e determinou o número de avaliações necessárias para que o valor calculado à temperatura corrente $E^+(T_k)$ seja sempre inferior ao valor calculado à temperatura anterior $E^+(T_{k-1})$, e só depois procedeu ao arrefecimento. Neste contexto, o valor da entropia baseia-se na distribuição exponencial da temperatura corrente (T_k) e na média das transições positivas Δf^+ ($\Delta f > 0$), ou seja:

$$E^+(T_k) = \frac{\overline{\Delta f^+}(T_k)}{T_k} + \ln T_k \quad (3.29)$$

De acordo com White (1984), a extensão da cadeia de Markov está relacionada com a variação média da energia induzida por um determinado número de transições. Por sua vez, as transições estão relacionados com o tipo de função de arrefecimento e mostram que a passagem ao patamar seguinte só deve ocorrer quando a variação média da energia é da ordem do valor da temperatura.

Cunha e Sousa (2001) usaram o número de variáveis do problema para definir o número mínimo de transições em cada temperatura. Durante a pesquisa, sempre que seja encontrada uma solução melhor que a anteriormente registada, o número de transições a essa temperatura é reiniciado, caso contrário, atingido o número mínimo de transições procede-se ao arrefecimento.

2.2.4.3.3. Critério de paragem

Teoricamente, o algoritmo tenderá a convergir para o óptimo global ao fim de um número infinito de transições (Aarts e Korst, 1989). Em aplicações práticas, dada a impossibilidade de garantir tal número de transições, torna-se indispensável definir a estratégia de arrefecimento mais adequada de forma a garantir essa convergência. Além disso, não conhecendo à partida qual a solução do problema, deve-se decidir quando terminar a pesquisa. Um dos procedimentos mais usados na literatura consiste em terminar a pesquisa quando, após um número consecutivo de patamares de temperatura, se deixar de verificar melhorias significativas no valor da função objectivo, ou seja, quando seja expectável que o valor da função objectivo não irá sofrer grandes variações caso o algoritmo prossiga a pesquisa (Cunha e Sousa, 1999; Araujo, 2001; Rodrigues *et al.*, 2004; Rao e Manju, 2007). Outros procedimentos estão relacionados com a definição de um valor mínimo para a temperatura corrente (Varela e Ribeiro, 2001; Aydin e Fogarty, 2004), ou quando a diferença entre a solução corrente e a melhor solução encontrada é reduzida.

À medida que a temperatura baixa, a relação entre o número de transições geradas e aceites tende para zero, ou seja, a probabilidade de se encontrar soluções de qualidade superior à melhor solução encontrada é progressivamente menor. Baseados neste princípio, alguns critérios de paragem vêm definidos em função da percentagem de aceitação final (Bennage e Dhingra, 1995; Sousa e Cunha, 1999). Outros estabeleceram o critério de paragem fixando inicialmente o número total de patamares de temperatura (Nahar *et al.*, 1985) e/ou o número máximo de patamares a analisar sem que se verifiquem melhorias no valor da solução final (Rodrigues *et al.*, 2004; Tospornsampan *et al.*, 2005).

Lundy e Mees (1986) usaram um algoritmo não-homogéneo para explorar o espaço de solução S , e determinaram o critério de paragem combinando o erro máximo admissível para a última solução (ϵ_e) e a respectiva probabilidade de ocorrência (Φ), tal como evidencia a equação:

$$T_f \leq \frac{\epsilon_e}{\ln\left[\frac{1}{(|S|-1)\Phi}\right]} \quad (3.30)$$

Ao analisar os resultados obtidos, verificaram que a percentagem de aceitação final, correspondente à temperatura final (T_f), poderia ser nula, pelo que sugeriram a equação seguinte:

$$T_f \leq \frac{-1}{\ln P_{a_f}} \quad (3.31)$$

onde P_{a_f} corresponde à percentagem de aceitação final de referência.

Usando o conceito de entropia mínima, e atendendo ao facto de que as transições positivas tendem a aumentar exponencialmente com a média da temperatura T_k , Batel (2000) provou que o valor mínimo para a entropia relacionada com essas transições equivale a $T_k=1/e$, pelo que recomenda que o arrefecimento deva ser prolongado até que se verifique essa condição.

À medida que o parâmetro da temperatura tende para zero, o valor da solução corrente tende para a solução óptima global, ou seja, a média dos valores da função objectivo aproxima-se do valor da solução óptima global. Baseado na extrapolação dos valores médios da função objectivo, durante o processo de arrefecimento, Aarts e van Laarhoven (1985) estabeleceram um limite inferior a partir do qual é possível terminar a pesquisa:

$$\left| \frac{\partial \bar{f}_s(T_k)}{\partial T_k} \times \frac{T_k}{\bar{f}(T_0)} \right| < \varepsilon_f \quad (3.32)$$

em que:

ε_f – um valor pequeno positivo, também denominado parâmetro de paragem;

$\bar{f}_s(T_k)$ – média dos valores médios das cadeias de Markov até à temperatura k ;

$\bar{f}(T_0)$ – média dos valores da função objectivo à temperatura inicial (T_0), dada em função da cadeia de Markov.

Usando a programação paralela, Hamma *et al.* (2000) desenvolveram um algoritmo no qual a temperatura corrente é sucessivamente incrementada em intervalos regulamentares (durante n ciclos), tendo como objectivo evitar as soluções tidas como óptimos locais. Este procedimento ocorre sempre que a temperatura corrente (T_k) seja inferior a um valor mínimo de referência (T_{\min}) ou quando se deixe de verificar melhorias significativas no valor da solução corrente. Nestas condições, cada ciclo recém-criado inicia-se com a melhor solução encontrada no ciclo anterior e a temperatura é incrementada até (T_0) ou a uma percentagem r da temperatura inicial do ciclo antecedente ($T_0^n = r \times T_0^{n-1}$). Termina quando a temperatura inicial do novo ciclo (T_0^n) for inferior ou igual à relação entre T_0 e um parâmetro μ , definido pelo programador tendo em conta a complexidade do problema. Caso a temperatura inicial de cada ciclo recém-criado seja definida como T_0 , o critério de paragem pode ser definido em função de um número máximo de ciclos pré-definido.

$$T_0^n \leq \frac{T_0}{\mu} \quad (3.33)$$

2.2.4.4. Avaliação global do desempenho do algoritmo

O recurso à optimização combinatória permite alcançar soluções de elevada qualidade em tempo razoável, para os quais, muitas das vezes, não se conhece à partida a solução óptima. Não sendo exequível analisar todas as soluções possíveis para um determinado problema, interessa avaliar o maior número de soluções que permitam garantir a convergência dessa pesquisa. Como é evidente, esta aproximação não permite

garantir que a solução final corresponda ao óptimo global¹⁰, sendo, nestes casos, necessário avaliar o desempenho do algoritmo em termos de qualidade da solução final e do tempo de execução (Varanelli, 1996). Um dos procedimentos mais usados consiste na análise da eficiência e eficácia do algoritmo. A eficiência está relacionada com o tempo de execução requerido para avaliar uma quantidade de operações elementares, utilizando os mesmos recursos computacionais. A eficácia refere-se à qualidade da solução aproximada para o problema, em termos percentuais $E(\%)$, relativamente a uma solução conhecida para esse problema (Aydin e Fogarty, 2004; Rodrigues *et al.*, 2004):

$$E(\%) = \frac{|f(X)_{\text{conhecida}} - f(X)_{\text{aproximada}}|}{f(X)_{\text{conhecida}}} \times 100 \quad (3.34)$$

Dado que na maior parte das aplicações práticas não se conhece à partida nenhuma solução para o problema, o desempenho do algoritmo poderá ser avaliado através do desvio padrão relativamente à melhor solução encontrada, usando diferentes soluções iniciais. Neste caso, quanto menor o desvio padrão, melhor o desempenho do algoritmo. Outro procedimento consiste em ir estudando o valor da entropia e a estabilidade da função objectivo durante a pesquisa (van Laarhoven e Aarts, 1987; Sousa, 2006), ou ainda, em estimar o número de vezes (em percentagem), que o algoritmo permite alcançar a mesma solução final usando o mesmo espaço de solução: $f(X_{\text{opt}})$. Neste caso, é de esperar que para um número infinito de soluções iniciais, o algoritmo tenderá a convergir para o óptimo global:

$$P(\%) = \frac{\sum_{j=1}^n f(X_{\text{opt}})_j}{n} \times 100 \quad (3.35)$$

Em alternativa, poderá usar-se a melhor solução encontrada, ou parte dessa solução, como solução inicial de corridas subsequentes, tendo em vista verificar se existe ou não melhorias dessa solução. Nestas condições, se a solução inicial não sofrer qualquer tipo de alteração, esta provavelmente corresponderá a uma boa aproximação para o problema.

¹⁰ A solução óptima global corresponde à melhor combinação entre as variáveis de decisão, para a qual seja possível “maximizar” ou “minimizar” uma determinada função objectivo – tendo em conta os recursos disponíveis e os parâmetros físicos que regem cada problema. Neste caso, a probabilidade de convergência para o óptimo global está relacionado com a probabilidade de se identificar uma solução na vizinhança do mínimo global, para o qual se verifique a condição: $f(X_{\text{opt}}) \leq f(X) + \epsilon_p$, qualquer que seja o valor de ϵ_p pequeno positivo.

2.3. Algoritmo de optimização proposto: meta heurística *Simulated Annealing*

No Capítulo IV, uma nova proposta para o estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água é apresentada. Esta aplicação computacional congrega um simulador hidráulico (para verificar o comportamento hidráulico do sistema) e um algoritmo de optimização para dividir redes de distribuição de água em ZMC, de forma a permitir garantir a satisfação dos utilizadores e a maior rentabilidade económica esperada para esse projecto.

A combinação entre o problema de optimização e o projecto de sectorização de uma rede de distribuição de água pode ser resumida em cinco etapas: 1) definição do espaço de solução e solução inicial, 2) verificação do comportamento hidráulico do sistema, usando um modelo matemático de simulação hidráulica, 3) quantificação e avaliação da solução, 4) geração de nova solução candidata, 5) repetir as etapas 2 a 4 até se obter a solução que satisfaça a condição da função objectivo. Partindo deste pressuposto, nesta secção será proposto um algoritmo de optimização sequencial de melhoria contínua, capaz de resolver este tipo de problemas, cujos princípios se baseiam na heurística *Simulated Annealing*.

Na literatura da especialidade é possível distinguir duas formas distintas de ajustar os parâmetros do algoritmo *Simulated Annealing*, tendo em consideração as características de cada problema (Sousa, 2006). A primeira, e mais fiável, consiste na verificação do desempenho global do algoritmo para um conjunto de problemas representativos dessa realidade – contudo, a informação actualmente disponível na literatura é escassa, o que de certa forma inviabilizou a sua utilização neste trabalho. A segunda, baseia-se em procedimentos de tentativa e erro, usando como referência a influência de cada um dos parâmetros desconhecidos, para verificação do desempenho global do algoritmo – procedimento adoptado neste trabalho¹¹.

Para melhorar o desempenho global do algoritmo, a cada iteração, sempre que seja descoberta uma solução melhor do que a última solução encontrada do género, esta será temporariamente guardada em memória – à qual corresponde no final, a solução do problema ou óptimo. Embora não seja possível garantir que a solução final corresponde ao óptimo global¹², o algoritmo indicado surge como uma opção bastante aliciente tendo em consideração os resultados obtidos e apresentados na Capítulo V.

2.3.1. Espaço de solução e solução inicial

Tal como referido anteriormente, o espaço de solução de um problema de optimização corresponde ao conjunto de todas as soluções para o problema, entre as quais, o óptimo global. Após várias experiências, achou-se conveniente atribuir à solução inicial o máximo investimento provável para implementação de

¹¹ Neste caso, a experiência adquirida pelo grupo de investigação revelou-se extremamente útil, de forma a obter resultados satisfatórios.

¹² Para o tipo de problema em estudo, o único procedimento capaz de identificar o óptimo global seria através da enumeração completa, e neste caso é impraticável.

ZMC no início do horizonte de projecto, ou seja, o valor mais elevado para a função objectivo. Para o efeito, foram tomadas as seguintes considerações:

- As condutas de fronteira entre ZMC são todas substituídas;
- As condutas à entrada/saída de reservatórios são todas substituídas;
- Todas as condutas da rede, à excepção das condutas de fronteira e à entrada/saída de reservatórios, são reforçadas;
- Às condutas seleccionadas para reforço ou substituição, deve-se atribuir o maior diâmetro possível;
- Todas as condutas de fronteira e à entrada/saída de reservatórios representam estações de monitorização de caudal;
- Se necessário, à entrada de cada ZMC deve instalar-se VRP; e ainda,
- Todo o investimento é previsto para o início do horizonte de projecto.

2.3.2. Temperatura inicial

A temperatura inicial deve ser suficientemente elevada para que todas as soluções tenham a mesma probabilidade de aceitação. Neste estudo, optou-se pelo método indicado por Cunha e Sousa (1999), equação (3.36), cujos resultados se mostraram adequados ao tipo de problema a resolver. Este procedimento baseia-se no princípio de que, à temperatura inicial (T_0), um movimento ascendente de valor idêntico a 10% do valor da função objectivo $f(X_0)$ deve ser aceite com uma probabilidade Pa_0 . Neste caso, ao considerar uma percentagem de aceitação inicial da ordem dos 80%, significa que em cerca de 80% dos casos a função objectivo é agravada 10%.

$$T_0 = \frac{-0,10 \times f(X_0)}{\ln(Pa_0)} \quad (3.36)$$

2.3.3. Estratégia de arrefecimento

Face às particularidades associadas ao projecto de sectorização de redes de distribuição de água, a definição da estratégia de arrefecimento revelou-se bastante complexa, nomeadamente, na parte relacionada com a definição dos critérios para geração de soluções candidatas. Neste contexto, refira-se que o comportamento hidráulico do sistema pode mudar claramente com a alteração da topologia da rede devido ao reforço da capacidade de transporte da rede, seccionamento de válvulas ou mudança da localização das estações de monitorização do caudal à entrada de cada subsistema.

A estratégia de arrefecimento indicada baseia-se na necessidade de diversificar a pesquisa a temperaturas elevadas e intensificar a pesquisa a temperaturas mais reduzidas, ao mesmo tempo que se pretende garantir que não exista uma variação significativa entre soluções consecutivas – para que seja possível encontrar soluções realistas, de elevada qualidade e em tempo de resolução útil. Partindo deste pressuposto, a pesquisa deve terminar quando a percentagem de aceitação já é bastante reduzida, e se deixem de verificar melhorias significativas no valor médio da solução corrente durante duas temperaturas consecutivas.

2.3.3.1. Função de arrefecimento

Para que a pesquisa não fique restringida a uma zona do espaço de solução, nem utilize o maior do tempo de processamento a estudar soluções pouco interessantes, a redução da temperatura (T_k) deverá ser faseada no tempo e prolongar-se até que este parâmetro atinja valores relativamente reduzidos. Para o efeito, o algoritmo proposto utiliza um arrefecimento geométrico, sendo que o coeficiente geométrico (α_g) varia em função da probabilidade de aceitação na temperatura antecedente (Pa_k), equação (3.37):

$$T_{k+1} = \alpha_g \times T_k \quad \forall k \geq 0 \quad (3.37)$$

onde:

$$\alpha_g = \begin{cases} 0,50 & \text{se } Pa_k > 80\% \\ 0,75 & \text{se } 50\% < Pa_k \leq 80\% \\ 0,90 & \text{se } 20\% < Pa_k \leq 50\% \\ 0,95 & \text{se } Pa_k \leq 20\% \end{cases} \quad (3.38)$$

2.3.3.2. Dimensão da cadeia homogénea de Markov

O número de soluções a gerar a cada temperatura está relacionado com a máxima dimensão requerida para a cadeia de Markov, que por sua vez depende da estabilidade do valor médio da função objectivo a essa temperatura. Por outro lado, é fundamental perceber como gerar cada uma das soluções candidatas, tendo em consideração que qualquer mudança na topologia da rede pode alterar significativamente o comportamento hidráulico do sistema. Partindo deste pressuposto, o critério adoptado para gerar novas soluções resulta de uma pequena perturbação¹³ da solução corrente, por aplicação aleatória de um dos

¹³ A experiência tem evidenciado que quanto menor a perturbação da solução corrente melhor os resultados obtidos no final. Esta situação está relacionada com o facto de na fase final, a solução corrente já estar muito próxima da solução óptima, pelo que um pequeno ajuste da solução corrente muitas vezes pode permitir alcançar esse valor. Por outro lado, caso não seja adoptada a melhor estratégia para geração de soluções candidatas, a pesquisa poderá ficar comprometida mesmo a temperaturas elevadas.

seguintes procedimentos¹⁴:

- Seleccionar uma ZMC e reduzir/incrementar o seu número de pontos de entrada (fechar/abrir uma válvulas de fronteira);
- Seleccionar uma ZMC e alterar um dos seus pontos de entrada, mantendo a continuidade da rede (abrir uma válvula de fronteira que se encontrava fechada e fechar uma válvula de fronteira que se encontrava aberta);
- Seleccionar um dos períodos de investimento e alterar o diâmetro de um dos troços a reforçar/substituir (adoptar o diâmetro comercial imediatamente acima ou abaixo).

Durante a geração de soluções candidatas não é permitida a selecção sucessiva do mesmo troço, a selecção sucessiva do mesmo ponto de entrada, e, ainda, a selecção sucessiva do mesmo instante de investimento (se superior a 1). Estas imposições permitem diversificar a pesquisa ao longo do espaço de solução, evitando o dispêndio de tempo a estudar soluções iguais (por exemplo, se numa determinada situação uma conduta de reforço/substituição é seleccionada para incrementar o seu diâmetro, na transição seguinte, essa mesma conduta não pode ser seleccionada para reduzir o seu diâmetro).

Por outro lado, sempre que um dos troços a reforçar ou substituir seja seleccionado para mudança de diâmetro, a probabilidade desse diâmetro ser aumentado é de 40%, e a probabilidade de ser reduzido é de 60% – este critério permite acelerar a convergência do algoritmo, sem com isto por em causa a qualidade da solução final.

A avaliação de cada solução candidata (X_{cand}) será feita com recurso à função objectivo, e, posteriormente, ficará sujeita ao critério de aceitação de Metropolis (3.39). Se for aceite, esta solução passa a ser a nova solução corrente (X_{corr}) e será usada como ponto de partida para a geração da próxima solução candidata. Caso contrário, a solução corrente passa a ter essa função. Este critério permite aceitar soluções não admissíveis (que não cumpram totalmente todas as restrições do problema, mas em que a variação da função objectivo é reduzida: Δf), na esperança de que essa perturbação possa direccionar a pesquisa para soluções de melhor qualidade, entre as quais, o óptimo global. No entanto, a probabilidade de aceitação de soluções não admissíveis (P_a) vai sendo progressivamente menor, à medida que o parâmetro temperatura decresce (T_k).

¹⁴ A alteração do diâmetro de uma conduta, de um modo geral, terá pouca influência ao nível do comportamento hidráulico do sistema, a não ser que essa mudança seja expressiva e/ou o número de condutas em que se pretende alterar o diâmetro seja elevado. No que se refere ao comportamento hidráulico induzido pelo seccionamento de uma válvula, este vai sendo progressivamente agravado à medida que o número de válvulas a fechar vai aumentando e/ou o caudal através desses acessórios for cada vez maior. Por fim, a mudança da localização dos pontos de entrada de água numa zona da rede será a situação mais desfavorável em termos de comportamento hidráulico do sistema, sobretudo se a nova ligação estiver muito afastada daquela considerada a mais adequada.

$$Pa(X_{\text{corr}} \leftarrow X_{\text{cand}}, T_k) = \begin{cases} 1 & \text{se } \Delta f \leq 0 \\ \exp^{-\Delta f/T_k} & \text{se } \Delta f > 0 \end{cases} \quad (3.39)$$

Após cinco patamares consecutivos de temperatura sem que se verifiquem mudanças entre pontos de entrada, o algoritmo deixa de ter em conta este critério passando a avaliar apenas a necessidade de reforço ou substituição de troços da rede para a melhor configuração de pontos de entrada encontrada, já que a probabilidade de encontrar uma solução melhor para combinação entre pontos de entrada é praticamente nula.

O número total de soluções a gerar para cada temperatura decorre ainda de três exigências, tendo em vista melhorar a convergência do algoritmo. A primeira está relacionada com a necessidade de reduzir o número de pontos de entrada em cada ZMC. A segunda, em promover várias mudanças no posicionamento dos pontos de ligação entre ZMC, de forma a cobrir o maior número possível de combinações. Por último, a terceira, com a necessidade de substituir/reforçar alguns troços da rede, de forma a garantir a velocidade máxima e a pressão mínima de serviço ao menor custo. Sendo assim, utilizando uma temperatura inicial suficientemente elevada, para garantir percentagens de aceitação (Pa) próximas dos 100%, o número de avaliações a realizar a cada temperatura será dado por uma função do tipo: $L_{k+1} = \beta_{k+1} \times V_{k+1}$ onde β_{k+1} representa uma constante positiva igual ou superior à unidade e V_{k+1} corresponde ao número de troços na rede (NT).

$$\beta_{k+1} = \begin{cases} 20 & \text{se } Pa_k > 80\% \\ 50 & \text{se } 50\% < Pa_k \leq 80\% \\ 75 & \text{se } 20\% < Pa_k \leq 50\% \\ 75 & \text{se } Pa_k \leq 20\% \end{cases} \quad \forall k \geq 0 \quad (3.40)$$

2.3.3.3. Critério de paragem

À medida que a temperatura baixa, a pesquisa ao longo do espaço de solução vai sendo progressivamente condicionada, até que, para percentagens de aceitação muito baixas, o algoritmo passa a comportar-se como um algoritmo de pesquisa local. O critério adoptado consiste em terminar a pesquisa quando são verificadas duas condições em simultâneo (Pa_f), isto é: ao longo de duas temperaturas sucessivas, o número de soluções aceites continua a ser inferior a 5% das soluções geradas e a percentagem relativamente à média do valor da solução corrente $f(X)_{\text{média}}$ entre duas temperaturas consecutivas é inferior ou igual a 1,0% (ϵ):

$$Pa_f = \begin{cases} Pa_{k+1} < 5\% \\ \epsilon_{k+1} \leq 1,0\% \end{cases} \quad \forall k \geq 0 \quad (3.41)$$

com:

$$\varepsilon_{k+1} = \frac{|f(X)_{\text{média},k} - f(X)_{\text{média},k+1}|}{f(X)_{\text{média},k+1}} \quad (3.42)$$

2.3.4. Avaliação global do desempenho do algoritmo

Apesar de não se poder garantir com rigor que a solução final corresponda o óptimo global, esta proposta surge como uma opção bastante aliciante tendo em consideração os resultados obtidos e apresentados no capítulo V. Para verificar a validade e independência da solução final relativamente à solução inicial, são propostos três procedimentos:

- i) Usar a mesma solução inicial para diferentes corridas da aplicação (com diferentes conjuntos de números aleatórios);
- ii) Usar soluções iniciais distintas;
- iii) Usar como solução inicial soluções ou partes de soluções obtidas com i) ou ii).

2.4. Restrições hidráulicas e procedimentos técnicos e/ou normativos

As restrições a aplicar a modelos de optimização (por exemplo, no dimensionamento e reabilitação de redes de distribuição de água) podem dividir-se em dois grupos: restrições hidráulicas e procedimentos técnicos e/ou normativos.

2.4.1. Restrições hidráulicas

Estas restrições estão relacionadas com a modelação matemática e simulação do comportamento hidráulico do sistema, perante diferentes condições de funcionamento e operação. Baseiam-se nas leis fundamentais da física que regem o escoamento dos líquidos no interior das condutas, e na lei da conservação da massa.

2.4.1.1. Lei da energia

Para qualquer troço da rede w , a perda de carga total é proporcional ao atrito no interior das condutas (perda de carga contínua), a somar às perdas de carga localizadas (curvas, juntas, VRP, turbinas, entre outros), e, ainda, a deduzir a energia fornecida ao escoamento através de grupos elevatórios – equação

(3.43). A convenção de sinais está relacionada com a direcção do caudal em cada troço – é comum atribuir às perdas de energia um sinal positivo e aos ganhos de energia um sinal negativo.

$$\Delta H_w^{\text{total}} = H_{\text{montante},w} - H_{\text{jusante},w} = \sum \Delta H_w^{\text{continua}} + \sum \Delta H_w^{\text{localizada}} - \sum H_{t,w} \quad (3.43)$$

em que:

ΔH_w – perda de carga no troço w ;

$H_{\text{montante},w}$ e $H_{\text{jusante},w}$ – respectivamente, a carga hidráulica a montante e jusante do troço w ;

$H_{t,w}$ – energia fornecida ao escoamento através de grupos elevatórios no troço w .

Assumindo que o período de simulação compreende T período de tempo (t em horas) e a rede contém NT troços, independentemente da lei de resistência adoptada, a variação de energia ao longo de um troço pode ser definida através das propriedades do fluido, do caudal (Q_w), e, ainda, do comprimento, diâmetro e rugosidade interior das condutas – equação (3.44), cujos coeficientes σ e δ dependem da lei de resistência adoptada. Para um estudo mais pormenorizado acerca da modelação matemática dos vários componentes de um sistema de abastecimento de água, recomenda-se o trabalho realizado por Sá Marques e Sousa (2006).

$$\Delta H_{w,t} = \sigma \times Q_{w,t}^{\delta} \quad \forall w \in NT \quad e \quad t \in T \quad (3.44)$$

Entre as várias leis de resistência conhecidas na literatura, aplicáveis a escoamentos em regime turbulento (característica do escoamento em redes de adução e distribuição de água), destacam-se três pela sua ampla divulgação: *Darcy-Weisbach*, *Gauckler-Manning-Stricler* e *Hazen-Williams*.

A equação de *Darcy-Weisbach* aplica-se a qualquer regime de escoamento, equação (3.45). Porém, em regime turbulento tem a desvantagem de ser necessário recorrer a um processo iterativo para calcular o factor de resistência.

$$\Delta H_w^{\text{total}} = \frac{8 \times f \times L_w}{g \times \pi^2 \times D_w^5} \times Q_w^2 \quad (3.45)$$

em que:

ΔH_w – perda de carga no troço w ;

f – factor de resistência;

L_w – comprimento do troço w ;

g – aceleração da gravidade;

D_w – diâmetro do troço w ;

Q_w – caudal no troço w .

Em regime laminar, o factor de resistência torna-se dependente do número de *Reynolds* (Re), pelo que pode ser descrito através da fórmula de *Hagen-Poiseuille*:

$$f = \frac{64}{Re} \quad (3.46)$$

Em regime turbulento, o factor de resistência depende simultaneamente do número de *Reynolds* (Re) e da rugosidade interior da conduta ($k_{c.w}$), pelo que pode ser calculado pela fórmula de *Colebrook-White*:

$$\frac{1}{\sqrt{f_{n+1}}} = -2 \times \log \left[\left(\frac{k_{c.w}}{3,7 \times D_w} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{f_n}} \right) \right] \quad (3.47)$$

Alguns investigadores sugerem expressões aproximadas para estimativa do factor de resistência, para evitar o processo iterativo, que podem ser consultadas no trabalho realizado por Sá Marques e Sousa (2006).

Em alternativa à equação de *Darcy-Weisbach*, poderá usar-se a fórmula de *Gauckler-Manning-Stricler*:

$$\Delta H_w^{\text{total}} = \frac{10,293 \times L_w}{K_{G.M.S.}^2 \times D_w^{5,333}} \times Q_w^2 \quad (3.48)$$

Ou, ainda, a fórmula de *Hazen-Williams*:

$$\Delta H_w^{\text{total}} = \frac{10,674 \times L_w}{C_{H.W.}^{1,852} \times D_w^{4,870}} \times Q_w^{1,852} \quad (3.49)$$

onde as variáveis apresentadas tomam o seguinte significado:

- ΔH_w – perda de carga no troço w ;
- L_w – comprimento do troço da rede;
- $K_{G.M.S.}$ – coeficiente de *Gauckler-Manning-Stricler* ($m^{1/3}/s$);
- D_w – diâmetro do troço w ;
- Q_w – caudal no troço w ;
- $C_{H.W.}$ – coeficiente de *Hazen-Williams*.

2.4.1.2. Lei da conservação da massa

Admitindo que a água é um fluido incompressível e as condutas são indeformáveis, este princípio baseia-se no facto de a soma algébrica dos caudais afluentes e efluentes a um determinado nó da rede ser igual a zero, equação (3.50). Cada nó da rede pode estar associado a uma ligação entre troços, uma zona de consumo, um ponto de importação/exportação de água, um ponto da rede para o qual se pretende conhecer a pressão, entre outros:

$$\sum_{w=1}^{NT} I_t \times Q_{w,t} = QC_{i,t} \quad \forall i \in NN \quad e \quad t \in T \quad (3.50)$$

em que:

- NT – número de troços na rede;
- I_t – matriz de incidência da rede no instante t ;

$Q_{w,t}$ – caudal no troço w no instante t ;

$QC_{i,t}$ – consumo no nó i no instante t ;

NN – número de nós na rede;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora).

2.4.1.3. Nível mínimo de água em reservatórios de distribuição

Além da reserva de água para fazer face às flutuações diárias de consumo, os reservatórios de distribuição de água devem possuir uma reserva para a situação mais desfavorável em termos de avaria ou incêndio, e, ainda, para eventuais consumos excepcionais. Uma vez conhecido o volume total de reserva e a geometria do reservatório, é possível estabelecer o correspondente nível mínimo de operação para cada reservatório. Nos reservatórios onde não seja tecnicamente viável garantir qualquer tipo de reserva, independentemente da sua área, deve-se adoptar uma altura mínima de pelo menos 20 cm acima da cota de soleira, por questões de ordem sanitária. Em problemas de optimização, a violação do nível mínimo de água para um conjunto de reservatórios, em condições normais de operação, pode ser obtida através da equação (3.51):

$$\text{viol}(\text{HR})_{\text{mínimo}}^{\text{nível}} = \sum_{t=1}^T \sum_{r=1}^{NR} \max(0; \text{HR}_{\text{min},r} - \text{HR}_{r,t}) \quad (3.51)$$

em que:

$\text{viol}(\text{HR})_{\text{mínimo}}^{\text{nível}}$ – máxima violação do nível mínimo de água nos reservatórios;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

NR – número de reservatórios na rede;

$\text{HR}_{\text{min},r}$ – nível mínimo de água no reservatório r ;

$\text{HR}_{r,t}$ – nível de água no reservatório r no instante t .

2.4.1.4. Nível máximo de água em reservatórios de distribuição

Em caso algum o nível máximo de água num reservatório deverá exceder a altura máxima do próprio reservatório, sob pena de se estar a cometer um desperdício de água. Neste sentido, é prática comum estabelecer como limite máximo de armazenamento 20 cm abaixo da cota do descarregador de superfície do próprio reservatório. Em termos de modelação numérica, a violação do nível máximo de água para um conjunto de reservatórios, em condições normais de operação, pode ser obtida através da equação (3.52):

$$\text{viol}(\text{HR})_{\text{máximo}}^{\text{nível}} = \sum_{t=1}^T \sum_{r=1}^{NR} \max(0; \text{HR}_{r,t} - \text{HR}_{\text{max},r}) \quad (3.52)$$

em que:

$\text{viol}(\text{HR})_{\text{máximo}}^{\text{nível}}$ – máxima violação do nível máximo de água nos reservatórios;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

NR – número de reservatórios na rede;

$\text{HR}_{r,t}$ – nível de água no reservatório r no instante t;

$\text{HR}_{\text{max},r}$ – nível máximo de água no reservatório r.

2.4.1.5. Nível de água em reservatórios de distribuição durante o período de simulação

Tendencialmente, os consumos apresentam um comportamento aproximadamente cíclico de período diário, semanal e/ou sazonal. Partindo deste pressuposto, qualquer tipo de intervenção na rede pressupõe que se conheça o comportamento cíclico do consumo, pois, caso contrário, poderão ser tomadas decisões com base no comportamento hidráulico de um sistema que não corresponde à realidade – pondo em causa a continuidade do serviço prestado nos dias e/ou horas seguintes. Por sua vez, também os níveis dos reservatórios acompanham esses períodos cíclicos de consumo, pelo que a violação entre o nível de água inicial e final para um conjunto de reservatórios, em condições normais de operação, pode ser dada pela equação (3.53):

$$\text{viol}(\text{HR})_{\text{simulação}}^{\text{período}} = \sum_{t=1}^T \sum_{r=1}^{\text{NR}} \max(0, |\text{HR}_{r,0} - \text{HR}_{r,24}|) \quad (3.53)$$

em que:

$\text{viol}(\text{HR})_{\text{simulação}}^{\text{período}}$ – máxima violação do nível de água nos reservatórios, antes e após o período de simulação;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

NR – número de reservatórios na rede;

$\text{HR}_{r,0}$ – nível de água no reservatório r, no início do período de simulação;

$\text{HR}_{r,24}$ – nível de água no reservatório r, no fim do período de simulação.

Usando um modelo matemático de simulação hidráulica em regime quase-permanente, a actualização dos níveis operacionais dos reservatórios entre instantes sucessivos, e durante o período de simulação T, resulta da actualização do nível de água no instante anterior, tendo em consideração a geometria do reservatório e o caudal afluente/efluente durante esse intervalo de tempo – geralmente são usados períodos de 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora. Para reservatórios cilíndricos ou prismáticos, mais comuns na prática, esta relação pode ser expressa através da equação (3.54):

$$\text{HR}_{r,(t+\Delta t)} = \text{HR}_{r,t} - 3600 \times \frac{\text{QR}_{r,t}}{\text{AR}_r} \times \Delta t \quad \forall r \in \text{NR} \quad \text{e} \quad t \in T \quad (3.54)$$

em que:

$HR_{r,(t+\Delta t)}$, $HR_{r,t}$ – níveis de água no reservatório r , entre dois instantes consecutivos de simulação;

$QR_{r,t}$ – caudal à saída do reservatório r no instante t ;

AR_r – área da secção transversal do reservatório r ;

Δt – passo de cálculo (se caudal em m^3/h , Δt em horas).

2.4.2. Procedimentos técnicos e/ou normativos

Estas restrições dizem respeito à legislação actualmente em vigor, e às boas práticas de projecto. Em Portugal a legislação em vigor é o Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de Agosto, mais conhecido por “Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas residuais” – RGSPDADAR. Uma vez que os parâmetros de qualidade da água não serão abordados neste trabalho, não serão considerados nesta secção.

2.4.2.1. Diâmetro mínimo

O diâmetro mínimo está relacionado com a capacidade de transporte da rede (para fazer face ao consumo e ao caudal de combate a incêndio) e, no caso da legislação portuguesa, corresponde a uma exigência regulamentar.

2.4.2.2. Velocidade mínima e máxima

As velocidades reduzidas estão relacionadas com a possibilidade de ocorrerem incrustação de substâncias dissolvidas na água e com os problemas de qualidade da água. As velocidades elevadas estão na origem dos fenómenos de golpe de aríete e com o próprio desgaste das condutas e acessórios. De acordo com a legislação Portuguesa, a velocidade mínima não deverá ser inferior a 0,3 m/s, pelo que qualquer valor inferior corresponde a uma violação desta restrição. Quanto à velocidade máxima (V_{max}), para o caudal de ponta no horizonte de projecto, não deverá exceder o valor dado pela equação (3.55), onde D é o diâmetro interno da conduta (mm).

$$V_{max} = 0,127 \times D^{0,4} \quad (3.55)$$

Neste caso, a violação da velocidade máxima num troço w da rede é dada pela equação (3.56):

$$viol(V)_{máxima}^{velocidade} = \sum_{t=1}^T \sum_{w=1}^{NT} \max(0; V_{w,t} - V_{max,w}) \quad (3.56)$$

em que:

$viol(V)_{máxima}^{velocidade}$ – máxima violação da velocidade máxima na rede;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

NT – número de troços na rede;

$V_{w,t}$ – velocidade no troço w no instante t;

$V_{max,w}$ – velocidade máxima permitida no troço w.

2.4.2.3. Pressão mínima

A pressão mínima regulamentar está relacionada com a pressão exigida para fazer face aos consumos ao longo da rede. De acordo com a legislação Portuguesa, a pressão mínima (P_{min} - kPa) em qualquer ponto da rede para o caudal de ponta, não deverá ser inferior ao valor indicado pela equação (3.57), onde n_p corresponde ao número de pisos acima do solo:

$$P_{min} = 100 + 40 \times n_p \quad (3.57)$$

Durante um período de simulação, a violação da pressão mínima ao longo da rede será dada pela equação (3.58):

$$viol(P)_{mínima}^{pressão} = \sum_{t=1}^T \sum_{i=1}^{NN} \max(0; P_{min,i} - P_{i,t}) \quad (3.58)$$

em que:

$viol(P)_{mínima}^{pressão}$ – máxima violação da pressão mínima na rede;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

NN – número de nós na rede;

$P_{min,i}$ – pressão mínima exigida para fazer face ao consumo no nó i;

$P_{i,t}$ – pressão no nó i no instante t.

2.4.2.4. Pressão máxima

A experiência tem evidenciado que pressões elevadas reduzem substancialmente o tempo de vida útil das infra-estruturas, danificam os aparelhos de consumo predial, aumentam a probabilidade de ocorrência de novas roturas e o volume total de perdas de água, e, ainda, exigem custos de manutenção mais elevados. De acordo com a legislação Portuguesa, a pressão máxima de serviço ou estática não deve ser superior a 600 kPa (61,22 m c.a.) medida ao nível do solo. Neste caso, a violação da pressão máxima de serviço ao longo da rede, vem dada pela equação (3.59):

$$\text{viol}(P)_{\text{máxima}}^{\text{pressão}} = \sum_{t=1}^T \sum_{i=1}^{NN} \max(0; P_{i,t} - P_{\text{max},i}) \quad (3.59)$$

em que:

$\text{viol}(P)_{\text{máxima}}^{\text{pressão}}$ – máxima violação da pressão máxima na rede;

T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

NN – número de nós na rede;

$P_{i,t}$ – pressão no nó i no instante t;

$P_{\text{max},i}$ – pressão máxima permitida para fazer face ao consumo no nó i.

2.4.2.5. Máxima flutuação da pressão

A imposição regulamentar para a máxima flutuação da pressão ao longo da rede, e ao longo do tempo, está relacionada com a qualidade do serviço prestado e por questões de conforto para os utilizadores. De acordo com a legislação Portuguesa, esse valor não deverá ser superior a 300 kPa (30,61 m c.a.).

2.4.2.6. Número de estações de monitorização do caudal

Esta restrição insere-se principalmente no contexto da sectorização de redes de distribuição de água, como forma de controlar as perdas de água e o caudal à entrada do sistema, ou, ainda, de cada subsistema. Se, por um lado, quanto menor o número de estações de monitorização do caudal maior a precisão na medição do caudal, por outro, o número de condutas de extremidade aumenta, favorecendo a ocorrência de problemas relacionados com a qualidade da água. Na prática, é comum adoptar o menor número de ligações entre cada zona da rede, já que é mais fácil de implementar e de gerir o sistema.

2.5. Referências bibliográficas

Aarts, E. H. L., Korst, J. H. M. (1989). *Simulated annealing and boltzmann machines: a stochastic approach to combinatorial optimization and neural computing*. John Wiley and Sons Ltd.

Aarts, E. H. L., van Laarhoven, P. J. M. (1985). "Statistical cooling: a general approach to combinatorial optimization problems." *Philips Journal of Research* 40(4): 193-226.

Al-Salim, B., Choobineh, F. (2008). "Redesign of production flow lines to postpone product differentiation." *International Journal of Production Research*: 1-28.

Antunes, A., Seco, A., Pinto, N. (2003). "An accessibility-maximization approach to road network planning." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 18: 224-240.

Araujo, H. A. (2001). *Algoritmo simulated annealing: uma nova abordagem*. Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina.

- Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2009). "Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms". *Integrating Water Systems (CCWI 2009 Conference)*, 1-3 Sep, University of Sheffield (United Kingdom).
- Aydin, M. E., Fogarty, T. C. (2004). "A distributed evolutionary simulated annealing algorithm for combinatorial optimisation problems." *Journal of Heuristics* 10: 269-292.
- Bandyopadhyay, S., Saha, S., Maulik, U., Deb, K. (2008). "A simulated annealing-based multiobjective optimization algorithm: AMOSA." *IEEE Transactions on Evolutionary Computation* 12(2): 269-283.
- Basheera, I. A., Hajmeer, M. (2000). "Artificial neural networks: fundamentals, computing, design, and application." *Journal of Microbiological Methods* 43: 3–31.
- Batel, A. J. (2000). *A t mpera controlada pela entropia - uma caracteriza o formal*. Ph.D, Departamento de Matemática da Universidade de Aveiro. Aveiro.
- Bennage, W. A., Dhingra, A. K. (1995). "Single and multiobjective structural optimization in discrete-continuous variables using simulated annealing." *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 38(16): 2753-2773.
- Blum, C., Roli, A. (2003). "Metaheuristics in combinatorial optimization: overview and conceptual comparison." *ACM Computing Surveys* 35(3): 268-308.
- Burkard, R. E., Rendl, F. (1984). "A thermodynamically motivated simulation procedure for combinatorial optimization problems." *European Journal of Operational Research* 17: 169-174.
- Cerny, V. (1985). "Thermodynamical approach to the traveling salesman problem: an efficient simulation algorithm." *Journal Optimization Theory and Applications* 45(1): 41-51.
- Chang, Y., Yeh, L., Chiu, M. (2004). "Optimization on constrained single-layer absorbers by simulated annealing." *Electronic Journal "Technical Acoustics"* 4: 1-13.
- Chardaire, P., Lutton, J. L., Sutter, A. (1995). "Thermostatistical persistency: a powerful improving concept for simulated annealing algorithms." *European Journal of Operational Research* 86: 565-579.
- Cohn, H., Fielding, M. (1999). "Simulated annealing: searching for an optimal temperature schedule." *Society for Industrial and Applied Mathematics (SIAM), Journal on Optimization* 9(3): 779-802.
- Cunha, M. C. (1999). "On solving aquifer management problems with simulated annealing algorithms." *Water Resources Management* 13: 153-169.
- Cunha, M. C., Ribeiro, L. (2004). "Tabu search algorithms for water network optimization." *European Journal of Operational Research* 157: 746–758.
- Cunha, M. C., Sousa, J. (1999). "Water distribution network design optimization: simulated annealing approach." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 125(4): 215-221.
- Cunha, M. C., Sousa, J. (2001). "Hydraulic infrastructures design using simulated annealing." *Journal of Infrastructure systems, ASCE* 7(1): 32-39.
- Cunha, M. C., Sousa, J. (2010). "Robust design of water distribution networks for a proactive risk management." *Journal of Water Resources Planning and Management* 136(2): 227-236.
- Doerner, K., Gutjahr, W. J. (2004). "Pareto ant colony optimization: a metaheuristic approach to multiobjective portfolio selection." *Annals of Operations Research* 131: 79-99.
- Dorigo, M., Maniezzo, V., Coloni, A. (1996). "The ant system: optimization by a colony of cooperating agents." *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics - Part. B* 26(1): 29-41.
- Dowsland, K. A. (1991). "Hill-climbing, simulated annealing and the Steiner problem in graphs." *Engineering Optimization* 17: 91-107.
- Fontul, S. (2004). *Structural evaluation of flexible pavements using non-destructive tests*. Ph.D, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

- Geman, S., Geman, D. (1984). "Stochastic relaxation, gibbs distributions, and the bayesian restoration of images." *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence* PAMI-6(6): 721-741.
- Glover, F. (1989). "Tabu search – Part I." *ORSA Journal on Computing* 1(3): 190-206.
- Glover, F. (1990). "Tabu search: a tutorial." *Interfaces* 20(4): 74-94.
- Hajek, B. (1988). "Cooling schedules for optimal annealing." *Mathematics of operations research* 13(2): 311-329.
- Hamma, B., Viitanen, S., Torn, A. (2000). "Parallel continuous simulated annealing for global optimization." *Optimization Methods and Software* 13(2): 95-116.
- Hasangebi, O., Erbatur, F. (2002). "On efficient use of simulated annealing in complex structural optimization problems." *Acta Mechanica* 157: 27-50.
- Hung, Y., Chen, C., Shih, C., Hung, M. (2003). "Using tabu search with ranking candidate list to solve production planning problems with setups." *Computers and Industrial Engineering* 45: 615-634.
- Ingber, L. (1996). "Adaptive simulated annealing (ASA): Lessons learned." *Journal Control and Cybernetics* 25: 33-54.
- Júnior, A. D., Silva, R. S., Mundim, K. C., Dardenne, L. E. (2004). "Performance and parameterization of the algorithm simplified generalized simulated annealing." *Genetics and Molecular Biology* 27(4): 616-622.
- Khodabakhshi, F., Ghirian, A. R., Khakzad, N. (2009). "Applying simulated annealing for optimal operation of multi-reservoir systems." *American Journal of Engineering and Applied Sciences* 2(1): 80-87.
- Kirkpatrick, S., Gelatt Jr., C. D., Vecchi, M. P. (1983). "Optimization by simulated annealing." *Science* 220(4598): 671-680.
- Kubotania, H., Yoshimurab, K. (2003). "Performance evaluation of acceptance probability functions for multi-objective SA." *Computers and Operations Research* 30: 427-442.
- Lin, C., Wang, F. (2003). "Sequential simulated annealing for multimodal design optimization." *Journal of the Chinese Institute of Engineers* 26(1): 57-70.
- Lina, M., Liub, Y., Liua, G., Chua, C. (2007). "Scatter search heuristic for least-cost design of water distribution networks." *Engineering Optimization* 39(7): 857–876.
- Loganathan, G. V., Greene, J. J., Ahn, T. J. (1995). "Design heuristic for globally minimum cost water-distribution systems." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 121(2): 182-192.
- Lundy, M., Mees, A. (1986). "Convergence of an annealing algorithm." *Mathematical Programming* 34: 111-124.
- Maier, H. R., Simpson, A. R., Zecchin, A. C., Foong, W. K., Phang, K. Y., Seah, H. Y., Tan, C. L. (2003). "Ant colony optimization for design of water distribution systems." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 129(3): 200-209.
- Metropolis, N., Rosenbluth, A. W., Rosenbluth, M. N., Teller, A. H., Teller, E. (1953). "Equation of state calculations by fast computing machines." *The Journal of Chemical Physics* 21(6): 1087-1092.
- Monomoy, G., O'Connor, K. M. (2007). "Comparative assessment of six automatic optimization techniques for calibration of a conceptual rainfall-runoff model." *Hydrological Sciences Journal* 52(3): 432-449.
- Mounce, S., Machell, J. (2006). "Burst detection using hydraulic data from water distribution systems with artificial neural networks." *Urban Water Journal* 3(1): 21 – 31.
- Mylopoulos, Y., Kolokytha, E., Tolikas, D. (2003). "Urban Water Management in Greece." *Water International* 28(1): 43-51.
- Nahar, S., Sahni, S., Shragowitz, E. (1985). Experiments with simulated annealing. *22nd Design Automation Conference*, June, Las Vegas, IEEE.

- Nahar, S., Sahni, S., Shragowitz, E. (1986). Simulated annealing and combinatorial optimization. *23rd Design Automation Conference*, June, Las Vegas, IEEE.
- Nazif, S., Karamouz, M., Tabesh, M., Moridi, A. (2010). "Pressure management model for urban water distribution networks." *Water Resour Manage* 24: 437-458.
- Ostfeld, A., Tubaltzev, A. (2008). "Ant colony optimization for least-cost design and operation of pumping water distribution systems." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 134(2): 107-118.
- Pantelides, C. P., Tzan, S. R. (1997). "Simulated annealing for the design of structures with time-varying constraints." *Structural Optimization* 13: 36-44.
- Pereira, G. W. (2004). *Aplicação da técnica de recozimento simulado em problemas de planeamento florestal multiobjetivo*. Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.
- Randelman, R. E., Grest, G. S. (1986). "N-city traveling salesman problem: optimization by simulated annealing." *Journal of Statistical Physics* 45(5/6): 885-890.
- Rao, S. V. N., Manju, S. (2007). "Optimal pumping locations of skimming wells." *Hydrological Sciences Journal* 52(2): 352-361.
- Rodrigues, F. L., Leite, H. G., Santos, H. N., Souza, A. L., Ribeiro, C. S. (2004). "Metaheurística simulated annealing para solução de problemas de planeamento florestal com restrições de integridade." *Revista Árvore. Brazilian Journal of Forest Science* 28(2): 247-256.
- Rose, J., Klebsch, W., Wolf, J. (1990). "Temperature measurement and equilibrium dynamics of simulated annealing placements." *IEEE Transactions on Computer-Aided Design* 9(3): 253-259.
- Sá Marques, A., Sousa, J. (2006). *Hidráulica urbana: sistemas de abastecimento de água*. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Savic, D. A., Walters, G. A. (1997). "Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 123(2): 67-77.
- Schaller, J. (2005). "Tabu search procedures for the cell formation problem with intra-cell transfer costs as a function of cell size." *Computers and Industrial Engineering* 49: 449-462.
- Seyed-Alagheband, S. A., Ghomi, S. M., Zandieh, M. (2011). "A simulated annealing algorithm for balancing the assembly line type II problem with sequence-dependent setup times between tasks." *International Journal of Production Research* 49(3): 805-825.
- Simpson, A. R., Dandy, G. C., Murphy, L. J. (1994). "Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE* 120(4): 423-443.
- Snehalatha, S., Rastogi, A. K., Patil, S., Fengyin, L. (2006). "Development of numerical model for inverse modeling of confined aquifer: application of simulated annealing method." *Water International* 31(2): 266-271.
- Sousa, J. (2006). *Modelos de apoio à decisão para o dimensionamento e a operação de sistemas de abastecimento de água*. Ph.D, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Sousa, J., Cunha, M. C. (1999). Comparison of different simulated annealing implementations: the least-cost looped-water network design case. In *Proceedings of the International Conference on Enhancement and Promotion of Computational Methods in Engineering and Science - EPMESC VII*, Elsevier.
- Souza, M. J. F., Martins, A. X., Araújo, C. R. (2002). Experiências com simulated annealing e busca tabu na resolução do problema de alocação de salas. *XXXIV Simpósio Brasileiro de Pesquisa Operacional*, 8 a 11 de Novembro, Rio de Janeiro.
- Su, C., Chang, H. (2000). "Optimization of parameter design: an intelligent approach using neural network and simulated annealing." *International Journal of Systems Science* 31(12): 1543-1549.
- Teegavarapu, R. S. V., Simonovic, S. P. (2002). "Optimal operation of reservoir systems using simulated annealing." *Water Resources Management* 16: 401-428.

- Tospornsampan, J., Kita, I., Ishii, M., Kitamura, Y. (2005). "Optimization of a multiple reservoir system using a simulated annealing: a case study in the Mae Klong system, Thailand." *Paddy Water Environ* 3: 137-147.
- Tospornsampan, J., Kita, I., Ishii, M., Kitamura, Y. (2007). "Split-pipe design of water distribution network using simulated annealing." *International Journal of Computer and Information Engineering* 1(3): 154-164.
- Trosset, M. W. (2001). "What is simulated annealing?" *Optimization and Engineering* 2: 201-213.
- 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.
- van Laarhoven, P. J. M., Aarts, E. H. L. (1987). *Simulated annealing: theory and applications*. D. Reidel Publishing Company.
- Varanelli, J. M. (1996). *On the acceleration of simulated annealing*. PhD, Universidade da Virgínia.
- Varela, M., Ribeiro, R. (2001). "Utilização de simulated annealing em optimização difusa." *Revista de Investigação Operacional* 21(2): 205-231.
- Waligóra, G. (2009). "Tabu search for discrete–continuous scheduling problems with heuristic continuous resource allocation." *European Journal of Operational Research* 193: 849-856.
- White, S. R. (1984). Concepts of scale in simulated annealing. *American Institute of Physics (AIP), Conference Proceedings*, November
- Yeh, S., Chu, C., Chang, Y., Lin, M. (2011). "Applying tabu search and simulated annealing to the optimal design of sewer networks." *Engineering Optimization* 43(2): 159–174.

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

**Conceitos fundamentais e proposta de metodologia para
gestão da pressão**

Capítulo IV

“Water distribution system optimization models are more likely to become tools of practicing engineers if they can handle more complicated problems than have traditionally been used to benchmark the models.”

(Walski et al., 1987)

“An important reason for the lack of wide acceptance of pipe-sizing optimization in engineering practice is the fact there is not one single pipe-sizing problem, but rather several significantly different types of pipe-sizing problems. These include long-term master planning, preliminary design, subdivision layout, and rehabilitation, which are also related to problems of tank sizing and location, tank-overflow level, pressure zone boundary, pump selection, pump operation, and control-valve setting. Each type of problem brings specific areas of concern and specific assumptions that should be used in preparing pipe-sizing models.”

(Walski, 1995)

“Computation of flows and pressures in networks of pipes has been of great value and interest for those involved with the design, construction and maintenance of public water distribution systems.”

(Ramalingam et al., 2002)

2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS E PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA GESTÃO DA PRESSÃO

Qualquer iniciativa relacionada com a gestão e exploração de sistemas de abastecimento de água pressupõe um elevado conhecimento das suas características físicas e do modo de exploração e operação do sistema, pois só assim será possível identificar problemas, quantificar custos/benefícios e avaliar os resultados obtidos. Este capítulo encontra-se dividido em duas partes. Na primeira parte faz-se referência a vários conceitos sobre a modelação matemática e simulação hidráulica de sistemas de abastecimento de água, assim como menção à sua utilidade prática. Na segunda parte descrevem-se as aplicações computacionais desenvolvidas como ferramentas de apoio à gestão das perdas de água. A primeira aplicação computacional diz respeito à gestão da pressão, através da instalação de dispositivos de redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema (mais comum na prática), de forma a reduzir o valor global das perdas de água e os custos operacionais associados. A segunda refere-se ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água de grande dimensão, sendo possível integrar a gestão da pressão e planear os investimentos a realizar em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto. Termina com a indicação das referências bibliográficas citadas ao longo do texto.

4.1 Conceitos fundamentais

2.1.1. Modelação matemática e simulação hidráulica de sistemas de abastecimento de água

Os sistemas de abastecimento de água podem caracterizar-se por ter um elevado número de condutas, reservatórios, grupos elevatórios, válvulas e outros órgãos. Além do mais, a água consumida numa determinada zona da rede pode ter mais do que uma origem ou ponto de captação. Através da modelação matemática, é possível simular o comportamento hidráulico desses sistemas e prever o seu comportamento ao longo do tempo, desde a origem até ao utilizador final.

Um modelo matemático de simulação hidráulica caracteriza-se por permitir reproduzir, tão próximo quanto possível, o comportamento real do sistema (independentemente da dimensão e complexidade do sistema), tendo por base os conceitos teóricos que regem o escoamento dos líquidos no interior das condutas, os padrões de consumo, as perdas de água, os níveis operacionais dos reservatórios, o modo de funcionamento de grupos elevatórios e válvulas de controlo, e, ainda, alguns parâmetros relacionados com a qualidade da água (Walski *et al.*, 2003; Coelho *et al.*, 2006). Esta ferramenta assume uma importância relevante para os operadores de sistemas de abastecimento de água, na medida em que permite (Stuart *et al.*, 1975; Harris, 1984; Cesario, 1991; Mays, 1999; Mays, 2000; Sá Marques e Sousa, 2006; Sousa, 2006):

- Analisar problemas relacionados com pressões elevadas/reduzidas;
- Desenvolver procedimentos operacionais de emergência, devido a situação de incêndio ou interrupção do abastecimento de água (falha de bombas, roturas e manutenção de reservatórios e válvulas de controlo);
- Desenvolver planos de investimento de curto, médio e longo prazo;
- Estabelecer prioridades em termos de investimento e intervenção nos sistemas;
- Avaliar o comportamento hidráulico do sistema para uma variação previsível de consumos;
- Comparar diferentes alternativas para fornecimento, transporte, armazenamento e distribuição de água;
- Avaliar os custos e benefícios operacionais quando se pretende concessionar sistemas;
- Avaliar o impacto causado pela necessidade de expansão das infra-estruturas de adução, armazenamento e distribuição de água;
- O controlo operacional do sistema em tempo real; e, ainda,
- O treino dos operadores, no que se refere à sensibilidade ao comportamento hidráulico do sistema.

2.1.2. Simplificação e construção de modelos matemáticos de simulação hidráulica

Numa rede de distribuição de água o número de condutas e acessórios pode facilmente ultrapassar os milhares, pelo que a complexidade da modelação matemática dessa rede pode ser substancialmente reduzida tendo em considerações alguns dos seguintes critérios: modelação conjunta de elementos dispostos em série ou em paralelo, eliminação de condutas de diâmetro reduzido que tenham pouca influência em termos de comportamento hidráulico do sistema, desprezar os ramais de ligação se não houver interesse em determinar as pressões ao longo do ramal, recorrendo à modelação conjunta de nós que se encontrem relativamente próximos, e, ainda, distribuição dos consumos pelos nós do modelo em função de áreas de influência e/ou densidade de ramais (Roland, 1982; Bhave, 1988). Por sua vez, deve-se ter em consideração que os consumos e perdas de água ao longo das condutas e ramais suprimidos devem ser devidamente integrados no modelo, pois só assim será possível simular correctamente o comportamento hidráulico do sistema. Além disso, o detalhe do modelo está directamente relacionado com o tipo de estudo que se pretende efectuar.

Um modelo matemático de simulação hidráulica é constituído por um conjunto de nós, ligados por troços, cujo sistema de equações se baseia em dois princípios fundamentais: o princípio da conservação da massa (“nós”) e o princípio da conservação da energia (“troços”). Os “nós” representam a junção entre dois ou mais troços, o caudal afluente/efluente ao sistema (consumos, captações, reservatórios e importação/exportação de água) e os pontos onde se pretenda conhecer um determinado parâmetro (pressão, caudal e parâmetros de qualidade da água). Os “troços” representam as condutas e elementos acessórios existentes entre pares de nós adjacentes, permanecendo as suas características constantes ao longo de toda a extensão (associação de condutas de diâmetro e/ou rugosidade diferentes, grupos elevatórios, válvulas de controlo, entre outros). Neste caso, a compatibilização entre a cota piezométrica de montante e de jusante de cada troço é feita através de uma lei constitutiva que permite simular o comportamento real desse troço na rede (Sousa, 2006; Marriott, 2007; Giustolisi e Todini, 2009). Um conjunto de troços que formam um circuito fechado designa-se por malha, e os restantes por troços ramificados.

2.1.3. Simulação hidráulica

Através de um sistema de equações, na sua maioria não lineares, um modelo matemático de simulação hidráulica tem por objectivo descrever o comportamento hidráulico desse sistema face a um determinado cenário¹ que se pretende estudar. As equações que descrevem esse comportamento hidráulico baseiam-se em leis fundamentais da mecânica dos fluidos que regem os escoamentos sob pressão em condutas

¹ Representam as condições de fronteira que definem o comportamento hidráulico para uma determinada realidade ou condições de funcionamento do sistema: consumos, níveis operacionais de reservatórios, funcionamento de grupos elevatórios e válvulas de controlo, entre outros.

(leis da conservação da massa e da energia), evidenciando os aspectos considerados relevantes e desprezando os demais, de forma a compreender melhor o funcionamento total ou parcial do sistema. A cada instante de simulação, mediante a resolução de um sistema de equações lineares e não lineares, é possível obter o equilíbrio hidráulico para o sistema e os valores para as variáveis de estado nos “nós” (pressão, cota piezométrica, níveis dos reservatórios, entre outros) e nos “troços” (caudal, velocidade, perda de carga, entre outros), e, ainda, o estado de funcionamento de órgãos especiais, como grupos elevatórios e válvulas de controlo.

De acordo com a finalidade do modelo, podem ser realizados dois tipos de simulação hidráulica: simulação estática ou simulação dinâmica (ver esquema na Figura 4.1).

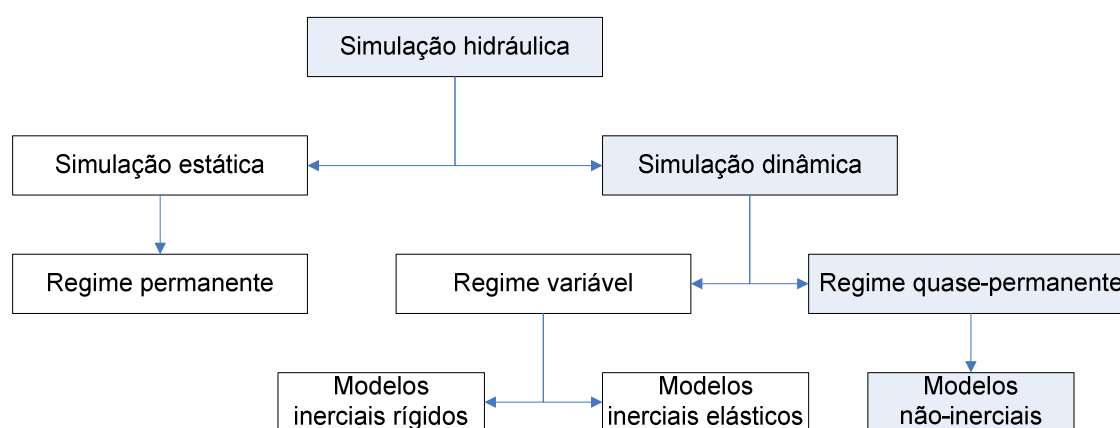


Figura 4.1 – Modelos de simulação hidráulica. Adaptado de Sá Marques e Sousa (2006).

(a cinzento assinala-se o modelo de simulação hidráulica usado neste trabalho)

A simulação estática refere-se ao comportamento hidráulico para um dado instante, em regime permanente, quando os valores das variáveis de estado não mudam com o tempo (relacionada sobretudo com problemas de dimensionamento). A simulação dinâmica destina-se a avaliar o comportamento das variáveis de estado ao longo do tempo (associada a problemas de operação). A simulação dinâmica em regime quase-permanente, com modelos não-inerciais², representa uma sucessão de várias simulações estáticas ao longo do período de simulação, uma vez rectificadas os níveis dos reservatórios após cada instante de simulação (alteração de uma das condições de fronteira para o próximo instante de simulação). A

² Os modelos matemáticos dinâmicos não-inerciais devem ser usados quando os efeitos de inércia e elásticos podem ser desprezados. Tais condições ocorrem sobretudo para as condições normais de operação dos sistemas de abastecimento de água, em que as flutuações de consumo ao longo do dia fazem com que a alteração da velocidade dentro das condutas seja lenta, pelo que os efeitos de mobilização da elasticidade dos materiais podem ser desprezados bem como os efeitos de inércia.

simulação dinâmica em regime variável, com modelos inerciais³, deve ser usada quando ocorrem variações rápidas das condições de funcionamento do sistema, quer em termos de consumo, quer em termos de operação.

No âmbito do estudo apresentado nesta dissertação, uma vez que se pretende avaliar o comportamento da rede de distribuição de água para diferentes condições normais de operação, usou-se um simulador hidráulico em regime quase-permanente (modelo não-inercial), baseado na formulação dos nós e resolvida através do método de *Newton-Raphson* com controlo do passo, escrito em FORTRAN e desenvolvido previamente por Sousa (2006). Além disso, este simulador hidráulico tem vindo a ser utilizado com sucesso em outros problemas relacionados com o dimensionamento/reforço de redes de distribuição de água (Cunha e Sousa, 1999; Cunha e Sousa, 2001; Cunha e Sousa, 2010).

2.1.4. Calibração de modelos matemáticos de simulação hidráulica

Os sistemas de abastecimento de água estão em permanente transformação, dada a crescente necessidade de água, o envelhecimento das infra-estruturas e a expansão dos aglomerados populacionais e industriais. Tal facto implica que os modelos matemáticos de simulação hidráulica, uma vez construídos, devam estar continuamente a ser actualizados e devidamente calibrados, antes de serem usados, sob pena de se estar a usar um modelo que não representa a realidade. A calibração de um modelo matemático de simulação hidráulica caracteriza-se por ser um processo iterativo baseado na comparação entre variáveis de estado medidas em determinados pontos da rede de distribuição de água criteriosamente seleccionados (nível de água, caudal, pressão e parâmetros de qualidade da água), e os respectivos valores calculados a partir da simulação do comportamento hidráulico da rede. Estes modelos podem ser agrupados em três categorias (Greco e Giudice, 1999; Kapelan, 2002; Soares, 2003; Walski *et al.*, 2003; Pizzo, 2004; Colombo, 2007; Soares, 2007; Savic *et al.*, 2009): modelos analíticos, modelos explícitos (ou de simulação hidráulica) e modelos implícitos (ou de optimização). Os modelos analíticos baseiam-se em procedimentos de tentativa e erro com recurso a equações analíticas para ajuste dos parâmetros do modelo (Bhave, 1988; Walski *et al.*, 2003). Os modelos explícitos baseiam-se na resolução de um conjunto de equações, que permitem descrever o comportamento hidráulico da rede em função dos parâmetros a calibrar. Neste caso, o ajuste de cada parâmetro do modelo depende das grandezas observadas ao longo da rede para um dado cenário de consumo (Ormsbee e Wood, 1986; Boulos e Wood, 1990). Por último, os modelos implícitos

³ Neste contexto há que distinguir os modelos inerciais rígidos dos elásticos. Os primeiros têm em conta os efeitos da aceleração da água e admitem que as condutas são rígidas, muitas vezes relacionado com a variação significativa do consumo. Os segundos têm em consideração a compressibilidade da água e a deformabilidade das paredes das condutas, sobretudo quando existe uma variação significativa das condições de operação da rede tais como a paragem ou arranque de uma bomba ou turbina, o seccionamento de uma válvula ou rotura de uma conduta, para os quais estejam associadas variações significativas da pressão (golpe de aríete ou choque hidráulico). Destaca-se, ainda, o facto de este último tipo de simulação hidráulica poder ser usado para estudar quaisquer condições de funcionamento do sistema.

consistem na minimização dos desvios entre valores calculados e observados, mediante o uso de técnicas de optimização. Neste caso é possível usar vários cenários de consumo e ajustar qualquer tipo e número de parâmetros (Ormsbee, 1989; Meier e Barkdoll, 2000).

Os parâmetros a calibrar referem-se a variáveis desconhecidas no modelo, que vão sendo ajustadas iterativamente até se obterem resultados próximos dos valores observados em campo, mediante determinada uma tolerância em função da complexidade e finalidade do modelo (Cesario e Davis, 1984; Bhave, 1988; Meier e Barkdoll, 2000; Speight e Khanal, 2009). Neste contexto, os modelos de qualidade da água, pelo elevado grau de precisão que exigem, são aqueles que requerem um maior rigor, quer na construção dos modelos, quer na fase de calibração dos mesmos (Ostfeld, 2005). Ormsbee e Lingireddy (1997) referem que o processo de calibração deve compreender sete etapas. A primeira etapa está relacionada com a escolha do modelo matemático de simulação hidráulica mais adequado ao tipo de estudo que se pretende realizar (dimensionamento, gestão operacional, qualidade da água, reabilitação). A segunda etapa, com a estimativa inicial dos vários parâmetros a calibrar, nomeadamente, o coeficiente de rugosidade das condutas e a distribuição espacial dos consumos, tendo presente a incerteza associada a cada um destes parâmetros. A terceira e a quarta etapa estão relacionadas, respectivamente, com a análise/comparação dos valores calculados/observados e na avaliação da precisão do modelo para os valores inicialmente estimados. A quinta etapa diz respeito à avaliação do desempenho do modelo relativamente aos valores observados, ou seja, identificação de erros grosseiros em termos de modelação dos vários componentes físicos da rede e da distribuição espacial dos consumos (macrocalibração). A sexta etapa baseia-se na análise de sensibilidade do modelo, mediante variação de cada um dos parâmetros de calibração, tendo por objectivo avaliar qual deles terá maior impacto nos resultados finais do modelo. Por último, a sétima etapa está relacionada com a afinação dos parâmetros do modelo, a qual está associada geralmente a pequenos ajustes dos coeficientes de rugosidade, e, eventualmente, da distribuição espacial dos consumos (microcalibração).

2.1.5. Inclusão das perdas de água em modelos matemáticos de simulação hidráulica

A ocorrência de perdas de água é inevitável, pelo que qualquer modelo de gestão operacional deve considerar esta componente, sendo tanto mais importante quanto maior for o índice de perdas (Marques *et al.*, 2005). A modelação das perdas de água depende da relação entre a pressão, o caudal, o material das condutas e o solo envolvente, e a forma como esta dependência é integrada nos modelos matemáticos de simulação hidráulica (Walski *et al.*, 2006; Boxall *et al.*, 2007; van Zyl e Clayton, 2007). Tendencialmente, a redução da pressão, mesmo quando pouco expressiva, terá maior influência em sistemas mais envelhecidos do que em sistemas mais recentes. Tal situação deve-se ao facto de a capacidade resistente dos materiais tender a diminuir com o tempo, pelo que as condutas e acessórios tendem a ficar cada vez mais susceptíveis à variação de pressão. Por outro lado, uma pequena redução da pressão poderá

significar uma redução significativa do volume total de perdas de água no sistema, quer através da redução do número de novas roturas, quer da redução do caudal através de pequenos orifícios. Vários métodos têm sido desenvolvidos com o intuito de estimar as várias componentes das perdas de água e contribuir para reduzir o seu valor ao mínimo. Estes podem ser classificados em dois grupos: os denominados métodos de análise global e os métodos de análise mais detalhada. Os métodos de análise global baseiam-se no valor da pressão média na rede para estimativa das perdas de água (WRc, 1994; McKenzie e Langenhoven, 2001). No entanto, apresentam baixo desempenho quando se pretende estimar os benefícios decorrentes da gestão da pressão. No que se refere aos métodos de análise detalhada, consistem na simulação do comportamento hidráulico do sistema mediante modelação implícita ou explícita das perdas de água. Na modelação implícita, as perdas de água vêm incorporadas directamente nos consumos e são avaliadas iterativamente em função das pressões nos nós. Na modelação explícita, as perdas de água são modeladas através da adição de mais uma componente ao modelo, relacionada com a distribuição das perdas de água ao longo das condutas, valor a somar posteriormente ao consumo efectivo em cada nó.

Na literatura da especialidade é possível distinguir três critérios para distribuição espacial do volume total de perdas de água ao longo da rede, que quando associados ao processo de calibração permitem alcançar bons resultados: 1) repartição das perdas de água em função dos consumos nodais, 2) de acordo com a variação da pressão ao longo das condutas, ou, ainda, 3) em função das características físicas da rede. Não conhecendo à partida a localização exactas das perdas de água, interessa identificar as zonas da rede onde a sua ocorrência é mais provável, e, a partir daí, adoptar o critério que melhor se adapte à realidade verificada ou, em alternativa, utilizar uma ponderação entre os critérios apresentados (Gumier, 2005).

2.1.5.1. Modelação das perdas de água em função da pressão nodal

Este critério baseia-se nas considerações teóricas da relação caudal/pressão através de pequenos orifícios, assunto abordado anteriormente no Capítulo II (Lambert, 2000), e apresenta-se como o mais adequado para distribuição das perdas de água ao longo da rede, quando se conhece a posição de uma fuga ou quando não se conhece a variação da pressão ao longo das condutas, equação (4.1). Admitindo que existe uma semelhança entre a distribuição espacial do consumo e as perdas de água ao longo da rede, um dos procedimentos possíveis consiste em estimar as perdas de água como uma percentagem do caudal total atribuído a cada nó da rede. Em alternativa, poder-se-á adoptar um procedimento idêntico ao vulgarmente usado para distribuição dos consumos localizados e de percurso pelos nós da rede. No entanto, qualquer dos procedimentos referidos tem como desvantagem o facto de não considerar as características físicas da rede e a variação da pressão ao longo das condutas, pelo que se recomenda que estes dois critérios também sejam considerados durante a distribuição dos caudais pelos nós da rede.

$$QP_i = \begin{cases} \beta \times P^{N1} & \text{se } P > 0 \\ 0 & \text{se } P \leq 0 \end{cases} \quad (4.1)$$

em que:

QP_i – perdas de água no nó i ;

β – coeficiente relacionado com a forma e a área da secção do orifício;

P – pressão de serviço no nó i ;

$N1$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão).

Este critério agrega as fugas nos nós do modelo e fá-las depender da respectiva pressão. Nestas circunstâncias, refira-se que os erros associados a este procedimento acabam por ser mais relevantes em modelos muito simplificados, pelo que poderão ser diminuídos através do aumento do número de nós no modelo (Marriott, 2007). Em alternativa, pode usar-se um factor de correcção, pelo facto de o consumo e as perdas de água estarem distribuídos pelos nós do modelo (Giustolisi e Todini, 2009; Franchini e Alvisi, 2010).

2.1.5.2. Modelação das perdas de água em função da pressão ao longo das condutas

Sabendo que as perdas de água ocorrem sobretudo ao longo das condutas principais e ramais de ligação, conhecida a variação da pressão em cada conduta, é possível modelar as componentes das perdas de água em função do comprimento de rede. Este procedimento é particularmente útil quando se conhece a variação da pressão ao longo das condutas mas não se conhece a localização exacta das fugas ao longo da rede. Nestas circunstâncias, o caudal total a atribuir a cada nó da rede resulta da soma entre o consumo efectivo associado a cada nó da rede e as perdas de água na área de influência desse nó – após a correcção do caudal correspondente às perdas de água, em função da pressão ao longo das condutas, equações (4.2) a (4.4) (Germanopoulos, 1985; Pezzinga e Pititto, 2005):

$$QP_i = \frac{1}{2} \times \sum_{w=1}^{NTi} q_{fuga,w} \quad (4.2)$$

$$q_{fuga,w} = \begin{cases} C_w \times L_w \times P_w^{N1} & \text{se } P_w > 0 \\ 0 & \text{se } P_w \leq 0 \end{cases} \quad (4.3)$$

em que:

QP_i – perdas de água no nó i ;

NTi – número total de troços ligados ao nó i ;

$q_{fuga,w}$ – perdas de água no troço w ;

C_w – coeficiente que depende das características físicas da rede e do estado de conservação das infra-estruturas;

L_w – comprimento do troço w ;

P_w – pressão média de serviço entre as extremidades de montante e de jusante do troço w ($P_{\text{montante},w}$ e $P_{\text{jusante},w}$), equação (4.4);

$N1$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão).

$$P_w = \frac{1}{2} \times (P_{\text{montante},w} + P_{\text{jusante},w}) \quad (4.4)$$

2.1.5.3. Modelação das perdas de água em função das características físicas da rede

Este critério está relacionado com o estado de conservação das infra-estruturas de distribuição de água, pelo que requer um conhecimento mais pormenorizado a este respeito (Luvizotto Jr, 1998). Neste caso, a distribuição das perdas de água é proporcional ao número de “defeitos” em cada conduta, que por sua vez deverá ser calculado em função do material, idade, comprimento e diâmetro da conduta:

$$M_w = \begin{cases} K_w \times \frac{L_w}{D_w} \times \exp^{(d \times t)} & \text{se } D_w > 125\text{mm} \\ K_w \times L_w \times D_w \times \exp^{(d \times t)} & \text{se } D_w \leq 125\text{mm} \end{cases} \quad (4.5)$$

em que:

M_w – número de “defeitos” no troço w , no intervalo de tempo $[0;t]$;

K_w – coeficiente de ajuste em função do tipo de material;

L_w – comprimento do troço w ;

D_w – diâmetro do troço w ;

d – parâmetro de ajuste de evolução temporal;

t – tempo decorrido.

Partindo deste pressuposto, a distribuição das perdas de água ao longo da rede é proporcional ao número de “defeitos” em cada conduta da rede, tal como indica a equação (4.6):

$$q_{\text{fuga},w} = \frac{\text{QGP}}{\sum_{j=1}^{\text{NT}} M_j} \times M_w \quad (4.6)$$

em que:

$q_{\text{fuga},w}$ – perdas de água no troço w ;

QGP – valor global das perdas de água na rede;

NT – número de troços na rede.

Outros autores optam por redistribuir as perdas de água ao longo da rede em função das características físicas da rede e da variação da pressão ao longo das condutas (Tabesh *et al.*, 2009):

$$q_{\text{fuga},w} = \begin{cases} C_w \times L_w \times D_w^y \times e^{z \times v} \times P_w^{N1} & \text{se } P_w > 0 \\ 0 & \text{se } P_w \leq 0 \end{cases} \quad (4.7)$$

em que:

$q_{\text{fuga},w}$ – perdas de água no troço w ;

C_w – coeficiente que depende das características físicas da rede e do estado de conservação das infra-estruturas;

L_w , D_w – são, respectivamente, o comprimento e o diâmetro do troço w ;

y – coeficiente igual a 1 para $D \leq 125\text{mm}$ ou -1 para $D > 125\text{mm}$;

z – parâmetro que depende da forma do orifício a partir do qual se dá a fuga (segundo os autores, difícil de estimar);

v – idade do troço da rede;

P_w – pressão média de serviço entre as extremidades de montante e de jusante do troço w ;

$N1$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão).

Posteriormente, a distribuição das perdas de água pelos nós do modelo resulta da área de influência de cada nó da rede (NT_i troços ligados ao nó i), tal como indica a equação (4.8):

$$QP_i = \frac{1}{2} \times \sum_{w=1}^{NT_i} q_{\text{fuga},w} \quad (4.8)$$

2.1.6. Funções de custo

As funções de custo devem contabilizar todo e qualquer tipo de investimento realizado durante o horizonte de projecto, que por sua vez devem ser actualizados ao ano de referência. Este poderá ser decomposto em duas componentes: custos de instalação e custos de exploração. Enquanto os primeiros estão relacionados com as obras de Construção Civil, processo construtivo e aquisição de equipamentos (instalação de condutas, estações elevatórias, válvulas, reservatórios, estações de monitorização do caudal, entre outros), os segundos englobam os custos operacionais e de manutenção (custos energéticos, produtos químicos, monitorização do sistema, entre outros).

Face aos objectivos inicialmente propostos, neste trabalho apenas serão contabilizados os custos correspondentes à instalação de condutas e acessórios, e, ainda, a instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão à entrada do sistema ou subsistema. No entanto, outros

custos poderão ser adicionados às aplicações computacionais desenvolvidas, desde que se introduzam as transformações necessárias.

2.1.6.1. Instalação de condutas e acessórios

A escolha por um determinado tipo de material para as condutas centra-se, fundamentalmente, na análise ponderada de vários factores, uns de ordem técnica e sanitária, outros de ordem económica, com especial relevância para os seguintes:

- Características físicas e dimensionais das tubagens comercializadas e o seu custo unitário;
- Propriedades mecânicas em termos de resistência às pressões internas e externas;
- Facilidade de transporte, manuseamento de tubagens e acessibilidade à obra;
- Disponibilidade no mercado de pessoal especializado para montagem, manutenção e reparação;
- Agressividade da água e dos solos envolventes; e, ainda,
- Propriedades hidráulicas, tais como a rugosidade interna da tubagem e o número de juntas.

No entanto, o custo para instalação de condutas em redes de distribuição de água não é influenciado apenas pelo diâmetro da conduta, pelo que outros custos terão de ser considerados (ver Figura 4.2), entre os quais (RGSPDADAR, 1995; Sousa, 2006; Grilo, 2007; Alegre e Covas, 2010):

- Custos de levantamento e reposição do pavimento (incluindo transporte a vazadouro);
- Custos de movimentos de terras (escavação, aterro e transporte a vazadouro);
- Custos de fornecimento e montagem de condutas e acessórios (incluindo ventosas, ligações, bocas de rega, válvulas de seccionamento e marcos de incêndio);
- Custos de ramais de ligação;
- Encargos com equipamentos, meios técnicos e recursos humanos; e, ainda,
- Encargos com estaleiro, juros e risco.

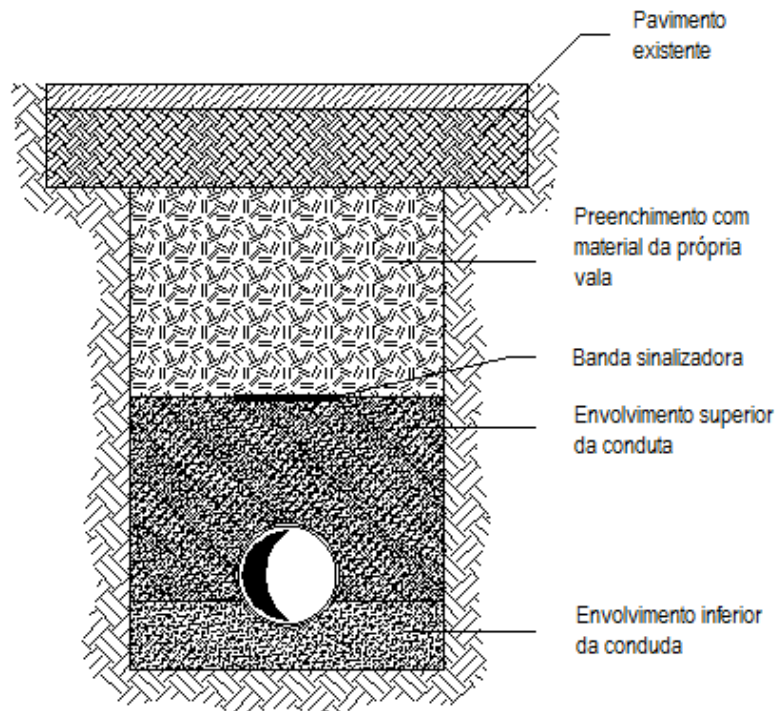


Figura 4.2 – Representação esquemática da instalação de condutas.

Sabendo que as condutas são fabricadas em séries de diâmetros que tomam valores discretos (para diferentes classes de resistência), ponderados os vários factores intervenientes e a sua implicação em termos de custos, é possível definir para cada tipo de material, e para cada diâmetro comercial, o custo unitário global para instalação de condutas, que representa o custo médio por metro de conduta instalada e pronta a entrar em serviço (€/m). Existem duas formas distintas para integrar os custos de instalação de condutas em modelos de optimização: usando uma função de custo discreta, equação (4.9), ou uma função de custo contínua, equação (4.10). As funções de custo discretas aproximam-se mais da realidade, e consistem em tratar os diâmetros comerciais como grandezas discretas, correspondendo a cada um o respectivo custo unitário global (Bhave e Gupta, 2004; Formiga *et al.*, 2006; Geem, 2006; Sousa, 2006; Suribabua e Neelakantana, 2006; Lin *et al.*, 2007; Tospornsampan *et al.*, 2007). As funções de custo contínuas obrigam à utilização de uma equação, a qual faz corresponder um custo unitário global a cada valor do diâmetro (Varma *et al.*, 1997). Todavia, como os diâmetros são tratados como variáveis contínuas, esta última opção obriga à rectificação da solução final, já que os diâmetros finais podem não corresponder a nenhum diâmetro comercial. Estas funções de custo (discretas e contínuas) podem ser encontradas em problemas de optimização relacionados com o dimensionamento, reforço e/ou reabilitação de redes de distribuição de água (Babayan *et al.*, 2005; Geem, 2009; Cunha e Sousa, 2010; Saldarriaga *et al.*, 2010).

$$\text{Custo} = \sum_{w=1}^{NT} C_{\text{troço},w}(D_w) \times L_w \quad \text{com:} \begin{cases} D_w = \sum_{i=1}^{ND_w} YD_{w,i} \times DC_{w,i} \\ \sum_{i=1}^{ND_w} YD_{w,i} = 1 \quad (\text{para os NT troços}) \end{cases} \quad (4.9)$$

$$\text{Custo} = \sum_{w=1}^{NT} a \times [C_{\text{troço},w}(D_w)]^b \times L_w \quad (4.10)$$

em que:

NT – número de troços na rede;

$C_{\text{troço},w}(D_w)$ – custo unitário global de reforço da capacidade de transporte da rede, em função do diâmetro, por unidade de comprimento, no troço w (€/m);

D_w – diâmetro do troço w (mm);

L_w – comprimento do troço w ;

ND_w – número de diâmetros comerciais da série atribuída ao troço w ;

$YD_{w,i}$ – variáveis binárias que identificam o diâmetro comercial óptimo do troço w ;

$DC_{w,1}, DC_{w,2}, \dots, DC_{w,ND_w}$ – série de diâmetros comerciais atribuída ao troço w ;

a, b – são coeficientes obtidos com o recurso a técnicas de regressão (por exemplo, método dos mínimos quadrados).

2.1.6.2. Instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão à entrada de um sistema ou subsistema

O custo global relacionado com a instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão à entrada de um sistema ou subsistema pode ser decomposto em duas parcelas (ver Figura 4.3): a primeira está relacionada com as obras de Construção Civil e a segunda com o tipo e número de equipamentos e acessórios a instalar. Enquanto o custo das obras de Construção Civil pode ser claramente influenciado pelo tipo de processo construtivo e condicionalismos locais (existência de outras infra-estruturas, trânsito automóvel, circulação de peões, entre outros), os custos de equipamentos e acessórios dependem da pressão de serviço e dos caudais transferidos (diâmetro das condutas, cones de redução, tês, válvulas de seccionamento, medidor de caudal, VRP, entre outros).

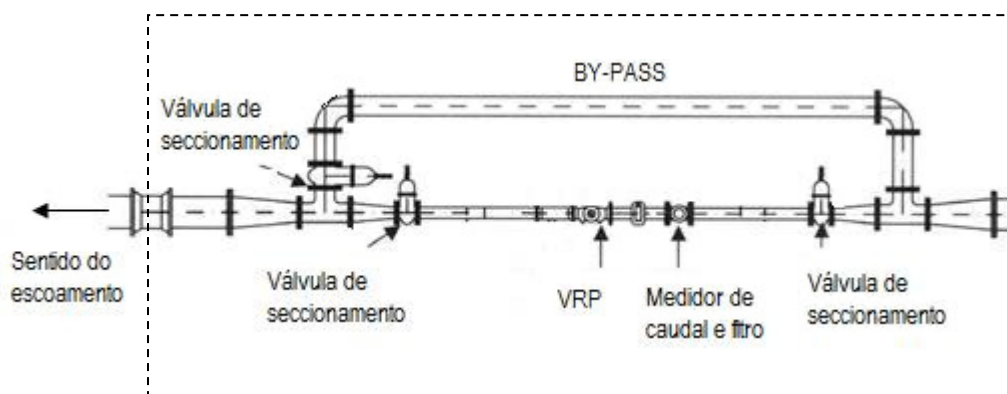


Figura 4.3 – Representação esquemática da instalação de uma estação de monitorização do caudal e gestão da pressão.

Na literatura da especialidade não foi possível encontrar nenhuma função de custo relacionada com a instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão, pelo que se optou por estimar estes custos tendo como referência aquilo que se consideram ser as melhores práticas em projecto. Para o efeito deverão ser considerados os seguintes custos parcelares:

- Custos de levantamento e reposição do pavimento (incluindo transporte a vazadouro);
- Custos de movimentos de terras (escavação, aterro e transporte a vazadouro);
- Custos de estrutura em betão armado (paredes, laje de fundo e cobertura);
- Custos de fornecimento e montagem de equipamentos, condutas e acessórios (válvulas de seccionamento, filtros, VRP, medidor de caudal, passa-muros, cones de redução, curvas e tês);
- Tampas de acesso;
- Degraus metálicos, devidamente protegidos contra a corrosão e chumbados no betão;
- Encargos com equipamentos, meios técnicos e recursos humanos; e, ainda,
- Encargos com estaleiro, juros e risco.

Além disso, deve ter-se em conta que as estações de monitorização do caudal e gestão da pressão devem estar dotadas de *by-pass* para evitar os inconvenientes relacionados com a possibilidade de interrupção do abastecimento de água, caso algum dos equipamentos tenha de estar fora de serviço devido a operações de manutenção, reparação ou substituição. A função de custo proposta consiste em tratar estes elementos como unidades discretas, equação (4.11). Neste contexto, o custo global para instalação da estação de monitorização do caudal é dado em função do diâmetro comercial do medidor de caudal – o diâmetro do caudalímetro é fixado com base numa velocidade de referência, do que resulta que cada diâmetro comercial cobre uma gama de caudais. Se necessário, deve adicionar-se ainda o custo de aquisição e instalação de VRP, caso seja necessário a implementação da gestão da pressão à entrada do sistema ou

subsistema – dado em função do diâmetro da VRP, fixado também com base numa velocidade de referência.

$$\text{Custo} = \sum_{m=1}^{\text{NEM}} [C_{\text{contador},m}(D_m) + C_{\text{VRP},m}(D_{m(\text{vrp})})] \quad \text{com:} \quad \left\{ \begin{array}{l} D_m = \sum_{i=1}^{\text{ND}_m} YD_{m,i} \times DC_{m,i} \\ \sum_{i=1}^{\text{ND}_m} YD_{m,i} = 1 \quad (\text{para os NEM do caudal}) \\ D_{m(\text{vrp})} = \sum_{i=1}^{\text{NVRP}_m} Y\text{VRP}_{m,i} \times \text{VRPC}_{m,i} \\ \sum_{i=1}^{\text{NVRP}_m} Y\text{VRP}_{m,i} = 1 \quad (\text{para os NEM do caudal} \\ \text{com gestão da pressão}) \end{array} \right. \quad (4.11)$$

em que:

NEM – número de estações de monitorização do caudal;

$C_{\text{contador},m}(D_m)$ – custo global da estação de monitorização do caudal, em função do diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m (€/un);

D_m – diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m ;

$C_{\text{VRP},m}(D_{m(\text{vrp})})$ – custo de aquisição e instalação de VRP, em função do diâmetro, a instalar no ponto de monitorização m (€/un);

$D_{m(\text{vrp})}$ – diâmetro da VRP, no ponto de monitorização m ;

ND_m – número de caudalímetros comerciais da série atribuída ao ponto de monitorização m ;

$YD_{m,i}$ – variáveis binárias que identificam o diâmetro do caudalímetro comercial óptimo do ponto de monitorização m ;

$DC_{m,1}, DC_{m,2}, \dots, DC_{m,\text{ND}_m}$ – série de diâmetros de caudalímetros comerciais atribuída ao ponto de monitorização m ;

NVRP_m – número de VRP comerciais da série atribuída ao ponto de monitorização m ;

$Y\text{VRP}_{m,i}$ – variáveis binárias que identificam o diâmetro da VRP comercial óptimo do ponto de monitorização m ;

$\text{VRPC}_{m,1}, \text{VRPC}_{m,2}, \dots, \text{VRPC}_{m,\text{NVRP}_m}$ – série de diâmetros comerciais de VRP atribuída ao ponto de monitorização m .

2.1.6.3. Actualização de custos e benefícios

A viabilidade de um projecto de investimento está relacionada com o sucesso económico e financeiro esperado para esse projecto, ao qual está associada a rentabilidade esperada para o capital investido

inicialmente e em diferentes momentos durante o horizonte de projecto. O Valor Actual Líquido (VAL)⁴ permite ter uma noção da viabilidade económica de um projecto de investimento, e assim decidir pela solução mais acertada de entre as várias soluções alternativas.

O critério genérico usado para o cálculo do VAL baseia-se no somatório dos benefícios totais anuais actualizados a um ano de referência, com uma taxa de actualização, deduzidos os custos totais de investimento e de exploração anual, actualizados ao mesmo ano com a mesma taxa. A taxa de actualização, também conhecida por custo de oportunidade do capital ou taxa mínima de rentabilidade obtida através de investimentos semelhantes, está relacionada com o risco de investimento e com a desvalorização do capital investido ao longo do tempo, ou seja, corresponde à rentabilidade que o investidor exige para que o projecto possa ser aprovado. O VAL será, então, dado pela equação (4.12), sendo que pode ser calculado a partir de preços constantes (partindo do pressuposto de que os preços se mantêm constantes ao longo do tempo) ou de preços correntes (considerando os preços actualizados à taxa de inflação, vigentes no ano a que dizem respeito):

$$VAL = \frac{-C_0}{(1+TA)^0} + \sum_{i=1}^{hp} \frac{B_i - C_i}{(1+TA)^i} + \frac{VR}{(1+TA)^i} \quad (4.12)$$

em que:

- VAL – valor actual líquido do projecto;
- C_0 – custo de investimento inicial;
- TA – taxa de actualização;
- hp – número de anos correspondente ao horizonte de projecto;
- B_i – benefício no ano i;
- C_i – custo de investimento no ano i;
- VR – valor residual ao fim do horizonte de projecto.

O resultado do VAL poderá ser interpretado da seguinte forma:

- Se $VAL < 0$ → significa que o projecto é inviável, pelo que deverá ser recusado ou reformulado;
- Se $VAL = 0$ → o projecto é economicamente viável, no entanto a rentabilidade é mínima e existe uma forte probabilidade de se tornar inviável;
- Se $VAL > 0$ → o projecto é economicamente viável e além de permitir cobrir o investimento inicial e a rentabilidade exigida pelos investidores, permite obter um retorno financeiro adicional.

⁴ O VAL pode ser calculado em termos de custos totais de investimento, dos benefícios auferidos durante um determinado período de tempo ou através da comparação entre custos e benefícios durante o horizonte de projecto.

A partir do VAL, para um determinado projecto de investimento, é possível determinar qual o seu valor em termos de anuidade durante o horizonte de projecto, equação (4.13), e vice-versa (4.14).

$$\text{Anuidade} = \text{VAL} \times \frac{\text{TA} \times (1 + \text{TA})^{\text{hp}}}{(1 - \text{TA})^{\text{hp}} - 1} \quad (4.13)$$

$$\text{VAL} = \text{Anuidade} \times \frac{(1 - \text{TA})^{\text{hp}} - 1}{\text{TA} \times (1 + \text{TA})^{\text{hp}}} \quad (4.14)$$

Este tipo de abordagem é muito usado em problemas de sustentabilidade económica do projecto de dimensionamento, reforço e/ou reabilitação de redes de distribuição de água, tal como demonstram os estudos realizados por vários investigadores (Halhal *et al.*, 1997; Loganathan *et al.*, 2002; Alvisi e Franchini, 2006; Dandy e Engelhardt, 2006; Tricarico *et al.*, 2006; Jung *et al.*, 2009; Saldarriaga *et al.*, 2010). Porém, durante a revisão bibliográfica, não foi possível encontrar nenhuma publicação acessível ao público onde este conceito tenha sido aplicado à sectorização de redes de distribuição de água.

4.2 Proposta de metodologia para gestão da pressão

4.2.1. Enquadramento geral

A sectorização de redes de distribuição de água de grande dimensão é um conceito relativamente recente no âmbito da gestão e exploração de sistemas de abastecimento de água, e é crucial no que diz respeito à redução de uma parte significativa das perdas totais (reais e aparentes). Embora a sectorização da rede não permita directamente o controlo das perdas, é importante no que respeita à sua detecção, caracterização e distribuição espacial. Além disso, pode ser extremamente útil se a gestão da pressão estiver incluída na estratégia global para redução das perdas de água. No entanto, embora não seja muito expressivo, há que ter em consideração que a redução da pressão implica uma redução do consumo e, conseqüentemente, a receita proveniente da venda de água.

Nesta dissertação propõem-se duas aplicações computacionais, escritas em FORTRAN, para gestão da pressão em sistemas de distribuição de água gravíticos, com o objectivo de poderem vir a ser usadas no futuro por projectistas e operadores de serviços de água. As metodologias propostas serão descritas a seguir. A primeira diz respeito ao cálculo dos benefícios directos resultantes da gestão da pressão, através da instalação de dispositivos de redução da pressão (VRP) à entrada do sistema ou subsistema (mais comum na prática), de forma a reduzir o valor global das perdas de água e os custos operacionais associados (Gomes *et al.*, 2011a). A segunda refere-se ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do processo de sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água de grande dimensão, sendo possível integrar a gestão da pressão e planear os investimentos a serem realizados em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto (Gomes *et al.*, 2011b; Gomes *et al.*, 2011c).

4.2.2. Metodologia para cálculo dos benefícios económicos directos resultantes da gestão da pressão

A metodologia descrita nesta secção baseia-se nas melhores práticas internacionais, no que se refere à gestão das perdas de água em redes de distribuição, e permite estimar os custos e os benefícios que podem ser alcançados através da gestão da pressão, especificamente em termos da redução do volume total de água produzida (benefício) e da redução da receita proveniente da venda de água (custo). Além disso, este procedimento pode ser usado como suporte a iniciativas relacionadas com a análise do nível económico de perdas (Thornton *et al.*, 2008). É assumido que todo o consumo autorizado é medido e faturado⁵ e que as perdas de água a montante do contador podem ser estimadas pela diferença entre o volume total de água que entra no sistema e o consumo autorizado, QNFP_{dep.} (ver Quadro 4.1). Além disso, o consumo foi decomposto em duas partes: consumo independente da pressão, QFC_{indp.} (enchimento de autoclismos, banheiras, reservatórios domiciliários e máquinas de lavar roupa e loiça) e consumo dependente da pressão, QFC_{dep.} (uso de chuveiros e lavatórios, rega de jardins, entre outros). Neste contexto, há ainda a referir que as perdas de água a jusante do contador são facturadas e consideradas como dependentes da pressão, QFP_{dep.} – importante para sistemas com uma elevada densidade de contadores.

Quadro 4.1 – Caudal à entrada do sistema: dependente e independente da pressão.

Caudal: Q (m ³ /h)	Facturado: QF (m ³ /h)	Perdas: QFP _{dep.} (m ³ /h)	Dependente da pressão
		Consumo: QFC _{dep.} (m ³ /h)	Dependente da pressão
		Consumo: QFC _{indp.} (m ³ /h)	Independente da pressão
	Não faturado: QNF (m ³ /h)	Perdas: QNFP _{dep.} (m ³ /h)	Dependente da pressão

Após a construção e calibração do modelo matemático de simulação hidráulica (Walski *et al.*, 2003), a gestão da pressão pode ser implementada à entrada do sistema (mais comum na prática), através da instalação de diferentes tipos de dispositivos de controlo da pressão (VRP). A redução global do volume de perdas de água à entrada do sistema (ΔVP) é então dada pela diferença entre o volume de perdas de água actual (VP^{Fase1}) e a estimativa para o volume de perdas de água após a redução da pressão (VP^{Fase2}):

$$\Delta VP = VP^{Fase1} - VP^{Fase2} \quad (4.15)$$

Como já foi referido, a redução da pressão implica sempre uma redução do consumo, e, portanto, da receita proveniente da venda de água. Sendo assim, também é possível estimar a perda de receita

⁵ Condição que se aproxima dos sistemas de distribuição de água Portugueses, e que podem caracterizar-se da seguinte forma: 1) os ramais de ligação encontram-se próximo dos limites de propriedade, e, em média, o comprimento é inferiores a 10m; 2) todo o caudal autorizado é medido e faturado (excepto, o caudal utilizado nos sistemas públicos de rega e/ou o caudal de combate a incêndio); 3) o fornecimento de água é contínuo e permanente ao longo do dia; 4) a montante do contador e/ou limite de propriedade é da responsabilidade da Entidade Gestora e a jusante é do utilizador; e 5) na maior parte dos casos, os pontos de entrega correspondem aos contadores.

correspondente à redução da pressão (ΔVF) através da diferença entre o volume facturado actualmente (VF^{Fase1}) e a estimativa para o volume facturado após a redução da pressão (VF^{Fase2}):

$$\Delta VF = VF^{Fase1} - VF^{Fase2} \quad (4.16)$$

Posteriormente, conhecendo o custo de produção de água por m^3 (C_p) e o preço de venda de água por m^3 (C_v), é possível estimar os benefícios económicos directos que podem advir da redução da pressão em sistemas de distribuição de água através da equação (4.17) – redução da produção de água menos a redução da água facturada.

$$\text{Benefício} = C_p \times \Delta VP - (C_v - C_p) \times \Delta VF \quad (4.17)$$

Durante o cálculo dos benefícios económicos directos, para cada nó da rede e instante de simulação, o caudal total após a redução da pressão (Q_1) pode ser estimado através da equação (4.18) – ajustamento dos valores da Fase1 para as condições de pressão da Fase2, onde o expoente $N1$ expressa a relação entre a pressão e as perdas de água e $N2$ a relação entre a pressão e o consumo (aplicado apenas ao consumo dependente da pressão):

$$Q_1 = \begin{cases} (QFP_{dep.,0} + QNFP_{dep.,0}) \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N1} + QFC_{dep.,0} \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N2} + QFC_{indep.,0} & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (4.18)$$

4.2.2.1. Procedimento de cálculo

Esta aplicação computacional não tem em consideração os custos e os benefícios relacionados com as políticas activas de controlo de perdas, a existência de roturas em condutas (neste caso presume-se que todas as roturas identificadas, sejam rapidamente reparadas), as ligações clandestinas, o caudal de combate a incêndio, os erros de medição e a transmissão de dados, a instalação de equipamentos e os custos de manutenção. Para o cálculo do benefício económico directo relacionado com a gestão da pressão, um modelo matemático de simulação hidráulica deve ser usado para estimar o consumo dependente da pressão e as perdas de água em resultado da variação da pressão. Este procedimento pode ser interpretado sob dois pontos de vista (ver fluxograma na Figura 4.4).

Na Fase1 serão consideradas as condições de exploração e operação do sistema antes da gestão da pressão. A Fase2 baseia-se na previsão do comportamento hidráulico do sistema após a gestão da pressão. Por outras palavras, para um período de simulação de 24 horas, sabendo que durante o período de CMN a maior parte da população não está “activa” e é mais fácil estimar e/ou medir o consumo, a Fase1 baseia-se na estimativa do consumo e perdas de água durante o período CMN, sendo esses valores posteriormente extrapolados para o período diurno, em função da variação das condições de pressão entre o período nocturno e o diurno. A Fase2 está relacionada com a estimativa do consumo e perdas de água

durante todo o período de simulação (nocturno e diurno) – através do ajuste entre os valores de caudal e pressão calculados na Fase1 e as condições de pressão esperadas para a Fase2.

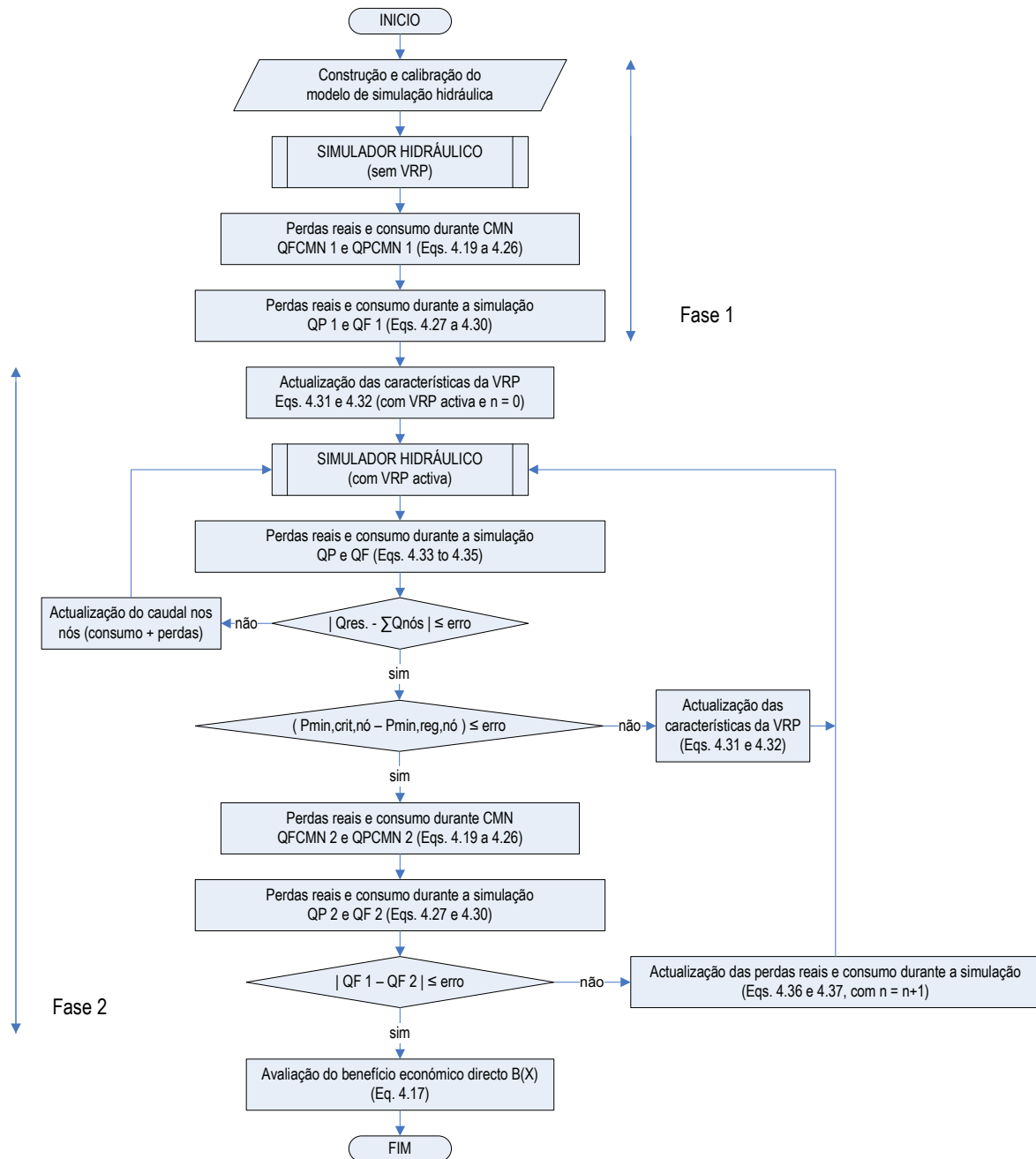


Figura 4.4 – Fluxograma: metodologia para gestão da pressão.

4.2.2.1.1. Cálculo das perdas de água e consumo a partir da interpretação do caudal mínimo nocturno (Fase1 ou Fase2)

Para avaliar os benefícios provenientes da gestão da pressão em termos da redução das perdas de água, primeiro, o consumo e as perdas de água devem ser medidos/estimados durante o período de CMN,

quando o consumo é geralmente menor e a pressão de serviço mais elevada. Posteriormente, usando esses valores como referência e sabendo que as perdas de água ocorrem principalmente ao longo das condutas principais e ramais de ligação, o consumo mínimo durante o período de CMN, para cada nó j da rede, pode ser calculado através da equação (4.19). Neste caso, pressupõe-se que todo o consumo é medido e facturado e que as perdas de água correspondem a uma parte do caudal total atribuído ao nó, que por sua vez está relacionado com a pressão aí verificada. Apesar de as perdas de água estarem relacionadas com as características físicas da rede e a variação da pressão ao longo das condutas, este critério parece ser o mais adequado para a atribuição das perdas de água quando a topografia entre nós adjacentes é bastante irregular e/ou quando não se conhece com rigor a variação de pressão/consumo ao longo das condutas e as características físicas da rede, equação (4.1).

$$QF_j^{CMN} = QPR_{jus.,j} + QC_{dom.,j} + QC_{peq.,j} + QC_{gra.,j} \quad (4.19)$$

com:

$$QPR_{jus.,j} = (QPRE_{jus.} \times N_{ramais,j}) \times \left(\frac{P_{serviço,j}}{P_{ref.}} \right)^{N1} \quad (4.20)$$

$$QC_{dom.,j} = (Pop_j \times Pop_{activa,j}) \times \left[QCE_{dom.,indep.} + QCE_{dom.,dep.} \times \left(\frac{P_{serviço,j}}{P_{serviço,ref.,j}} \right)^{N2} \right] \quad (4.21)$$

$$QC_{peq.,j} = QCM_{peq.,indep.,j} + QCM_{peq.,dep.,j} \times \left(\frac{P_{serviço,j}}{P_{serviço,ref.,j}} \right)^{N2} \quad (4.22)$$

$$QC_{gra.,j} = QCM_{gra.,indep.,j} + QCM_{gra.,dep.,j} \times \left(\frac{P_{serviço,j}}{P_{serviço,ref.,j}} \right)^{N2} \quad (4.23)$$

$$P_{serviço,ref.,j} \geq P_{min.,req.,j} \quad (4.24)$$

$$P_{serviço,j} \geq P_{min.,req.,j} \quad (4.25)$$

em que:

- QF_j^{CMN} – consumo durante o período de CMN no nó j (m^3/h);
- $QPR_{jus.,j}$ – perdas de água a jusante dos contadores no nó j (m^3/h);
- $QC_{dom.,j}$ – consumo doméstico nocturno no nó j (m^3/h);
- $QC_{peq.,j}$ – consumo nocturno de pequenos utilizadores não doméstico no nó j (m^3/h);
- $QC_{gra.,j}$ – consumo nocturno de grandes utilizadores não doméstico no nó j (m^3/h);
- $QPRE_{jus.}$ – caudal de perdas de água estimadas a jusante dos contadores ($m^3/h/ramal$) (WRc, 1994);
- $N_{ramais,j}$ – número de ramais de ligação no nó j ;
- $P_{serviço,j}$ – pressão de serviço no nó j (m c.a.), sem VRP (Fase1) ou com VRP (Fase2);

- $P_{ref.}$ – pressão de referência (50 m c.a.) (WRc, 1994);
- $N1$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão);
- Pop_j – número de habitantes no nó j ;
- $Pop_{activa,j}$ – percentagem de população “activa” no nó j (WRc, 1994);
- $QCE_{dom.,indep.}$ – estimativa para o consumo doméstico nocturno ($m^3/h/habitante$), independente da pressão (WRc, 1994);
- $QCE_{dom.,dep.}$ – estimativa para o consumo doméstico nocturno ($m^3/h/habitante$), dependente da pressão (WRc, 1994);
- $P_{serviço,ref.,j}$ – pressão de serviço de referência no nó j (m c.a.), sem VRP (Fase1 ou Fase2);
- $N2$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação do consumo com a pressão);
- $QCM_{peq.,indep.,j}$ – consumo nocturno de pequenos utilizadores não domésticos medido no nó j (m^3/h), independente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
- $QCM_{peq.,dep.,j}$ – consumo nocturno de pequenos utilizadores não domésticos medido no nó j (m^3/h), dependente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
- $QCM_{gra.,indep.,j}$ – consumo nocturno de grandes utilizadores não domésticos medido no nó j (m^3/h), independente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
- $QCM_{gra.,dep.,j}$ – consumo nocturno de grandes utilizadores não domésticos medido no nó j (m^3/h), dependente da pressão (valor estimado, a partir do caudal total medido);
- $P_{min.,req.,j}$ – pressão mínima de serviço requerida para fazer face ao consumo no nó j (m c.a.).

Por sua vez, o valor das perdas de água nas condutas principais e ramais de ligação a montante do contador, para o nó j (QP_j^{CMN}), resulta da subtracção do consumo durante o período de CMN, calculado através da equação (4.19), ao caudal total (QT_j^{CMN}) atribuído ao nó j (consumo e perdas durante o CMN):

$$QP_j^{CMN} = QT_j^{CMN} - QF_j^{CMN} \quad (4.26)$$

Tendo como referência o valor das perdas de água durante o período de CMN, o valor das perdas de água e do consumo podem ser extrapolados para o restante período de simulação no nó j , através das equações (4.27) e (4.28), respectivamente.

$$QP_{j,t} = QF_j^{CMN} \times \left(\frac{P_{serviço,j,t}}{P_{serviço,j}^{CMN}} \right)^{N1} \quad (4.27)$$

$$QF_{j,t} = QT_{j,t} - QP_{j,t} \quad (4.28)$$

em que:

$QP_{j,t}$ – perdas de água a montante dos contadores no nó j e no instante t (m^3/h);

- QP_j^{CMN} – perdas de água a montante dos contadores durante o período de CMN no nó j (m^3/h);
 $P_{serviço,j,t}$ – pressão de serviço no nó j e no instante t (m c.a.), sem VRP (Fase1) ou com VRP (Fase2);
 $P_{serviço,j}^{CMN}$ – pressão de serviço no nó j durante o período de CMN, sem VRP (Fase1) ou com VRP (Fase2);
 $N1$ – expoente relacionado com o material das condutas (relaciona a variação das perdas de água com a pressão);
 $QF_{j,t}$ – consumo no nó j e no instante t (m^3/h);
 $QT_{j,t}$ – caudal total atribuído ao nó j no instante t (m^3/h).

Assumindo que o período de simulação compreende T período de tempo (Δt em horas) e a rede contém NN nós, o volume das perdas de água ($VP^{Fase1\ ou\ Fase2}$) e o consumo diário ($VF^{Fase1\ ou\ Fase2}$) à entrada do sistema em m^3 , pode ser estimado através das equações (4.29) e (4.30), respectivamente.

$$VP^{Fase1\ ou\ Fase2} = \sum_{t=1}^T \sum_{j=1}^{NN} QP_{j,t} \times \Delta t \quad (4.29)$$

$$VF^{Fase1\ ou\ Fase2} = \sum_{t=1}^T \sum_{j=1}^{NN} QF_{j,t} \times \Delta t \quad (4.30)$$

4.2.2.1.2. Estimativa das perdas de água e consumo após a redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema (Fase2)

Para garantir as condições de pressão mínima, condição necessária para satisfazer as necessidades dos utilizadores, um valor mínimo de pressão deve ser garantido ao longo do sistema, equação (4.31). Por outro lado, quando a pressão aumenta, o mesmo acontece com as perdas de água. Nesta fase, as perdas de água (QP) e o consumo (QF) foram estimados para as actuais condições de pressão (Fase1), e a cota piezométrica a jusante da VRP vai ser definida de forma a garantir a pressão mínima em todos os nós a jusante. Para uma VRP de cota piezométrica fixa à saída existe apenas uma única condição de funcionamento (a pressão à saída da VRP é sempre a mesma). Para uma VRP de cota piezométrica modulada por tempo, pode haver várias condições de funcionamento (por exemplo, uma para o período nocturno – entre a 01:00h e as 05:00h, e outra durante o resto do dia). As VRP moduladas por pressão no nó crítico é, seguramente, o procedimento mais eficiente para gestão da pressão, pois permite ajustar constantemente as condições de funcionamento da VRP de forma a garantir a jusante a pressão mínima exigida no ponto de monitorização (o nó crítico). Neste caso, particularizando, se o período de simulação é de 24 horas e compreende 24 períodos de simulação de 1 hora cada, as condições de funcionamento da VRP poderão mudar no máximo 24 vezes. Em suma, não importa o tipo de VRP usado, mas sim definir as condições de funcionamento mais adequadas para cada tipo de VRP. O procedimento aqui adoptado

consiste em determinar os ajustes da cota piezométrica a jusante da VRP, ou seja, a perda de carga que a VRP deve produzir de forma a atingir as condições de funcionamento desejadas (ΔH_{VRP}). Para cada período de funcionamento da VRP, o ajuste é igual à diferença mínima entre a pressão de serviço (inicialmente corresponde à pressão de serviço na Fase1 e posteriormente às pressões de serviços consecutivas para a Fase2) e a pressão mínima exigida, avaliada no nó crítico para todos os instantes de simulação, durante todo o período em que está em funcionamento, equação (4.32).

$$P_{serviço,j,t}^{Fase2} \geq P_{min,req.,j} \quad (4.31)$$

$$\Delta H_{VRP,s} = \min(P_{nó\ crítico,s}^{Fase1\ ou\ Fase2} - P_{min,req.,s}) \quad \text{para } s = 1, \dots, S_{VRP} \quad (4.32)$$

em que:

$\Delta H_{VRP,s}$ – ajustamento da cota piezométrica a jusante da VRP (m c.a.), para cada período de funcionamento s ;

S_{VRP} – número de períodos de funcionamento da VRP durante o período de simulação.

Após a redução da pressão, o caudal total no nó j pode ser estimado (Fase2). Inicialmente, o consumo é assumido como fixo (4.33) e as perdas de água podem ser estimadas através da equação (4.34) – ajustamento entre a pressão e as perdas de água da Fase1 com as condições de pressão da Fase2. O caudal total no nó j corresponde à soma entre o consumo e as perdas de água (4.35).

$$Q_{j,t}^{Fase2} = Q_{j,t}^{Fase1} \quad (4.33)$$

$$QP_{j,t}^{Fase2} = QP_{j,t}^{Fase1} \times \left(\frac{P_{serviço,j,t}^{Fase2}}{P_{serviço,j,t}^{Fase1}} \right)^{N1} \quad (4.34)$$

$$QT_{j,t}^{Fase2} = Q_{j,t}^{Fase2} + QP_{j,t}^{Fase2} \quad (4.35)$$

Depois de actualizar o caudal nodal e executar a simulação hidráulica, a cota piezométrica a jusante da VRP (Fase2) deve ser conferida. Se necessário, a próxima correcção deve ser efectuada através das equações (4.31) a (4.35). O processo termina quando a pressão de serviço é igual à pressão mínima exigida no ponto de monitorização (o nó crítico), o que significa que a condição de funcionamento da VRP atingiu o limite. Finalmente, para as novas condições de pressão (passo n), as perdas de água (QP^{Fase2}) e o consumo (Q^{Fase2}) podem ser estimados através das equações (4.19) a (4.30) – ajuste entre os valores da Fase1 e as condições de pressão da Fase2. Se o consumo para as novas condições de pressão é diferente do consumo utilizado no processo (4.33), o consumo e as perdas de água para a próxima iteração na Fase2 (passo $n+1$) deve ser actualizado através da equação (4.36) e (4.37).

$$Q_{j,t}^{Fase2(n+1)} = Q_{j,t}^{Fase2(n)} \quad (4.36)$$

$$QP_{j,t}^{Fase2(n+1)} = QT_{j,t}^{Fase2(n)} - QF_{j,t}^{Fase2(n)} \quad (4.37)$$

Este procedimento termina quando, após a redução da pressão, o consumo nodal entre duas iterações consecutivas é idêntico.

4.2.3. Metodologia de suporte ao estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água

A ocorrência de perdas de água e a medição incorrecta do caudal é inevitável, pelo que a única alternativa resume-se à monitorização e redução das perdas (reais e aparentes) até níveis considerados aceitáveis e economicamente viáveis (Alegre *et al.*, 2005; Thornton *et al.*, 2008). Actualmente, o projecto de sectorização da rede de distribuição de água, em combinação com a gestão da pressão, é considerado por muitas Entidades Gestoras como um dos instrumentos mais eficaz no que se refere à monitorização e redução de uma percentagem significativa das perdas totais, principalmente em redes de distribuição de água de grande dimensão, avançado estado de degradação e pressões de serviço elevadas (WRc, 1994). No entanto, a divisão da rede em ZMC é uma operação complexa e delicada, que envolve o seccionamento de condutas e/ou o fecho de válvulas, pelo que, caso a Entidade Gestora não adopte os procedimentos mais adequados, pode alterar profundamente o comportamento hidráulico do sistema e, conseqüentemente, causar problemas ao nível da qualidade e fornecimento de água.

Num projecto de sectorização de redes de distribuição de água, deve ter-se em consideração a degradação da infra-estrutura durante o horizonte de projecto. Por outro lado, se o consumo tende a aumentar com o tempo (mais comum na prática), pode tornar-se adequado planejar os investimentos a serem realizados em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto, ajustando o custo total de investimento de acordo com as reais necessidades e os recursos financeiros da Entidade Gestora. O estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de uma rede de distribuição de água pode ser visto como um problema de optimização e está relacionado com a distribuição espacial e a flutuação dos consumos ao longo do tempo, a degradação das infra-estruturas, a incerteza na avaliação dos consumos e da taxa de degradação das infra-estruturas durante o horizonte de projecto, os recursos financeiros da Entidade Gestora, as condições topográficas da zona de estudo, problemas relacionados com a qualidade da água e exigências regulamentares, o número de ZMC, o número de estações de monitorização do caudal à entrada de cada ZMC, os troços da rede a substituir/reforçar de forma a garantir a capacidade de transporte da rede e cumprir todas as exigências regulamentares, e, ainda, a localização e definições das condições de funcionamento de diferentes tipos de dispositivos de controlo da pressão (VRP).

4.2.3.1. Procedimento de cálculo

Em aplicações práticas, a sectorização da rede de distribuição de água é geralmente baseada em abordagens empíricas e/ou em experiências de campo limitadas. No entanto, algumas soluções podem ficar por estudar, e revelarem-se posteriormente mais adequadas. Nestas circunstâncias, uma nova metodologia é proposta como suporte ao estudo prévio de viabilidade técnico-económica associada à sectorização de uma qualquer rede de distribuição de água gravítica, onde a gestão da pressão pode revelar-se importante no que se refere à redução de uma percentagem significativa das perdas de água, especialmente durante o período nocturno. Além disso, este procedimento pode ser usado para planear o investimento, a ser realizado em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto, ajustando o custo total de investimento de acordo com as actuais necessidades da Entidade Gestora e os recursos financeiros disponíveis.

A metodologia proposta usa um simulador hidráulico em regime quase-permanente, escrito em FORTRAN e desenvolvido previamente por Sousa (2006), e dois módulos operacionais – podendo funcionar em conjunto ou em separado (ver fluxograma na Figura 4.5). O primeiro módulo está relacionado com a definição da geometria e área de influência de cada ZMC a criar – tendo por base princípios da teoria dos grafos (algoritmo de *Floyd-Warshall*) e alguns critérios definidos pelo utilizador⁶. Além disso, pode ser usado para verificar se a divisão da rede idealizada é a mais adequada ou necessita de ser reajustada. Por sua vez, o segundo módulo usa um algoritmo de optimização, baseado na meta heurística *Simulated Annealing*, para seleccionar as condições de fronteira mais adequadas para cada ZMC, cujo objectivo é identificar a solução que minimiza o custo e assegura um bom desempenho hidráulico do sistema durante o horizonte de projecto. Neste contexto, as variáveis de decisão dizem respeito à localização das estações de monitorização do caudal à entrada de cada ZMC, às válvulas de fronteira, aos troços da rede a substituir/reforçar durante o horizonte de projecto, e, ainda, à localização e definições das condições de funcionamento para diferentes tipos de dispositivos de controlo da pressão (VRP). Os problemas relacionados com a qualidade da água não são considerados (Ostfeld, 2005) e, por outro lado, supõe-se que os custos indirectos e operacionais podem ser ignorados entre as soluções.

⁶ Ver recomendações acerca da concepção de ZMC descritas no Capítulo II.

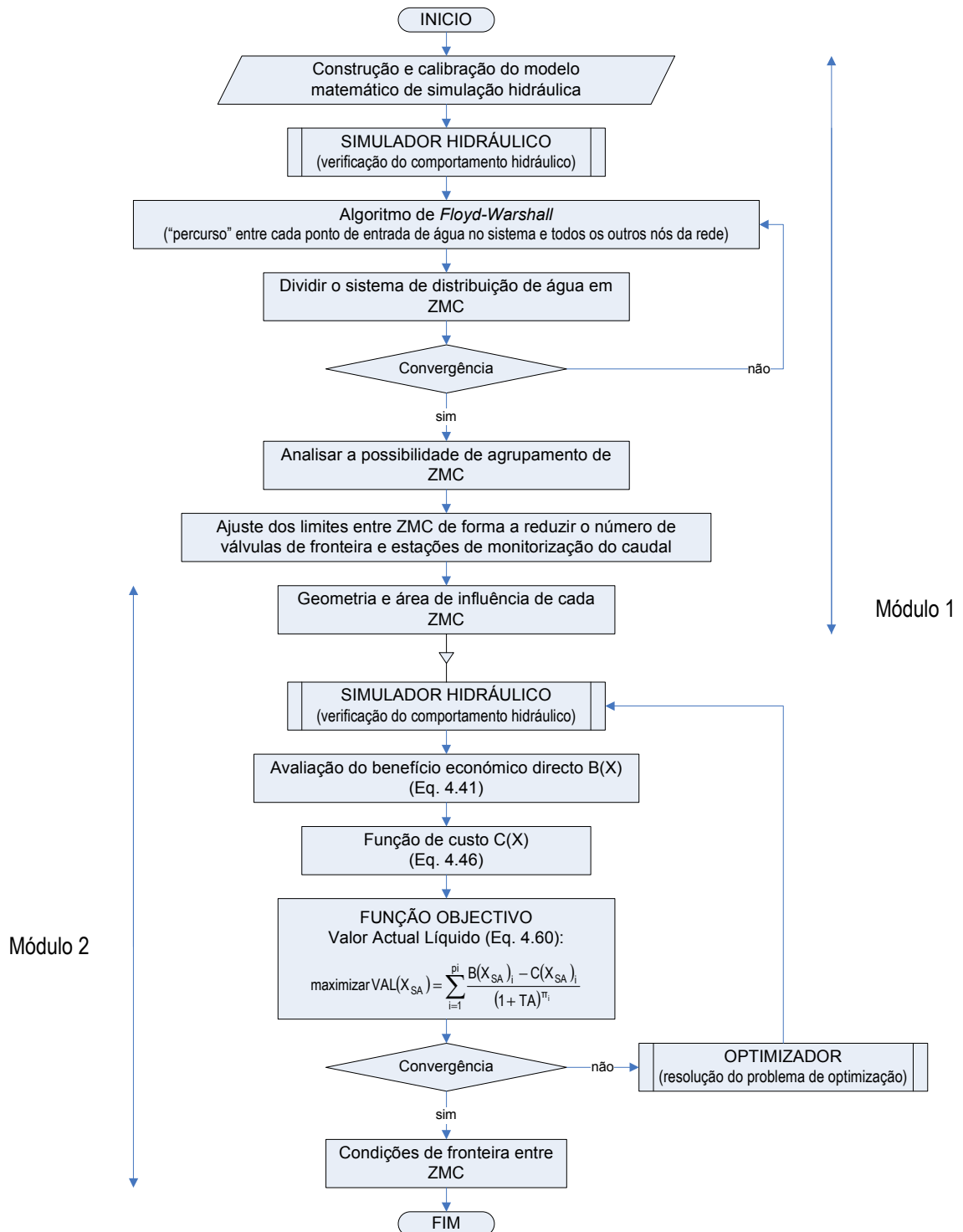


Figura 4.5 – Fluxograma: metodologia para sectorização de redes de distribuição de água.

4.2.3.2. Definição da geometria e área de influência de ZMC (Módulo 1)

Sabendo que o sentido do escoamento em algumas condutas da rede pode mudar ao longo do tempo, e em função da flutuação diária do consumo⁷, deve identificar-se o cenário de consumo⁸ que melhor caracteriza o comportamento hidráulico do sistema durante o horizonte de projecto, pois é com base nesse cenário que será dividida a rede. Além disso, deve verificar-se a possibilidade de impor algumas condições de fronteira que permitam melhorar a topologia final da rede – impedir a expansão de ZMC em determinadas direcções. Neste caso, as restrições a impor podem ser agrupadas em duas categorias: restrições físicas ou implícitas e as opções de projecto ou explícitas. As restrições físicas estão relacionadas com a localização de reservatórios, estações elevatórias, turbinas e VRP. As opções de projecto baseiam-se nas condições de fronteira naturais hidráulicas/geográficas (linhas de água, condições topográficas, entre outras), no percurso do escoamento entre o ponto de entrada de água no sistema e o utilizador, na capacidade das condutas, e, ainda, nas fronteiras municipais. Neste contexto, enquanto as restrições implícitas estão pré-definidas no modelo, as opções de projecto devem ser decididas pelo projectista, e devidamente justificadas, na medida em que poderão ter um impacto significativo, quer ao nível da topologia final da rede, quer no desempenho global do sistema.

Inicialmente, a rede é convertida numa estrutura ramificada virtual, à qual corresponde o maior “percurso” entre cada ponto de entrada de água no sistema e todos os outros nós da rede – usando dois critérios: o sentido do escoamento durante o instante de maior consumo (ao qual corresponde a menor pressão de serviço na rede para o cenário escolhido), e um peso indicado para cada troço da rede (que determina a importância desse troço no sistema). Neste caso, o maior “percurso” corresponde ao máximo valor acumulado do peso indicado para cada troço da rede (η_w), equação (4.38) – relação entre o caudal (Q_w) e o diâmetro (D_w), como indicado pela lei de resistência⁹ usada no cálculo do equilíbrio hidráulico (δ e ϕ são coeficientes da lei de resistência).

$$\eta_w = -\frac{Q_w^\delta}{D_w^\phi} \quad (4.38)$$

Em alternativa, outros pesos podem ser indicados, em função das características físicas da rede e do comportamento hidráulico do sistema, de entre os quais se refere: o desnível topográfico¹⁰, o diâmetro das

⁷ Nas condutas principais e à entrada do sistema, o sentido do escoamento praticamente não se altera com a flutuação do consumo ao longo do tempo, podendo ocorrer alguma alternância no sentido do escoamento junto às condutas de extremidade, que na generalidade dos casos terão pouco impacto na definição de ZMC.

⁸ A utilização de cenários de consumo inadequados pode conduzir a soluções correctas para o cenário estudado, mas do ponto de vista prático poderá comprometer o nível de serviço prestado e os custos de investimento e de exploração a médio e a longo prazo.

⁹ Este critério baseia-se no conceito de perda de carga unitária, e previne o facto de poder haver mais do que um percurso alternativo entre pares de nós. No entanto, o valor acumulado dos pesos ao longo da rede, não corresponde, necessariamente, ao percurso fisicamente mais extenso.

¹⁰ Este critério mostra-se o mais adequado quando existe um elevado desnível topográfico na zona de estudo, sobretudo se houver necessidade de gestão da pressão.

condutas¹¹ e o comprimento da rede¹². No entanto, refira-se que a atribuição de diferentes pesos aos troços da rede poderá dar origem a diferentes estruturas ramificadas, e, conseqüentemente, influenciar a topologia final da rede e o desempenho hidráulico do sistema.

A transformação da rede numa estrutura ramificada virtual baseia em princípios da teoria dos grafos – usando o algoritmo de programação dinâmica *Floyd-Warshall*¹³ (Reckziegel, 2008), onde NN é o número de nós da rede:

i) Inicializar matriz de menores distâncias ou matriz de adjacência:

$$A[NN, NN] \leftarrow \text{dist}[i, j] = \begin{cases} 0 & \text{se } i = j \\ \text{dist}_{i,j} & \text{se } i \text{ está ligado a } j \\ \infty & \text{se } i \text{ não está ligado a } j \end{cases} \quad \forall \{i, j\} \in NN$$

ii) Inicializar matriz de rotas:

$$R[NN, NN] \leftarrow \text{rot}[i, j] = 0 \quad \forall \{i, j\} \in NN$$

iii) Distância entre o nó i e o nó j passando pelo nó k:

Para k de 1 até NN faça:

Para i de 1 até NN faça:

Para j de 1 até NN faça:

Se $\text{dist}[i, k] + \text{dist}[k, j] < \text{dist}[i, j]$ então:

$\text{dist}[i, j] \leftarrow \text{dist}[i, k] + \text{dist}[k, j]$

Se $\text{rot}[i, k] = 0$ então:

$\text{rot}[i, j] \leftarrow k$

Caso contrário:

$\text{rot}[i, j] \leftarrow \text{rot}[i, k]$

Fim (se)

Fim (para)

Fim (para)

Fim (para)

Para i de 1 até NN faça:

Para j de 1 até NN faça:

Se $\text{rot}[i, j] = 0$ então:

$\text{rot}[i, j] \leftarrow j$

Fim (se)

Fim (para)

Fim (para)

Fim (Algoritmo)

¹¹ Este critério está relacionado com a capacidade de transporte da rede. Neste caso, a possibilidade de existir pelo menos uma conduta de diâmetro elevado à entrada de cada ZMC é maior.

¹² Este critério baseia-se no comprimento real da rede e está associado à maior distância física entre pares de nós. É aconselhado em redes de distribuição de água em meios rurais, onde a percentagem de perdas de água está relacionada principalmente com o comprimento da rede, já que a densidade de ramais é geralmente reduzida.

¹³ Este algoritmo caracteriza-se por ter uma complexidade computacional $O(n^3)$, ou seja, é polinomial, onde n corresponde ao número de nós do grafo. O número total de percursos possíveis para uma rede não orientada com n nós será de $n(n-1)$ e para uma rede orientada será de $n(n-1)/2$.

A cada passo, mediante a actualização da matriz de menores distâncias e rotas, o “percurso” entre pares de nós vai sendo progressivamente actualizado até se alcançar o critério pretendido. Ou seja, transformar qualquer rede numa estrutura ramificada. Por defeito, o algoritmo define o menor “percurso” e rotas entre pares de nós, pelo que o peso indicado para cada troço da rede deverá ser negativo para se obter o maior “percurso” entre pares de nós (ver equação (4.38)).

Posteriormente, tendo como referência as condições topográficas da zona de estudo, o traçado da rede e o nó de referência a partir do qual terá início a expansão de cada ZMC (nó a jusante do maior “percurso” entre pares de nós), o alargamento de cada ZMC ocorre de jusante para montante, em todas as direcções¹⁴, até se alcançar a dimensão pretendida – tendo em consideração as restrições que impedem a expansão da ZMC em determinadas direcções. Para qualquer sistema de distribuição de água, a divisão da rede em ZMC pode ser descrita em 7 etapas:

- 1) Construção e calibração do modelo matemático de simulação hidráulica (neste caso, admite-se que o modelo existe, está actualizado e devidamente calibrado (Walski *et al.*, 2003)).
- 2) Definir critérios de projecto para sectorização da rede (dimensão de cada ZMC): número máximo de ramais ou extensão da rede, desnível topográfico¹⁵ e restrições implícitas/explicitas.
- 3) Com base no sentido do escoamento e usando princípios da teoria dos grafos (algoritmo modificado de *Floyd-Warshall*), identificar o maior “percurso” entre cada ponto de entrada de água no sistema e todos os outros nós da rede. O maior “percurso” corresponde ao valor acumulado do peso indicado para cada troço da rede (η_w), calculado durante o instante de maior consumo, equação (4.38).
- 4) Seleccionar o nó de referência para expandir cada ZMC (se existir mais do que um ponto de entrada de água no sistema, escolher para cada um desses nós o maior “percurso” ao qual corresponde o maior valor absoluto acumulado de η_w , e, de entre estes, seleccionar o nó a jusante do menor “percurso”).
- 5) A partir do nó de referência, a cada passo são analisados todos os nós adjacentes a montante, e, para cada nó a montante, verificar se o desnível topográfico a jusante está dentro da amplitude pré-definida para a ZMC. Este critério está relacionado com o facto de a pressão ser muito mais sensível ao desnível topográfico do que em relação à perda de carga. Sempre que um nó a

¹⁴ Estudos no âmbito deste trabalho permitiram concluir que a expansão de ZMC numa ou mais direcções pré-definidas condicionam claramente a sua forma, apresentando um alongamento preferencial nessas direcções, o que de acordo com a literatura não será o mais adequado, sobretudo se houver apenas uma estação de monitorização do caudal à entrada de cada ZMC.

¹⁵ Máximo desnível topográfico entre nós abrangido por uma ZMC. Um valor elevado indica que a expansão da ZMC não será condicionada pelo desnível topográfico (por exemplo, qualquer valor superior ao maior desnível topográfico verificado na rede). Um valor reduzido implica que a expansão da ZMC se vá desenrolando na direcção onde esse incremento do desnível topográfico seja menor, até se alcançar a dimensão pretendida para a ZMC (por exemplo, qualquer valor compreendido entre o maior desnível topográfico na rede e zero). Este último critério, poderá ter vantagens, caso se pretenda efectuar a gestão da pressão à entrada de cada ZMC.

montante é seleccionado, respeitando a condição anterior, é calculado o número de ramais ou a extensão da rede para jusante (área já definida para a ZMC mais o contributo do nó seleccionado a montante). Se todos os nós a montante não respeitarem o intervalo referido, e caso ainda não se tenha atingido a dimensão máxima para a ZMC, esse parâmetro deverá ser actualizado seleccionando o nó a montante que permita reduzir esse incremento. Sempre que um nó a montante seja seleccionado, caso o número de ramais ou a extensão da rede para jusante seja superior ao valor máximo admissível, ou, ainda, o desnível topográfico seja superior ao valor admissível, esse nó será considerado temporariamente como condição de fronteira (pelo que será usado no próximo passo nessas condições). De qualquer forma, as restrições implícitas e/ou explícitas constituem desde logo condições de fronteira permanentes, uma vez alcançadas durante a expansão da área de influência da ZMC. O processo termina quando todos os nós a montante, para um dado passo, estão definidos como condições de fronteira temporárias e/ou permanentes. Terminado este processo, os procedimentos 4 e 5 devem ser repetidos as vezes necessárias até que toda a rede esteja dividida, desprezando a parte da rede já isolada.

- 6) Nesta fase, o estudo prossegue no sentido de tornar possível o agrupamento de algumas ZMC e reduzir o número de ligações entre ZMC. Por exemplo, se a dimensão de uma ZMC é muito reduzida, ela deve ser incluída numa das ZMC vizinhas. Por outro lado, deve-se verificar a possibilidade de deslocar a linha fictícia que define os limites entre ZMC imediatamente para jusante, caso isso implique uma redução do número de troços de ligação entre ZMC. De qualquer forma, a dimensão final de cada ZMC não deverá exceder a dimensão máxima admissível – excepto se tiver sido atribuída alguma tolerância para estes casos.
- 7) Se necessário, o projectista pode introduzir pequenos ajustes aos limites entre ZMC, antes de avançar para o Módulo 2.

4.2.3.3. Definição das condições de fronteira entre ZMC (Módulo 2)

Tal como referido anteriormente, este módulo congrega um algoritmo de optimização (baseado na meta heurística *Simulated Annealing*) e um simulador hidráulico (em regime quase-permanente) para gerar e avaliar várias soluções alternativas para sectorização de sistemas de distribuição de água, e, de entre estas, escolher aquela que permita garantir a satisfação dos utilizadores durante o horizonte de projecto e a maior rentabilidade económica para a Entidade Gestora (ver fluxograma na Figura 4.5).

Antes de iniciar o estudo, deve ter-se em consideração o seguinte:

- Definir o número de períodos de investimento ao longo do horizonte de projecto, ou seja, os momentos em que poderá ser necessário intervir no sistema.

- Identificar quais as condutas a não substituir/reforçar na rede devido a condicionamentos de tráfego ou outros, e/ou, ainda, definir parte da solução do problema através da fixação da localização de pontos de monitorização do caudal.
- Por último, indicar se a gestão da pressão deve ser incluída durante o processo de optimização, apenas para estudar a solução final ou simplesmente não ser considerada. Podem ser usados três tipos de VRP (VRP com pressão à saída fixa, VRP com pressão à saída modulada por tempo, e, ainda, VRP com pressão à saída modulada por pressão no ponto crítico). Além disso deve ser indicado se o tipo de VRP a usar é fixado previamente pelo utilizador ou seleccionado pelo *software* em função da máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia, tendo em consideração as condições de funcionamento decididas para cada tipo de VRP.

Observação: Durante o processo de optimização, enquanto a localização de estações de monitorização do caudal será efectuada à entrada de cada ZMC (independentemente do sentido do escoamento), a disposição e posterior ajuste das condições de funcionamento das VRP baseiam-se em dois critérios. O primeiro estabelece que a localização de VRP só deverá ocorrer à entrada de ZMC onde o sentido do escoamento permaneça fixo durante o horizonte de projecto, ou seja, caso o sentido do escoamento se inverta durante o horizonte de projecto em pelo menos uma conduta entre duas ZMC adjacentes, nessa zona da rede não será colocada nenhuma VRP e ambas as ZMC farão parte da mesma zona de pressão – esta situação poderá ocorrer quando o número de pontos de entrada for superior ao mínimo requerido para manter a continuidade da rede. O segundo critério determina que o ajuste das condições de funcionamento de qualquer tipo de VRP (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico) deve ser efectuado de acordo com o potencial de redução da pressão a jusante, começando nas ZMC de jusante para montante.

4.2.3.3.1. Avaliação do benefício económico directo devido à sectorização da rede e gestão da pressão

Nesta secção descreve-se como avaliar o benefício económico directo, $B(X_{SA})$, posteriormente a usar na equação (4.60). O procedimento a adoptar é igual à metodologia descrita na secção 4.2.2 (ver fluxograma na Figura 4.4), e permite calcular os custos e benefícios que podem ser alcançados através da sectorização da rede e gestão da pressão, nomeadamente, em termos da redução do volume total de água produzida (benefício) e de redução da receita proveniente da venda de água (custo). No entanto, outros benefícios, como por exemplo, a redução da frequência de roturas, a redução dos custos de controlo activo de fugas, a redução do consumo de energia e a redução do número de reclamações de utilizadores, podem ser adicionados, tal como proposto por Awad, Kapelan e Savic (2009).

Como resultado da implementação de ZMC, a redução total do volume de perdas de água para a rede (ΔVP) é dada pela diferença entre o actual volume de perdas de água (VP^{Fase1}) e a estimativa para o volume de perdas de água após a implementação de ZMC (VP^{Fase2}):

$$\Delta VP = VP^{Fase1} - VP^{Fase2} \quad (4.39)$$

Por outro lado, sabe-se que a variação da pressão influencia o consumo, e, portanto, a receita proveniente da venda de água. A redução da facturação (ΔVF) pode ser calculada através da diferença entre o facturado actualmente (VF^{Fase1}) e a estimativa para a água facturada após a implementação de ZMC (VF^{Fase2}):

$$\Delta VF = VF^{Fase1} - VF^{Fase2} \quad (4.40)$$

Conhecendo a duração de cada período de investimento (ny), a taxa de juro anual (TA), o custo de produção de água por m^3 (C_p) e o preço de venda de água por m^3 (C_v), é possível estimar, para o início de cada período de investimento, os benefícios económicos directos $B(X_{SA})$ que podem ser alcançados com a implementação de ZMC e gestão da pressão, através da equação (4.41). Se o valor calculado for negativo, significa que a pressão média no sistema aumentou (devido ao reforço da capacidade de transporte da rede e/ou alteração do comportamento hidráulico do sistema), pelo que esta componente representa um custo e não um benefício.

$$B(X_{SA}) = [C_p \times \Delta VP - (C_v - C_p) \times \Delta VF] \times 365 \times \frac{(1 - TA)^{ny} - 1}{TA \times (1 + TA)^{ny}} \quad (4.41)$$

Durante o cálculo do benefício económico directo, devido à sectorização da rede e gestão da pressão, assume-se que todo o consumo autorizado é medido e facturado e pode ser dividido em três partes (ver Quadro 4.1): consumo independente da pressão, QFC_{indep} (enchimento de autoclismos, banheiras, reservatórios domiciliários e máquinas de lavar roupa e loiça, entre outros); consumo dependente da pressão, QFC_{dep} (uso de chuveiros e lavatórios, rega de jardins, entre outros); e perdas de água a jusante do contador como dependentes da pressão, QFP_{dep} (importante para sistemas com elevada densidade de contadores). Além disso, as perdas de água a montante do contador, que não geram qualquer tipo de receita, são consideradas como dependentes da pressão, $QNFP_{dep}$.

Para cada instante de simulação, o caudal total atribuído a cada nó da rede (Q_1), depois da implementação de ZMC, pode ser estimado através da equação (4.42) – ajustamento dos valores da Fase1 com as condições de pressão da Fase2. O expoente $N1$ expressa a relação entre a pressão e as perdas de água e $N2$ a relação entre a pressão e o consumo (aplicado apenas ao consumo dependente da pressão).

$$Q_1 = \begin{cases} (QFP_{dep,0} + QNFP_{dep,0}) \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N1} + QFC_{dep,0} \times \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N2} + QFC_{indep,0} & \text{se } P_1 > 0 \\ 0 & \text{se } P_1 \leq 0 \end{cases} \quad (4.42)$$

A redução da pressão no sistema, devido à implementação de ZMC, está relacionada com três factores: 1) redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, 2) degradação das infra-estruturas (aumento da perda de carga ao longo da rede), e, ainda, 3) gestão da pressão à entrada do sistema ou de cada subsistema usando diferentes tipos de VRP (VRP com pressão à saída fixa, VRP com pressão à saída modulada por tempo e VRP com pressão à saída modulada por pressão no ponto crítico). Se a gestão da pressão à entrada do sistema ou subsistemas tiver sido imposta no início do processo de optimização (ver secção 4.2.3.3), então, o ajuste da cota piezométrica a jusante de cada VRP¹⁶ está relacionado com a possibilidade de redução da pressão a jusante (podendo abranger mais do que uma ZMC), e, ainda, com a pressão mínima requerida para que funcione correctamente. Para cada período de funcionamento da VRP (à entrada do sistema ou subsistema), o ajuste é igual à diferença mínima entre a pressão de serviço (inicialmente corresponde à pressão de serviço na Fase1 e posteriormente às pressões de serviços consecutivas para a Fase2) e a pressão mínima exigida, avaliada no nó crítico para todos os instantes de simulação, durante todo o período em que está em funcionamento, equações (4.43) a (4.45).

$$P_{\text{serviço}}^{\text{Fase2}} \geq P_{\text{nó crítico},s}^{\text{min}} \quad \text{para} \quad s = 1, \dots, S_{\text{VRP}} \quad (4.43)$$

$$\Delta H_{\text{VRP},s} = \min(P_{\text{nó crítico},s}^{\text{Fase2}} - P_{\text{nó crítico},s}^{\text{min}}) \quad \text{para} \quad s = 1, \dots, S_{\text{VRP}} \quad (4.44)$$

$$\text{Se} \begin{cases} H_{\text{VRP},s}^{\text{montante}} - (H_{\text{VRP},s}^{\text{saída}} - \Delta H_{\text{VRP},s}) \geq \Delta H_{\text{min}} & \text{então} \quad H_{\text{VRP},s}^{\text{saída}} = H_{\text{VRP},s}^{\text{saída}} - \Delta H_{\text{VRP},s} \\ H_{\text{VRP},s}^{\text{montante}} - (H_{\text{VRP},s}^{\text{saída}} - \Delta H_{\text{VRP},s}) < \Delta H_{\text{min}} & \text{então} \quad \text{sem VRP} \end{cases} \quad \text{para} \quad s = 1, \dots, S_{\text{VRP}} \quad (4.45)$$

em que:

$P_{\text{serviço}}^{\text{Fase2}}$ – pressão de serviço (m c.a.) depois da implementação de ZMC e gestão da pressão (Fase2);

$P_{\text{nó crítico},s}^{\text{min}}$ – pressão mínima exigida para fazer face ao consumo no nó crítico, para cada período de funcionamento s (m c.a.);

$\Delta H_{\text{VRP},s}$ – ajustamento da cota piezométrica a jusante da VRP (m c.a.), para cada período de funcionamento s ;

$P_{\text{nó crítico},s}^{\text{Fase2}}$ – pressão mínima de serviço no nó crítico (Fase2), para cada período de funcionamento s ;

S_{VRP} – número de períodos de funcionamento da VRP durante o período de simulação;

$H_{\text{VRP},s}^{\text{montante}}$ – cota piezométrica a montante da VRP;

$H_{\text{VRP},s}^{\text{saída}}$ – cota piezométrica à saída da VRP;

ΔH_{min} – ajustamento mínimo necessário da cota piezométrica à saída da VRP (m c.a.), para que funcione correctamente.

¹⁶ Ou seja, a perda de carga que a VRP deve produzir de forma a atingir as condições de funcionamento desejadas (ΔH_{VRP}).

4.2.3.3.2. Função de custo

A função de custo deve contemplar todas as componentes relacionadas com o custo de implementação e de exploração do projecto. Esta secção descreve a função de custo $C(X_{SA})$, equação (4.46), a usar posteriormente na equação (4.60). Não rejeitando a possibilidade de os custos de exploração poderem vir a ser adicionados (custos de energia eléctrica, de manutenção e operação), no âmbito desta proposta, apenas os custos de implementação do projecto de sectorização de redes de distribuição de água foram considerados¹⁷: instalação de condutas e acessórios (reforço da capacidade de transporte da rede), e, ainda, a instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão à entrada do sistema ou subsistemas (ver secção 4.1.6). O reforço da capacidade de transporte da rede está relacionado com a instalação de uma conduta nova em paralelo a uma já existente (duplicação do número de condutas na rede), ou, ainda, com a substituição de uma conduta existente por uma outra de diâmetro igual ou superior, e terá dois objectivos: garantir que a velocidade máxima requerida em cada troço da rede, não seja ultrapassada, e, ainda, aumentar a capacidade de transporte da rede desde o ponto de entrada até ao nó crítico, de forma a garantir a pressão mínima de serviço. No que se refere ao custo global de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão, será dado em função do diâmetro do medidor de caudal e VRP, que por sua vez foi fixado admitindo uma velocidade de referência de 1,0 m/s. Ao valor da função de custo, deve ainda ser adicionado um custo fictício devido a violação de restrições hidráulicas e procedimentos técnicos e/ou normativos, que por sua vez estão relacionados com o comportamento hidráulico do sistema e a legislação actualmente em vigor. A penalização da função de custo tem como objectivo penalizar as soluções não admissíveis durante o processo de optimização, tentando conduzi-lo para zonas admissíveis do espaço de solução.

$$C(X_{SA}) = \sum_{w=1}^{NT} [C_{\text{troço},w}(D_w) \times L_w] + \sum_{m=1}^{NEM} [C_{\text{contador},m}(D_m) + C_{\text{VRP},m}(D_{m(\text{vrp})})] + \sum_{v=1}^{NV} [\text{viol}(v) \times \beta_v] \quad (4.46)$$

em que:

$C(X_{SA})$ – função de custo;

X_{SA} – solução que resulta da aplicação do algoritmo de optimização;

NT – número de troços na rede;

$C_{\text{troço},w}(D_w)$ – custo unitário global de reforço da capacidade de transporte da rede, em função do diâmetro, por unidade de comprimento, no troço w (€/m);

D_w – diâmetro do troço w (mm);

L_w – comprimento do troço w (m);

NEM – número de estações de monitorização do caudal;

$C_{\text{contador},m}(D_m)$ – custo global da estação de monitorização do caudal, em função do diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m (€/un);

¹⁷ O custo de válvulas de fronteira não será considerado, uma vez que se admite que já existem.

- D_m – diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m (mm);
 $C_{VRP,m}(D_{m(vrp)})$ – custo de aquisição e instalação de VRP, em função do diâmetro, a instalar no ponto de monitorização m (€/un);
 $D_{m(vrp)}$ – diâmetro da VRP, no ponto de monitorização m (mm);
 NV – número de funções de penalidade;
 $viol(v)$ – máxima violação para a restrição v (descritas no Capítulo III);
 β_v – custo unitário de penalização para a violação v (entre $1E+06$ e $1E+08$).

Este problema de optimização está sujeito a dois tipos de restrições, para as quais os coeficientes de penalização devem ser suficientemente elevados para que as violações das restrições sejam severamente penalizadas. Além disso, estes coeficientes devem reflectir a importância relativa entre funções de penalidade.

✓ Restrições hidráulicas

Lei da conservação da massa em cada nó da rede (4.47), lei de resistência (4.48), nível de água nos reservatórios durante o período de simulação (4.49), nível de água nos reservatórios no final do período de simulação (4.50), actualização do nível de água nos reservatórios entre instantes sucessivos da simulação (4.51).

$$\sum_{w=1}^{NT} I_t \times Q_{w,t} = QC_{i,t} \quad \forall \quad i \in NN \quad e \quad t \in T \quad (4.47)$$

$$\Delta H_{w,t} = \sigma \times Q_{w,t}^{\delta} \quad \forall \quad w \in NT \quad e \quad t \in T \quad (4.48)$$

$$HR_{max} \geq HR_{r,t} \geq HR_{min} \quad \forall \quad r \in NR \quad e \quad t \in T \quad (4.49)$$

$$HR_{r,24} \geq HR_{r,0} \quad \forall \quad r \in NR \quad (4.50)$$

$$HR_{r,(t+\Delta t)} = HR_{r,t} - 3600 \times \frac{QR_{r,t}}{AR_r} \times \Delta t \quad \forall \quad r \in NR \quad e \quad t \in T \quad (4.51)$$

em que:

- NT – número de troços na rede;
 I_t – matriz de incidência da rede no instante t ;
 $Q_{w,t}$ – caudal no troço w no instante t (m^3/s);
 $QC_{i,t}$ – consumo no nó i no instante t ;
 NN – número de nós na rede;
 T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);
 $\Delta H_{w,t}$ – perda de carga no troço w no instante t (m c.a.);
 σ, δ – coeficiente de perda de carga e expoente do caudal na lei de resistência, respectivamente;

- HR_{max} , HR_{min} – níveis máximo e mínimo de água nos reservatórios (m);
 $HR_{r,t}$ – nível de água no reservatório r no instante t (m);
 NR – número de reservatórios na rede;
 $HR_{r,24}$, $HR_{r,0}$ – níveis de água no reservatório r, no final e no início do período de simulação (m);
 $HR_{r,t}$, $HR_{r,(t+\Delta t)}$ – níveis de água no reservatório r, entre dois instantes consecutivos de simulação (m);
 $QR_{r,t}$ – caudal à saída do reservatório r no instante t (m³/s);
 AR_r – área da secção transversal do reservatório r (m²);
 Δt – passo de cálculo (se caudal em m³/h, Δt em horas).

✓ Procedimentos técnicos e/ou normativos

Estas restrições estão relacionadas com a pressão nos nós (4.52) e (4.53), a velocidade nos troços (4.54), o diâmetro mínimo para cada troço da rede (4.55), o diâmetro comercial óptimo de reforço para cada troço da rede (4.56), o número óptimo de estações de monitorização do caudal na rede (4.57), o diâmetro comercial óptimo do caudalímetro para cada ponto de monitorização (4.58) e o diâmetro comercial óptimo da VRP para cada ponto de monitorização (4.59).

$$P_{max,i} \geq P_{i,t} \geq P_{min,i} \quad \forall \quad i \in NN \quad e \quad t \in T \quad (4.52)$$

$$\max(P_{i,t}) - \min(P_{i,t}) \leq FP_{max,i} \quad \forall \quad i \in NN \quad e \quad t \in T \quad (4.53)$$

$$V_{w,t} \leq V_{max,w} \quad \text{com} \quad V_{max,w} = 0,127 \times D_w^{0,4} \quad \forall \quad w \in NT \quad e \quad t \in T \quad (4.54)$$

$$D_w \geq D_{min,w} \quad \forall \quad w \in NT \quad (4.55)$$

$$D_w = \sum_{i=1}^{ND_w} YD_{w,i} \times DC_{w,i} \quad \text{com} \quad \sum_{i=1}^{ND_w} YD_{w,i} = 1 \quad \text{para os NT troços} \quad (4.56)$$

$$NEM_{max} \geq NEM_T \geq NEM_{min} \quad (4.57)$$

$$D_m = \sum_{i=1}^{ND_m} YD_{m,i} \times DC_{m,i} \quad \text{com} \quad \sum_{i=1}^{ND_m} YD_{m,i} = 1 \quad \text{para os NEM do caudal} \quad (4.58)$$

$$D_{m(vrp)} = \sum_{i=1}^{NVRP_m} YVVRP_{m,i} \times VRPC_{m,i} \quad \text{com} \quad \sum_{i=1}^{NVRP_m} YVVRP_{m,i} = 1 \quad \text{para os NEM do caudal com gestão da pressão} \quad (4.59)$$

em que:

- $P_{max,i}$, $P_{min,i}$ – pressões máxima e mínima exigidas para fazer face ao consumo no nó i (m c.a.);
 $P_{i,t}$ – pressão no nó i no instante t (m c.a.);
 NN – número de nós na rede;
 T – período de simulação (vulgarmente 24 horas, com passo de cálculo de 1 hora);

$FP_{\max,i}$ – máxima flutuação de pressão permitida durante o período de simulação no nó i (m c.a.);
 $V_{w,t}$ – velocidade no troço w no instante t (m/s);
 $V_{\max,w}$ – máxima velocidade permitida no troço w ;
 D_w – diâmetro do troço w (mm);
 $D_{\min,w}$ – diâmetro mínimo regulamentar atribuído ao troço w (mm);
 ND_w – número de diâmetros comerciais da série atribuída ao troço w ;
 $YD_{w,i}$ – variáveis binárias que identificam o diâmetro comercial óptimo do troço w ;
 $DC_{w,1}, DC_{w,2}, \dots, DC_{w,ND_w}$ – série de diâmetros comerciais atribuída ao troço w (mm);
 NEM_{\max}, NEM_{\min} – número máximo e mínimo de estações de monitorização do caudal que podem ser instaladas na rede;
 NEM_T – número óptimo de estações de monitorização do caudal;
 D_m – diâmetro do caudalímetro, no ponto de monitorização m (mm);
 ND_m – número de caudalímetros comerciais da série atribuída ao ponto de monitorização m ;
 $YD_{m,i}$ – variáveis binárias que identificam o diâmetro do caudalímetro comercial óptimo do ponto de monitorização m ;
 $DC_{m,1}, DC_{m,2}, \dots, DC_{m,ND_m}$ – série de diâmetros de caudalímetros comerciais atribuída ao ponto de monitorização m (mm);
 $D_{m(vrp)}$ – diâmetro da VRP, no ponto de monitorização m (mm);
 $NVRP_m$ – número de VRP comerciais da série atribuída ao ponto de monitorização m ;
 $YVRP_{m,i}$ – variáveis binárias que identificam o diâmetro da VRP comercial óptimo do ponto de monitorização m ;
 $VRPC_{m,1}, VRPC_{m,2}, \dots, VRPC_{m,NVRP_m}$ – série de diâmetros comerciais de VRP atribuída ao ponto de monitorização m (mm).

4.2.3.3.3. Função objectivo

Matematicamente este problema pode ser descrito através de uma função objectivo $VAL(X_{SA})$, equação (4.60), que traduz a maximização do valor actual líquido da diferença entre os benefícios económicos directos em termos de redução das perdas de água (como consequência da variação da pressão média no sistema devido à sectorização da rede e gestão da pressão) e o custo de sectorização da rede realizado em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto (estações de monitorização do caudal, VRP e troços da rede a substituir/reforçar). No que se refere aos custos de exploração (custos de energia eléctrica¹⁸, de

¹⁸ No âmbito do estudo apresentado nesta dissertação, porque não estamos a falar de energia eléctrica para elevar água (sectorização de sistemas de distribuição de água gravíticos), esta parcela não será considerada. No entanto, em sistemas onde existam estações elevatórias estes custos terão de ser necessariamente considerados, dado que a redução da pressão implica sempre uma redução do caudal transferido, e, conseqüentemente, a alteração das condições de funcionamento de estações elevatórias e os custos de energia eléctrica associados.

manutenção e operação), ao admitir-se que não variam significativamente entre diferentes soluções, não serão considerados:

$$\text{maximizar } \text{VAL}(X_{SA}) = \sum_{i=1}^{p_i} \frac{B(X_{SA})_i - C(X_{SA})_i}{(1 + TA)^{\pi_i}} \quad (4.60)$$

em que:

$\text{VAL}(X_{SA})$ – valor actual líquido do projecto (€);

X_{SA} – solução que resulta da aplicação do algoritmo de optimização;

p_i – número de períodos de investimento ao longo do horizonte de projecto;

$B(X_{SA})_i$ – benefício económico directo durante o período de investimento i , actualizado para o início desse período de investimento (€);

$C(X_{SA})_i$ – investimento a realizar no início do período de investimento i (€);

π_i – tempo deste o início do projecto até ao início do período de investimento i (anos);

TA – taxa de actualização.

4.2.3.3.4. Algoritmo de optimização: meta heurística *Simulated Annealing*

O algoritmo de optimização proposto baseia-se na meta heurística *Simulated Annealing* e foi apresentado anteriormente no Capítulo III. O *Simulated Annealing* caracteriza-se por ser uma técnica de optimização estocástica com distribuição probabilística, baseado na imitação de processos naturais, sendo conhecido por produzir resultados bastante satisfatórios (Metropolis *et al.*, 1953; van Laarhoven e Aarts, 1987; Sousa, 2006). O Quadro 4.2 resume todos os parâmetros utilizados para adaptação do algoritmo *Simulated Annealing* a este tipo de problema, e pode ser descrita tal como se segue:

Quadro 4.2 – Algoritmo de optimização: meta heurística *Simulated Annealing*

Solução inicial	$S_0 = \{D_1, D_2, \dots, D_{NT}\} = D_{\max}$	onde: NT número de troços da rede a substituir/reforçar
Temperatura inicial ($k=0$)	$T_0 = -\left(\frac{0,10 \times \text{VAL}(X_0)}{\ln(Pa_0)}\right)$	onde: $Pa_0 = 80\%$
Estratégia de arrefecimento ($k=1,2, \dots$)	Se $Pa_k > 80\%$ Se $50\% < Pa_k \leq 80\%$ Se $20\% < Pa_k \leq 50\%$ Se $Pa_k \leq 20\%$	então $T_{k+1} = 0,50 \times T_k$ e $L_{k+1} = 20 \times NT$ então $T_{k+1} = 0,75 \times T_k$ e $L_{k+1} = 50 \times NT$ então $T_{k+1} = 0,90 \times T_k$ e $L_{k+1} = 75 \times NT$ então $T_{k+1} = 0,95 \times T_k$ e $L_{k+1} = 75 \times NT$
Critério de paragem	$Pa_f < 5\%$ $\varepsilon \leq 1,0\%$ onde: $\varepsilon = \frac{ \text{VAL}_{\text{médio},k} - \text{VAL}_{\text{médio},k+1} }{\text{VAL}_{\text{médio},k+1}}$	

Passo 1: À temperatura inicial (T_0), o algoritmo começa por gerar uma solução inicial (X_0). Salvo indicações contrárias (ver secção 4.2.3.3), para um determinado estudo de caso, corresponde: a substituir todos os

troços de fronteira e reforçar todos os outros troços da rede no início do horizonte de projecto (o maior diâmetro é atribuído a cada troço da rede que se pretende substituir ou reforçar), e, ainda, considerar que nenhuma válvula de fronteira se encontra fechada (todos os pontos de entrada em cada ZMC representam uma estação de monitorização do caudal).

Passo 2: Cada nova solução (X_{z+1}) é gerada a partir da solução corrente (X_z) por aplicação aleatória de um dos seguintes procedimentos¹⁹: 1) seleccionar uma ZMC e reduzir/incrementar o seu número de pontos de entrada (fechar/abrir uma válvula de fronteira), 2) seleccionar uma ZMC e alterar um dos seus pontos de entrada (abrir uma válvula de fronteira que se encontrava fechada e fechar outra válvula de fronteira que se encontrava aberta), ou, ainda, 3) seleccionar um dos períodos de investimento e alterar o diâmetro de um dos troços a substituir ou reforçar (adoptar o diâmetro comercial imediatamente acima ou abaixo). Quando um dos troços da rede a substituir ou reforçar é seleccionado para mudança de diâmetro, admite-se que em 40% dos casos o diâmetro é incrementado e em 60% é reduzido. Sempre que o número de pontos de monitorização numa ZMC é reduzido (fechar uma válvula de fronteira), os pontos de entrada dessa ZMC são testados, fechando cada uma das válvulas de fronteira que se encontram abertas até que uma das soluções seja aceite, e, ainda, de forma a manter a continuidade da rede. Por outro lado, quando o número de pontos de monitorização de uma ZMC é incrementado (abrir uma válvula de fronteira), outra válvula de fronteira dessa ZMC deve ser fechada de forma a manter a continuidade da rede e o número total de estações de monitorização do caudal – neste caso, e para cada uma das válvulas de fronteira a abrir, todos os diâmetros comerciais são estudados até que uma das soluções seja aceite.

Passo 3: Para cada solução candidata, um simulador hidráulico permite verificar o comportamento hidráulico do sistema, tal como a possibilidade da gestão da pressão à entrada de cada ZMC através da instalação e ajuste das condições de funcionamento de diferentes tipos de dispositivos de controlo da pressão (VRP). De seguida, através das equações (4.41) e (4.46), é possível calcular, respectivamente, o benefício económico directo e o custo global para cada período de investimento e durante o horizonte de projecto. E, posteriormente, usando a equação (4.60) é estimado o valor actual líquido (VAL) do projecto para essa nova solução.

Passo 4: A nova solução é então submetida a um teste de aceitação – critério de aceitação de Metropolis. Se for aceite, esta solução será utilizada como ponto de partida para a geração da próxima solução (nova solução corrente). Caso contrário, a solução corrente passa a ter essa função (mantém-se a mesma solução corrente). Após cinco “temperaturas” consecutivas sem aceitar nenhuma mudança entre os pontos de entrada de ZMC (localização das estações de monitorização do caudal), a pesquisa passa a centrar-se apenas em aplicar o procedimento 3) para a última solução aceite (dado que a probabilidade de aceitar uma outra configuração para os pontos de entrada de ZMC é muito baixa, a pesquisa centra-se na alteração do diâmetro dos troços da rede a substituir e reforçar).

¹⁹ Durante a geração de soluções candidatas não é permitida a selecção sucessiva do mesmo troço, do mesmo ponto de entrada em cada ZMC, e, ainda, do mesmo instante de investimento (se superior a 1).

Passo 5: O processo de optimização termina quando o critério de paragem é atingido, isto é: ao longo de duas “temperaturas” sucessivas o número de soluções aceites (Pa_i) é inferior a 5% das soluções geradas e a diferença entre as médias do valor actual líquido do projecto entre duas “temperaturas” consecutivas é inferior ou igual a 1,0% (ϵ).

4.3 Referências bibliográficas

Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M., Vieira, P. (2005). *Guia Técnico 3: Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), Instituto da Água (INAG) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

Alegre, H., Covas, D. (2010). *Guia Técnico 16: Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água. Uma abordagem centrada na reabilitação*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa.

Alvisi, S., Franchini, M. (2006). "Near-optimal rehabilitation scheduling of water distribution systems based on a multi-objective genetic algorithm." *Civil Engineering and Environmental Systems* 23(3): 143-160.

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2009). "Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms". *Integrating Water Systems (CCWI 2009 Conference)*, 1-3 Sep, University of Sheffield (United Kingdom).

Babayan, A., Kapelan, Z., Savic, D., Walters, G. (2005). "Least-cost design of water distribution networks under demand uncertainty." *Journal of Water Resources Planning and Management* 131(5): 375-382.

Bhave, P. R. (1988). "Calibrating water distribution network models." *Journal of Environmental Engineering* 114(1): 120-136.

Bhave, P. R., Gupta, R. (2004). "Optimal design of water distribution networks for fuzzy demands." *Civil Engineering and Environmental Systems* 21(4): 229-245.

Boulos, P. F., Wood, D. J. (1990). "Explicit calculation of pipe-network parameters." *Journal of Hydraulic Engineering* 116(11): 1329-1344.

Boxall, J. B., O'Hagan, A., Pooladsaz, S., Saul, A., Unwin, D. (2007). "Estimation of burst rates in water distribution mains." *Water Management* 160(WM2): 73-82.

Cesario, A. L. (1991). "Network analysis from planning, engineering, operations, and management perspectives" *Journal American Water Works Association (AWWA)* 83(2): 38-42.

Cesario, A. L., Davis, J. O. (1984). "Calibrating water system models" *Journal American Water Works Association (AWWA)* 76(7): 66-69.

Coelho, S. T., Loureiro, D., Alegre, H. (2006). *Guia Técnico 4: Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa.

Colombo, F. (2007). *Calibração de modelos hidráulicos de redes de abastecimento de água de sistemas reais admitindo vazamentos*. Mestrado, Universidade de São Paulo. São Paulo.

Cunha, M. C., Sousa, J. (1999). "Water distribution network design optimization: Simulated Annealing approach." *Journal of Water Resources Planning and Management* 125(4): 215-221.

Cunha, M. C., Sousa, J. (2001). "Hydraulic infrastructures design using simulated annealing." *Journal of Infrastructure Systems* 7(1): 32-39.

Cunha, M. C., Sousa, J. (2010). "Robust design of water distribution networks for a proactive risk management." *Journal of Water Resources Planning and Management* 136(2): 227-236.

- Dandy, G. C., Engelhardt, M. O. (2006). "Multi-objective trade-offs between cost and reliability in the replacement of water mains." *Journal of Water Resources Planning and Management* 132(2): 79-88.
- Formiga, K. T. M., Chaudhry, F. H., Viera, M. E. A. (2006). "Otimização multiobjetivo de redes de abastecimento de água". VI SEREA, *Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água*, 5-7 Junho, João Pessoa (Brasil).
- Franchini, M., Alvisi, S. (2010). "Model for hydraulic networks with evenly distributed demands along pipes." *Civil Engineering and Environmental Systems* 27(2): 133-153.
- Geem, Z. W. (2006). "Optimal cost design of water distribution networks using harmony search." *Engineering Optimization* 38(3): 259-280.
- Geem, Z. W. (2009). "Harmony search optimisation to the pump-included water distribution network design." *Civil Engineering and Environmental Systems* 26(3): 211-221.
- 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: 171-179.
- Giustolisi, O., Todini, E. (2009). "Pipe hydraulic resistance correction in WDN analysis." *Urban Water Journal* 6(1): 39-52.
- Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011a). "Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems." *Urban Water Journal* 8(2): 65-77.
- Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011b). "Methodology to divide a large network in suitable District Metered Areas and implement pressure management." *Urban Water Journal (em revisão)*.
- Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011c). "Support methodology to divide a large network into suitable District Metered Areas." *Water Science and Technology (em revisão)*.
- Greco, M., Giudice, G. D. (1999). "New approach to water distribution network calibration." *Journal of Hydraulic Engineering* 125(8): 849-854.
- Grilo, T. V. (2007). *Técnicas de reabilitação de sistemas de abastecimento de água*. Mestrado, Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- Gumier, C. C. (2005). *Aplicação de modelo matemático de simulação-otimização na gestão de perdas de água em sistemas de abastecimento*. Mestrado, Universidade Estadual de Campinas. Campinas.
- Halhal, D., Walters, G., Ouazar, D., Savic, D. (1997). "Water network rehabilitation with structured messy Genetic Algorithm." *Journal of Water Resources Planning and Management* 123(3): 137-146.
- Harris, R. U. (1984). "Computer modeling in water system planning and design." *Journal American Water Works Association (AWWA)* 76(7): 78-81.
- Jung, P., Seo, J., Lee, J. (2009). "Probabilistic value analysis methodology for public water supply systems." *Civil Engineering and Environmental Systems* 26(2): 141-155.
- Kapelan, Z. (2002). *Calibration of water distribution system hydraulic models*. PhD Thesis, University of Exeter. Exeter.
- Lambert, A. (2000). "What do we know about pressure-leakage relationships in distribution systems?". in *System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Specialized Conference Proceedings, IWA, May, Brno (Czech Republic)*.
- Lin, M., Liu, Y., Liu, G., Chu, C. (2007). "Scatter search heuristic for least-cost design of water distribution networks." *Engineering Optimization* 39(7): 857-876.
- Loganathan, G. V., Park, S., Serali, H. D. (2002). "Threshold break rate for pipeline replacement in water distribution systems." *Journal of Water Resources Planning and Management* 128(4): 271-279.
- Luvizotto Jr, E. (1998). *Relatório final de programa de pós doutoramento*. Universidade Politécnica de Valência, Espanha.

- Marques, R., Gomes, R., Monteiro, A. (2005). "Benchmarking the water losses in Portugal". In *Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 12-14 Sep, Halifax (Canada).
- Marriott, M. J. (2007). "Modelling of water demand in distribution networks." *Urban Water Journal* 4(4): 283-286.
- Mays, L. W. (1999). *Hydraulic design handbook*. McGraw-Hill Companies.
- Mays, L. W. (2000). *Water distribution system handbook*. McGraw-Hill Companies.
- Mckenzie, R., Langenhoven, S. (2001). *PRESMAC User guide*. South Africa Water Research Commission, WRC Report TT 152/01
- Meier, R. W., Barkdoll, B. D. (2000). "Sampling design for network model calibration using genetic algorithms." *Journal of Water Resources Planning and Management* 126(4): 245-250.
- Metropolis, N., Rosenbluth, A. W., Rosenbluth, M. N., Teller, A. H., Teller, E. (1953). "Equation of state calculations by fast computing machines." *The Journal of Chemical Physics* 21(6): 1087-1092.
- Ormsbee, L. E. (1989). "Implicit network calibration." *Journal of Water Resources Planning and Management* 115(2): 243-257.
- Ormsbee, L. E., Lingireddy, S. (1997). "Calibrating hydraulic network models." *Journal American Water Works Association (AWWA)* 89(2): 42-50.
- Ormsbee, L. E., Wood, D. J. (1986). "Explicit pipe network calibration." *Journal of Water Resources Planning and Management* 112(2): 166-182.
- Ostfeld, A. (2005). "A review of modeling water quality in distribution systems." *Urban Water Journal* 2(2): 107-114.
- Pezzinga, G., Pititto, G. (2005). "Combined optimization of pipes and control valves in water distribution networks." *Journal of Hydraulic Research* 43(6): 668-677.
- Pizzo, H. S. (2004). *Calibração de modelos de distribuição de água através do acoplamento do TMA com o otimizador de Nelder-Mead*. Mestrado, Universidade Estadual de Campinas. Campinas.
- Ramalingam, D., Lingireddy, S., Ormsbee, L. E. (2002). "History of water distribution network analysis: Over 100 years of progress". In *Environmental and Water Resources History, Proceedings of ASCE Civil Engineering Conference and Exposition 2002*, 3-7 November, Washington, D.C. (USA).
- Reckziegel, M. (2008). *Protótipo de um sistema de roteamento urbano integrando PostgreSQL e Geoserver*. Pós Graduação, Especialidade de "Tecnologias Aplicadas a Sistemas de Informação", UniRitter: Centro Universitário Ritter dos Reis. Porto Alegre.
- RGSPDADAR (1995). *Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais*. Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de Agosto de 1995, Lisboa.
- Roland, W. J. (1982). "Equivalent hydraulic pipe for parallel pipes." *Journal of the Hydraulics Division (ASCE)* 108(HY1): 35-45.
- Sá Marques, A., Sousa, J. (2006). *Hidráulica urbana: sistemas de abastecimento de água*. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Saldarriaga, J. G., Ochoa, S., Moreno, M. E., Romero, N., Cortés, O. J. (2010). "Prioritised rehabilitation of water distribution networks using dissipated power concept to reduce non-revenue water." *Urban Water Journal* iFirst article: 1-20.
- Savic, D. A., Kapelan, Z. S., Jonkergouw, P. M. R. (2009). "Quo vadis water distribution model calibration?" *Urban Water Journal* 6(1): 3-22.
- Soares, A. K. (2003). *Calibração de modelos de redes de distribuição de água para abastecimento considerando vazamentos e demandas dirigidas pela pressão*. Mestrado, Universidade de São Paulo. São Paulo.

- Soares, A. K. (2007). *Calibração e detecção de vazamentos em modelos de sistemas hidráulicos no escoamento transitório*. Ph.D Tese, Universidade de São Paulo. São Carlos.
- Sousa, J. (2006). *Modelos de apoio à decisão para o dimensionamento e a operação de sistemas de abastecimento de água*. Ph.D, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Sousa, J. (2006). *Modelos de apoio à decisão para o dimensionamento e a operação de sistemas de abastecimento de água*. Ph.D Tese, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.
- Speight, V., Khanal, N. (2009). "Model calibration and current usage in practice." *Urban Water Journal* 6(1): 23-28.
- Stuart, M. A., Norman, L. G., Donald, W. B. (1975). "Advanced techniques in the mathematical modeling of water distribution systems" *Journal American Water Works Association (AWWA)* 67(7): 343-346.
- Suribabua, C. R., Neelakantana, T. R. (2006). "Design of water distribution networks using particle swarm optimization." *Urban Water Journal* 3(2): 111-120.
- Tabesh, M., Asadiyani, A. H., Burrows, R. (2009). "An integrated model to evaluate losses in water distribution systems." *Water Resources Management* 23: 477-492.
- Thornton, J., Sturm, R., Kunkel, G. (2008). *Water loss control*. McGraw-Hill Companies.
- Tospornsampan, J., Kita, I., Ishii, M., Kitamura, Y. (2007). "Split-pipe design of water distribution network using simulated annealing." *International Journal of Computer and Information Engineering* 1(3): 154-164.
- Tricarico, C., Gargano, R., Kapelan, Z., Savic, D., Marinis, G. (2006). "Economic level of reliability for the rehabilitation of hydraulic networks." *Civil Engineering and Environmental Systems* 23(3): 191-207.
- van Laarhoven, P. J. M., Aarts, E. H. L. (1987). *Simulated annealing: theory and applications*. D. Reidel Publishing Company.
- van Zyl, J. E., Clayton, C. R. I. (2007). "The effect of pressure on leakage in water distribution systems." *Water Management* 160(WM2): 109-114.
- Varma, K. V. K., Narasimhan, S., Bhallamudi, S. M. (1997). "Optimal design of water distribution systems using an NPL method." *Journal of Environmental Engineering* 123(4): 381-388.
- Walski, T., Bezts, W., Posluszny, E. T., Weir, M., Whitman, B. E. (2006). "Modeling leakage reduction through pressure control." *Journal of American Water Works Association* 98(4): 147-155.
- Walski, T., Chase, D. V., Savic, D., Grayman, W. M., Beckwith, S., Koelle, E. (2003). *Advanced water distribution modeling and management*. Haestad Methods, USA.
- Walski, T. M. (1995). "Optimization and pipe-sizing decisions." *Journal of Water Resources Planning and Management* 121(4): 340-343.
- Walski, T. M., Brill, E. D., Gessler, J., Goulter, I. C., Jeppson, R. M., Lansey, K., Lee, H.-L., Liebman, J. C., Mays, L., Morgan, D. R., Ormsbee, L. (1987). "Battle of the network models: Epilogue." *Journal of Water Resources Planning and Management* 113(2): 191-203.
- WRc (1994). *Managing leakage reports A-J*. WRc plc, Water Services Association, Water Companies Association, Swindon (United Kingdom).

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

Verificação do desempenho das aplicações computacionais desenvolvidas

Capítulo V

“Every WDS is vulnerable to leakage. The leakage is universal problem and in order to cope with it, the following approach should be taken into account: 1) Identify the causes of leakage. 2) Use appropriate methodology and tools to quantify the leakage and to reduce it.”

(Havlik, 2006)

“Water loss occurs in all distribution systems, only the volume of loss varies. This depends on the characteristics of the pipe network, the water provider’s operational practice, and the level of technology and expertise applied to controlling it and other local factors. The volume of the lost varies widely from country to country, and between different regions within a country. One of the keystones of a water loss strategy is therefore to understand the relative significance of each of the components, ensuring that each is measured or estimated as accurately as possible, so that priorities can be set via a series of action plans.”

(Çakmakçı et al., 2007)

“However, WDM may compromise water system performance, since some pipes are usually closed to delimit districts in order not to have too many metering stations, to decrease costs and simplify water balance.”

(Di Nardo e Di Natale, 2011)

4. VERIFICAÇÃO DO DESEMPENHO DAS APLICAÇÕES COMPUTACIONAIS DESENVOLVIDAS

Em virtude dos conteúdos abordados nesta investigação, e de forma a demonstrar o desempenho e os benefícios que podem advir da utilização das aplicações computacionais desenvolvidas, este capítulo encontra-se dividido em duas partes. A primeira parte refere-se ao cálculo do benefício económico directo, em termos da redução das perdas de água, que pode ser obtido a partir da redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema. A segunda está direccionada para o estudo prévio de suporte à sectorização de redes de distribuição de água de grande dimensão, no qual é possível integrar a gestão da pressão e planear os investimentos a serem realizados em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto. Termina com a indicação das referências bibliográficas citadas ao longo do texto.

5.1. Cálculo do benefício económico directo devido à gestão da pressão à entrada do sistema ou subsistema

5.1.1. Enquadramento geral

Nesta secção o benefício económico directo, em termos da redução das perdas de água que pode ser obtido a partir da redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema, foi calculado usando a aplicação computacional descrita no Capítulo IV (ver secção 4.2.2). Assim, e tendo como intuito evidenciar as potencialidades da metodologia proposta, foram analisados dois estudos de caso hipotéticos, controlando todas as variáveis envolvidas e garantindo o cumprimento de todas as imposições regulamentares actualmente em vigor na legislação Portuguesa (RGSPDADAR, 1995):

- ✓ No primeiro estudo de caso, usando uma VRP de pressão fixa à saída, verificou-se qual a influência do caudal dependente da pressão no cálculo do benefício económico directo diário devido à redução da pressão. Admitindo que todo o consumo autorizado é medido e facturado, o caudal à entrada do sistema corresponde à soma entre o caudal facturado (dependente e independente da pressão) e as perdas de água a montante dos contadores que não geram qualquer tipo de receita (dependentes da pressão). Neste contexto, o caudal facturado pode ser decomposto em três componentes: consumo independente da pressão (enchimento de autoclismos, banheiras, reservatórios prediais e máquinas de lavar roupa e loiça, entre outros); consumo dependente da pressão (uso de chuveiros e lavatórios, rega de jardins, entre outros); e, ainda, as perdas de água a jusante do contador como dependentes da pressão.
- ✓ No segundo estudo de caso mostrou-se a importância do uso de diferentes tipos de VRP (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico), bem como a influência da pressão disponível à entrada do sistema no cálculo do benefício económico directo diário devido à redução da pressão.

A aplicação desta metodologia a estudos de caso reais implica a execução dos sete procedimentos a seguir referidos:

- i) **Planeamento do modelo:** 1– definição do sistema; 2 – identificação e reparação de roturas reportadas; 3 – disponibilidade de dados de cadastro, de facturação e operacionais;
- ii) **Descrição física do modelo:** 4 – localização e caracterização dos reservatórios, identificação de pontos de consumo significativos, diâmetros e tipo de material das condutas, identificação dos elementos acessórios existentes (válvulas de seccionamento, descargas de fundo, VRP, turbinas, medidores de caudal, bocas de rega e lavagem, marcos de incêndio e ventosas), caracterização dos equipamentos electromecânicos, entre outros;
- iii) **Consumos associados ao modelo:** 5 – produção de padrões temporais de consumo; 6 – tipificação de cenários; 7 – distribuição espacial de consumo pela rede e afectação do consumo a cada nó;

- iv) Controlo operacional:** 8 – levantamento das regras operacionais de controlo (níveis de operação dos reservatórios, horas de funcionamento dos grupos elevatórios, modo de operação e condições de funcionamento das válvulas, qualidade da água, entre outras);
- v) Implementação base do modelo:** 9 – identificação e eliminação de erros grosseiros e afinação de opções de modelação; 10 – exploração das capacidades do modelo e aquisição de sensibilidade ao modelo;
- vi) Processo de calibração do modelo:** 11 – identificação dos objectivos do modelo e rigor de calibração pretendido; 12 – caracterização e identificação dos pontos de monitorização (nível de água, pressão, caudal, parâmetros de qualidade da água); 13 – campanhas de medição na rede; 14 – refinamento espacial dos consumos e parâmetros de calibração, em função dos resultados obtidos nas campanhas de medição;
- vii) Procedimento para gestão da pressão:** 15 – aplicação computacional descrita no Capítulo IV (secção 4.2.2).

Observação:

Para o cálculo do benefício económico directo, que poderá advir da redução da pressão ao longo da rede, foram considerados valores de referência existentes na literatura (WRc, 1994) (ver Quadro 5.1).

Quadro 5.1 – Dados de referência durante o período de CMN. Fonte: WRc (1994).

Perdas de água estimadas a jusante do contador para uma pressão de 50 m c.a.: $QPRE_{jus}$	0,5	l/ramal de ligação/h
Estimativa para o consumo doméstico nocturno independente da pressão: $QCE_{dom.,indep.}$	8,0	l/habitante/h
Estimativa para o consumo doméstico nocturno dependente da pressão: $QCE_{dom.,dep.}$	2,0	l/habitante/h
Percentagem de população activa: Pop_{activa}	6,0	%
Expoente relacionado com a variação das perdas de água com a pressão: N1	1,0	-
Expoente relacionado com a variação do consumo com a pressão: N2	0,5	-

5.1.2. Estudo de caso I

Considere-se a rede de distribuição de água hipotética representada esquematicamente na Figura 5.1, para a qual se pretende obter o máximo benefício económico directo diário (em termos da redução das perdas de água), através da redução da pressão à entrada do sistema, usando uma VRP de pressão fixa à saída (Gomes *et al.*, 2011a). O caudal médio diário à entrada do sistema é de 52,08 m³/h e a cota piezométrica do reservatório é de 50 m. A rede tem 6,50 km de extensão e é composta por condutas em polietileno de alta densidade (PEAD). Esta rede abastece graviticamente uma zona predominantemente residencial com um máximo de três pisos acima do solo, e admite-se que todo o consumo autorizado é medido e facturado. A percentagem de perdas de água é de 21,25% e a equação de *Darcy-Weisbach* foi usada como lei de resistência.

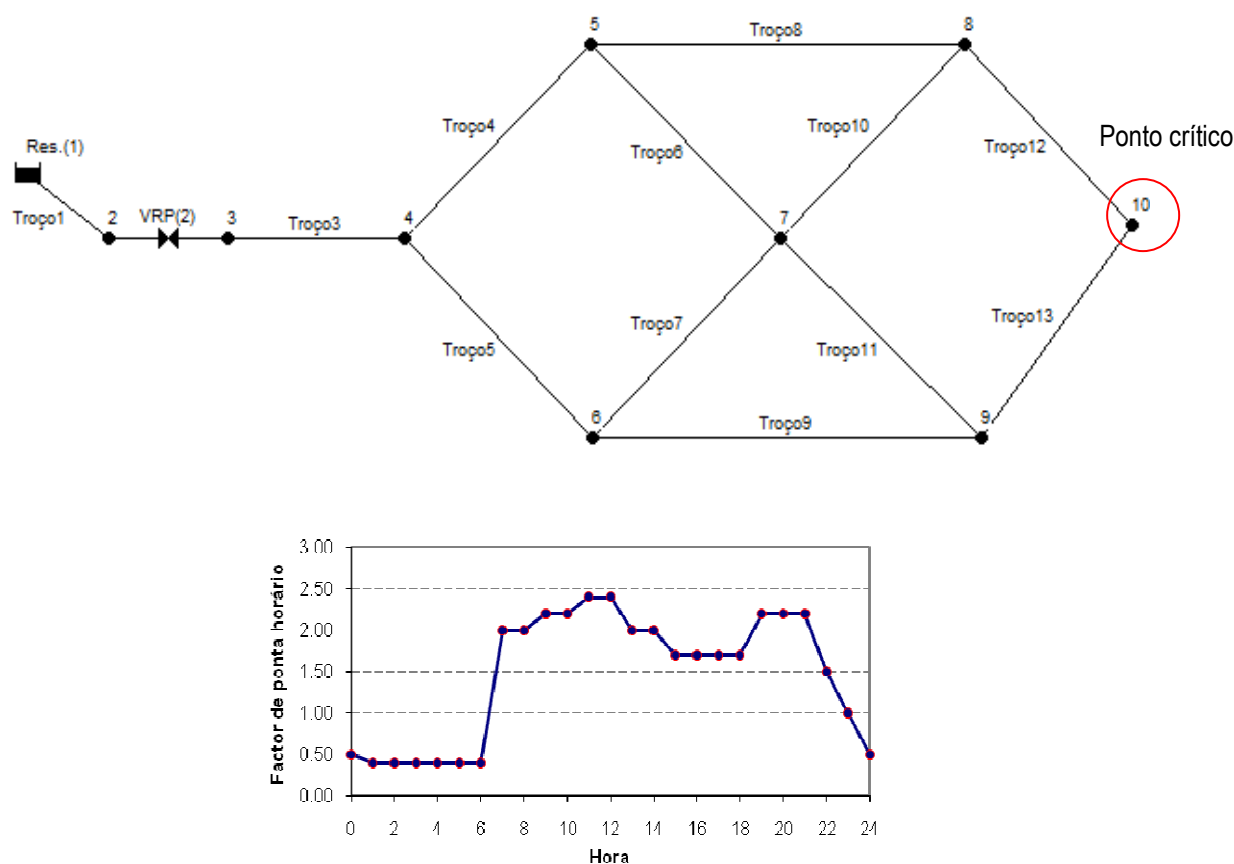


Figura 5.1 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso I).

Os Quadros 5.2 e 5.3 mostram, respectivamente, as características físicas da rede e o caudal médio diário atribuído a cada nó da rede (consumo e perdas). Na rede supracitada, o nó 10 corresponde ao nó mais afastado do ponto de entrada, e, neste caso, corresponde ao ponto crítico do sistema. Para o cálculo das perdas de água e do consumo durante o período de CMN, foi usada a informação alusiva ao número de habitantes, ao número de fogos e o número de ramais de ligação domésticos atribuídos a cada nó da rede (os consumidores não domésticos não foram considerados neste estudo de caso).

Quadro 5.2 – Características dos troços na rede (estudo de caso I).

ID Troço	Nó inicial	Nó final	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Diâmetro interior (mm)	$k_{c,w}$ (mm)	Material
1	Res.(1)	2	1	280	248,2	0,01	PEAD
VRP (2)	2	3	Fase1 (sem VRP) / Fase2 (com VRP activa)				
3	3	4	500	280	248,2	0,01	PEAD
4	4	5	500	200	177,2	0,01	PEAD
5	4	6	500	200	177,2	0,01	PEAD
6	5	7	500	125	110,8	0,01	PEAD
7	6	7	500	125	110,8	0,01	PEAD
8	5	8	1 000	125	110,8	0,01	PEAD
9	6	9	1 000	125	110,8	0,01	PEAD
10	7	8	500	125	110,8	0,01	PEAD
11	7	9	500	125	110,8	0,01	PEAD
12	8	10	500	110	97,4	0,01	PEAD
13	9	10	500	110	97,4	0,01	PEAD

$k_{c,w}$: rugosidade equivalente (fórmula de Colebrook-White).

Quadro 5.3 – Características dos nós na rede (estudo de caso I).

ID Nó	Cota (m)	$P_{min.,req.}$ (m)	$Q_{médio}$ (m ³ /h)	Habitantes	Fogos	Ramais de ligação
Res.(1)	50	–	- 52,08	–	–	–
2	0	22,45	0,00	0	0	0
3	0	22,45	0,00	0	0	0
4	0	22,45	4,34	417	139	139
5	0	22,45	8,68	833	238	238
6	0	22,45	8,68	833	238	238
7	0	22,45	8,68	834	278	278
8	0	22,45	8,68	833	238	238
9	0	22,45	8,68	833	238	238
10	0	22,45	4,34	417	139	139

$P_{min.,req.}$: pressão mínima requerida em cada nó da rede, para satisfazer consumo.

O processo de cálculo teve início com a estimativa das perdas de água (condutas principais e ramais de ligação a montante do contador) e do consumo existente e perdas de água a jusante do contador durante o período de CMN para cada nó da rede, ao que se seguiu a extrapolação desses valores para o restante período de simulação de 24 horas (Fase1). Durante o período de simulação, os caudais máximo e mínimo horário à entrada do sistema foram de 125,00 e 20,83 m³/h, respectivamente, e as pressões máxima e mínima de serviço no ponto crítico (nó 10) de 49,82 e 45,74 m c.a., respectivamente. Além disso, o volume de água entrado diariamente no sistema foi de 1 875,02 m³, dos quais 1 476,62 m³ correspondem ao volume total facturado (consumo existente e perdas de água a jusante do contador), o que de certa forma evidencia a existência de um volume global de perdas diárias de 398,40 m³.

Admitindo à entrada do sistema a existência de uma VRP de pressão fixa à saída, após sucessivos ajustes das condições de funcionamento da VRP, até se obter a pressão mínima requerida no ponto crítico (22,45 m c.a.), foi encontrado o valor para o ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ($\Delta H_{VRP} = 23,78$ m c.a.), ao qual corresponde uma cota piezométrica fixa durante todo o período de simulação de 26,21 m (Fase2).

Em cada iteração, a cota piezométrica a jusante da VRP é reduzida de um valor correspondente à menor diferença de pressão verificada entre a pressão de serviço no ponto crítico e a pressão mínima exigida nesse ponto. Após a redução da pressão, o volume de água entrado diariamente no sistema e o volume facturado foram estimados em 1 675,46 e 1 464,42 m³, respectivamente. As perdas de água, que inicialmente eram de 21,25%, foram reduzidas para 12,60%, o que corresponde a uma redução superior a 8,5%. Nestas condições, a redução da pressão à entrada do sistema conduziu a uma redução do volume de água produzida em 10,64% – uma redução diária de cerca de 200 m³. No que se refere à redução do volume facturado, diferença entre o volume facturado antes e após a redução da pressão, foi de 0,83% – uma redução diária de 12 m³. O benefício económico directo obtido a partir da redução da pressão foi estimado em 181,25 €/dia, o que corresponde a aproximadamente 66 000 €/ano, admitindo que este cenário de consumo é representativo do consumo médio diário anual. O Quadro 5.4 mostra os resultados obtidos e os benefícios calculados durante o período de simulação de 24 horas (o custo de produção e o preço de venda de água foram considerados iguais a 1,00 e 2,50 €/m³, respectivamente).

Quadro 5.4 – Benefícios devido à gestão da pressão, período de simulação de 24 horas (estudo de caso I).

Hora	Fase1 (sem VRP)			Fase2 (com VRP activa)			Redução			Benefício diário €	
	Ponto de entrada		Ponto crítico	Ponto de entrada		Ponto crítico	QP+QF	QF	Ponto crítico		
	QP	QF		QP	QF						
	m ³ /h	m ³ /h	m c.a.	m ³ /h	m ³ /h	m c.a.	m ³ /h	m ³ /h	%		
1	17,08	3,75	49,82	9,23	3,23	26,14	8,37	0,52	47,5	7,59	
2	17,08	3,75	49,82	9,23	3,23	26,14	8,37	0,52	47,5	7,59	
3	17,08	3,75	49,82	9,23	3,23	26,14	8,37	0,52	47,5	7,59	
4	17,08	3,75	49,82	9,23	3,23	26,14	8,37	0,52	47,5	7,59	
5	17,08	3,75	49,82	9,23	3,23	26,14	8,37	0,52	47,5	7,59	
6	17,08	3,75	49,82	9,23	3,23	26,14	8,37	0,52	47,5	7,59	
7	16,38	87,78	46,93	8,60	87,28	23,57	8,29	0,50	49,8	7,54	
8	16,38	87,78	46,93	8,60	87,28	23,57	8,29	0,50	49,8	7,54	
9	16,25	98,34	46,36	8,46	97,84	23,03	8,28	0,50	50,3	7,53	
10	16,25	98,34	46,36	8,46	97,84	23,03	8,28	0,50	50,3	7,53	
11	16,10	108,90	45,74	8,32	108,41	22,45	8,27	0,49	50,9	7,53	
12	16,10	108,90	45,74	8,32	108,41	22,45	8,27	0,49	50,9	7,53	
13	16,38	87,78	46,93	8,60	87,28	23,57	8,29	0,50	49,8	7,54	
14	16,38	87,78	46,93	8,60	87,28	23,57	8,29	0,50	49,8	7,54	
15	16,57	71,97	47,71	8,78	71,46	24,29	8,30	0,51	49,1	7,54	
16	16,57	71,97	47,71	8,78	71,46	24,29	8,30	0,51	49,1	7,54	
17	16,57	71,97	47,71	8,78	71,46	24,29	8,30	0,51	49,1	7,54	
18	16,57	71,97	47,71	8,78	71,46	24,29	8,30	0,51	49,1	7,54	
19	16,25	98,34	46,36	8,46	97,84	23,03	8,28	0,50	50,3	7,53	
20	16,25	98,34	46,36	8,46	97,84	23,03	8,28	0,50	50,3	7,53	
21	16,25	98,34	46,36	8,46	97,84	23,03	8,28	0,50	50,3	7,53	
22	16,68	61,44	48,17	8,88	60,93	24,71	8,31	0,51	48,7	7,55	
23	16,91	35,17	49,11	9,09	34,66	25,56	8,34	0,52	48,0	7,56	
24	17,06	8,98	49,74	9,22	8,46	26,08	8,36	0,52	47,6	7,58	
$\Sigma =$	398,40	1 476,62		$\Sigma =$	211,04	1 464,42		10,64%	0,83%	$\Sigma =$	181,25

QP: caudal de perdas de água a montante do contador; QF: caudal facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

Como esperado, a redução da pressão no sistema implicou uma diminuição da produção de água e do consumo (caudal facturado). No entanto, como a redução da produção de água é superior à redução do consumo, como conclusão final, pode afirmar-se que, quando bem executada, a gestão da pressão pode conduzir a benefícios consideráveis. Além disso, tal como proposto por Awad, Kapelan e Savic (2009), outros benefícios poderiam ter sido considerados, de entre os quais: a redução da frequência de roturas, a redução dos custos no controlo activo de fugas, a redução do consumo de energia e a redução do número de reclamações de clientes.

Tal como referido anteriormente, durante o período de CMN, a metodologia proposta baseia-se na separação do caudal facturado em três componentes, entre as quais, o consumo dependente e independente da pressão. O Quadro 5.5 mostra alguns dos resultados que ilustram a influência destas duas componentes do consumo no cálculo dos benefícios diários, após redução da pressão. Uma vez que o consumo dependente da pressão tem uma influência considerável sobre a redução do caudal facturado, os benefícios diários aumentam quando esta parcela do consumo diminui. De facto, se o consumo for totalmente independente da pressão, a redução do caudal facturado seria muito menor, e estaria relacionado apenas com as perdas de água a jusante dos contadores (terceira componente do caudal facturado).

Quadro 5.5 – Influência da variação do caudal facturado no cálculo do benefício (estudo de caso I).

Teste	Fase1 (sem VRP)		Fase2 (com VRP activa)			Redução			Benefício diário
	Volume no sistema		Volume no sistema		ΔH_{VRP}	VP+VF	VF	VP	
	VP	VF	VP	VF					%
	m ³	m ³	m ³	m ³	m c.a.	%	%	%	€
a)	398,40	1 476,62	218,90	1 448,96	23,81	11,05	1,87	8,12	165,67
b)	398,40	1 476,62	211,04	1 464,42	23,78	10,64	0,83	8,65	181,25
c)	398,40	1 476,62	210,06	1 466,35	23,78	10,59	0,70	8,72	183,20
d)	398,40	1 476,62	209,08	1 468,28	23,78	10,54	0,56	8,78	185,15

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

- a) Consumo doméstico mínimo nocturno:
(independente da pressão = 0 l/habitante/h; dependente da pressão = 10 l/habitante/h)
- b) Consumo doméstico mínimo nocturno:
(independente da pressão = 8 l/habitante/h; dependente da pressão = 2 l/habitante/h)
- c) Consumo doméstico mínimo nocturno:
(independente da pressão = 9 l/habitante/h; dependente da pressão = 1 l/habitante/h)
- d) Consumo doméstico mínimo nocturno:
(independente da pressão = 10 l/habitante/h; dependente da pressão = 0 l/habitante/h)

5.1.3. Estudo de caso II

A rede representada esquematicamente na Figura 5.2 foi concebida para ilustrar a importância do uso de diferentes tipos de VRP (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico), bem como a influência da pressão disponível à entrada do sistema no cálculo do benefício económico directo devido à gestão da pressão (Gomes *et al.*, 2011a). O procedimento de cálculo, tal como o padrão de consumo diário anual, é igual ao adoptado para o estudo de caso I. A percentagem de perdas de água é de 21,08% e a equação de *Darcy-Weisbach* foi usada como lei de resistência.

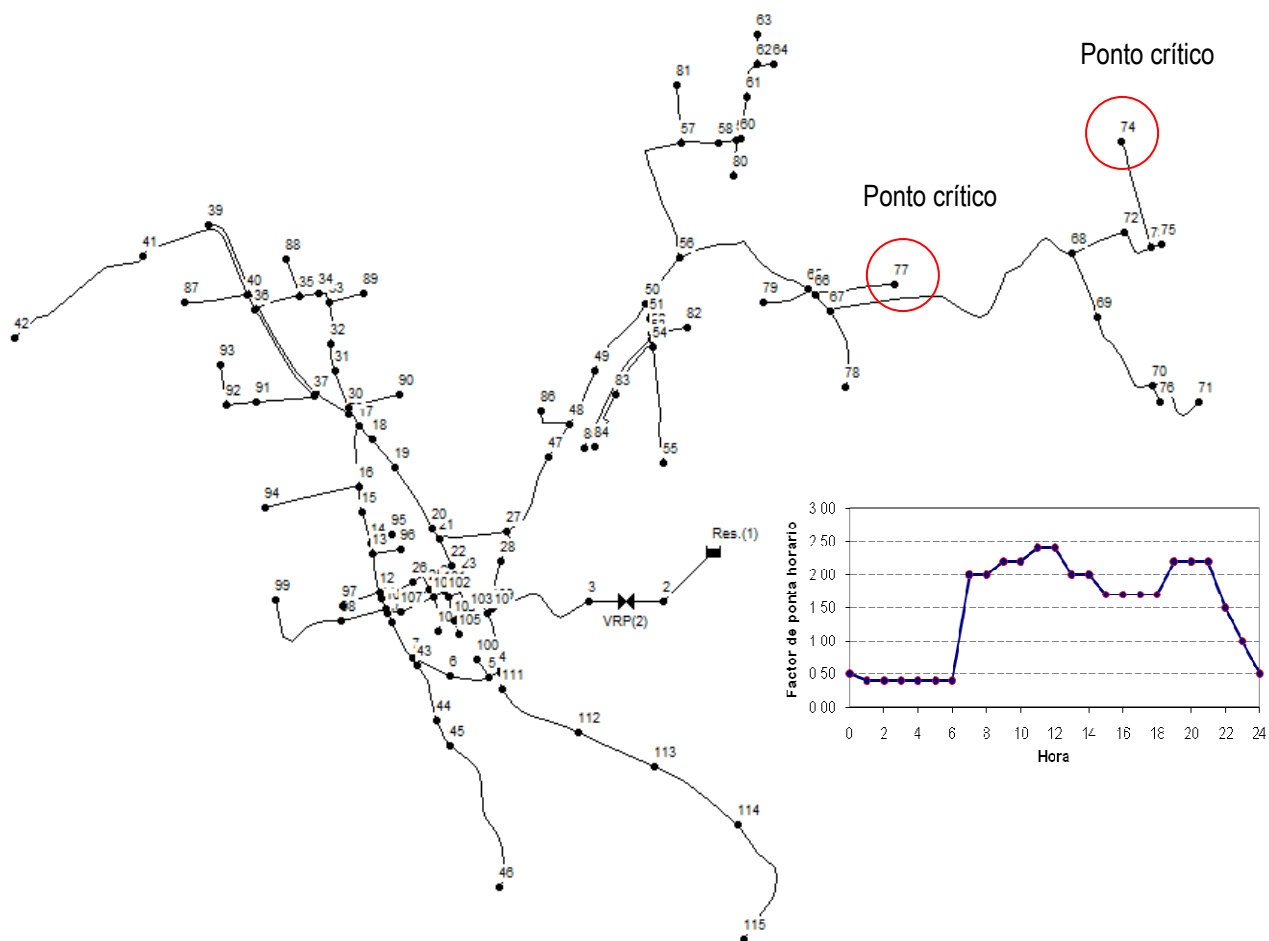


Figura 5.2 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso II).

Os Quadros 5.6 e 5.7 mostram, respectivamente, as características físicas da rede (troços e nós) e a informação necessária para estimativas das perdas de água e do consumo durante o período de CMN.

Quadro 5.6 – Características dos troços na rede (estudo de caso II).

ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	Material	Cd	ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	Material	Cd
1	Res.(1)	2	1,0	450,0	FFD	0,0	61	54	55	183,6	97,4	PEAD	1,0
VRP(2)	2	3	1,0	–	–	0,0	62	50	56	90,1	300,0	FFD	1,0
3	3	109	195,9	450,0	FFD	0,0	63	56	57	233,9	159,6	PEAD	1,0
4	109	110	10,0	350,0	FFD	1,0	64	57	58	56,5	110,8	PEAD	1,0
5	110	4	98,5	199,4	PEAD	1,0	65	58	59	26,8	110,8	PEAD	1,0
6	4	5	17,3	141,8	PEAD	1,0	66	59	60	7,6	97,4	PEAD	1,0
7	5	6	61,0	141,8	PEAD	1,0	67	60	61	66,5	97,4	PEAD	1,0
8	6	7	63,6	141,8	PEAD	1,0	68	61	62	55,8	97,4	PEAD	1,0
9	7	8	64,5	97,4	PEAD	1,0	69	62	63	48,2	97,4	PEAD	1,0
10	8	9	16,6	97,4	PEAD	1,0	70	62	64	27,2	97,4	PEAD	1,0
11	9	10	5,7	141,8	PEAD	1,0	71	56	65	230,4	221,6	PEAD	1,0
12	10	11	18,5	124,0	PEAD	1,0	72	65	66	14,9	221,6	PEAD	1,0
13	11	12	10,2	124,0	PEAD	1,0	73	66	67	34,1	199,4	PEAD	1,0
14	12	13	60,7	124,0	PEAD	1,0	74	67	68	460,9	199,4	PEAD	1,0
15	13	14	17,3	110,8	PEAD	1,0	75	68	69	106,0	124,0	PEAD	1,0
16	14	15	49,2	97,4	PEAD	1,0	76	69	70	152,2	110,8	PEAD	1,0
17	15	16	40,6	97,4	PEAD	1,0	77	70	71	115,0	97,4	PEAD	1,0
18	16	17	97,0	97,4	PEAD	1,0	78	68	72	85,3	110,8	PEAD	1,0
19	17	18	28,2	248,2	PEAD	1,0	79	72	73	63,6	97,4	PEAD	1,0
20	18	19	56,0	248,2	PEAD	1,0	80	73	74	171,5	97,4	PEAD	1,0
21	19	20	109,9	248,2	PEAD	1,0	81	73	75	16,9	97,4	PEAD	1,0
22	20	21	19,4	248,2	PEAD	1,0	82	70	76	29,1	97,4	PEAD	1,0
23	21	22	45,5	221,6	PEAD	1,0	83	66	77	124,4	97,4	PEAD	1,0
24	22	23	25,3	221,6	PEAD	1,0	84	67	78	124,6	97,4	PEAD	1,0
25	23	110	68,5	279,2	PEAD	1,0	85	65	79	74,7	97,4	PEAD	1,0
26	23	24	35,1	199,4	PEAD	1,0	86	59	80	56,3	97,4	PEAD	1,0
27	24	25	18,4	177,2	PEAD	1,0	87	57	81	88,8	97,4	PEAD	1,0
28	25	9	73,8	159,6	PEAD	1,0	88	52	82	55,6	97,4	PEAD	1,0
29	25	26	40,9	97,4	PEAD	1,0	89	54	83	96,4	97,4	PEAD	1,0
30	26	11	56,3	97,4	PEAD	1,0	90	83	84	95,0	97,4	PEAD	1,0
31	21	27	108,5	159,6	PEAD	1,0	91	53	85	201,9	97,4	PEAD	1,0
32	27	28	48,8	350,0	FFD	1,0	92	48	86	58,3	97,4	PEAD	1,0
33	28	109	76,0	350,0	FFD	1,0	93	40	87	98,1	97,4	PEAD	1,0
34	17	29	27,1	248,2	PEAD	1,0	94	35	88	61,0	97,4	PEAD	1,0
35	29	30	9,2	141,8	PEAD	1,0	95	33	89	55,6	97,4	PEAD	1,0
36	30	31	61,9	124,0	PEAD	1,0	96	30	90	80,5	97,4	PEAD	1,0
37	31	32	42,5	110,8	PEAD	1,0	97	37	91	89,7	97,4	PEAD	1,0
38	32	33	65,2	110,8	PEAD	1,0	98	91	92	48,4	97,4	PEAD	1,0
39	33	34	25,4	97,4	PEAD	1,0	99	92	93	63,1	97,4	PEAD	1,0
40	34	35	28,8	97,4	PEAD	1,0	100	16	94	150,3	97,4	PEAD	1,0
41	35	36	72,1	97,4	PEAD	1,0	101	14	95	36,9	97,4	PEAD	1,0
42	36	37	163,7	159,6	PEAD	1,0	102	13	96	43,6	97,4	PEAD	1,0
43	37	38	5,8	177,2	PEAD	1,0	103	12	97	60,3	97,4	PEAD	1,0
44	38	29	59,0	199,4	PEAD	1,0	104	10	98	72,9	97,4	PEAD	1,0
45	38	39	321,4	110,8	PEAD	1,0	105	98	99	160,2	97,4	PEAD	1,0
46	36	40	25,8	141,8	PEAD	1,0	106	5	100	34,2	97,4	PEAD	1,0
47	40	41	235,7	141,8	PEAD	1,0	107	24	101	11,0	110,8	PEAD	1,0
48	41	42	242,5	97,4	PEAD	1,0	108	101	102	14,1	97,4	PEAD	1,0
49	7	43	16,8	124,0	PEAD	1,0	109	102	103	55,1	97,4	PEAD	1,0
50	43	44	91,9	124,0	PEAD	1,0	110	102	104	39,6	97,4	PEAD	1,0
51	44	45	43,1	110,8	PEAD	1,0	111	104	105	20,9	97,4	PEAD	1,0
52	45	46	249,4	97,4	PEAD	1,0	112	101	106	17,0	97,4	PEAD	1,0
53	27	47	135,9	300,0	FFD	1,0	113	106	107	56,3	97,4	PEAD	1,0
54	47	48	62,3	300,0	FFD	1,0	114	106	108	55,9	97,4	PEAD	1,0
55	48	49	93,2	300,0	FFD	1,0	115	4	111	26,5	159,6	PEAD	1,0
56	49	50	130,4	300,0	FFD	1,0	116	111	112	141,2	159,6	PEAD	1,0
57	50	51	23,7	159,6	PEAD	1,0	117	112	113	131,6	141,8	PEAD	1,0
58	51	52	24,4	159,6	PEAD	1,0	118	113	114	156,8	124,0	PEAD	1,0
59	52	53	9,8	141,8	PEAD	1,0	119	114	115	211,9	97,4	PEAD	1,0
60	53	54	10,8	124,0	PEAD	1,0							

L: comprimento do troço; Di: diâmetro interior; FFD: ferro fundido dúctil; PEAD: polietileno de alta densidade; Cd: coeficiente de distribuição do consumo.

Quadro 5.7 – Características dos nós na rede (estudo de caso II).

ID Nó	Cota (m)	Habitantes	Ramais	Fogos	Q _{médio} (l/s)	ID Nó	Cota (m)	Habitantes	Ramais	Fogos	Q _{médio} (l/s)
Res.(1)	100,0	–	–	–	–	59	36,4	152	51	51	0,440
2	43,6	0	0	0	0,000	60	36,4	124	41	41	0,359
3	43,6	0	0	0	0,000	61	37,0	205	68	68	0,593
4	35,5	238	79	79	0,689	62	37,1	219	73	73	0,634
5	35,0	188	63	63	0,544	63	35,9	81	27	27	0,234
6	31,4	208	69	69	0,602	64	36,1	46	15	15	0,133
7	30,6	242	81	81	0,700	65	44,5	535	178	178	1,548
8	31,6	136	45	45	0,394	66	45,5	290	97	97	0,839
9	32,0	161	54	54	0,466	67	46,3	1037	346	346	3,001
10	32,1	162	54	54	0,469	68	33,5	1091	364	364	3,157
11	31,5	142	47	47	0,411	69	34,1	432	144	144	1,250
12	31,0	219	73	73	0,634	70	35,7	496	165	165	1,435
13	36,5	204	68	68	0,590	71	45,9	193	64	64	0,558
14	36,9	173	58	58	0,501	72	37,0	249	83	83	0,720
15	37,8	150	50	50	0,434	73	41,1	422	141	141	1,221
16	38,7	482	161	161	1,395	74	47,0	287	96	96	0,830
17	43,5	255	85	85	0,738	75	42,6	28	9	9	0,081
18	41,0	141	47	47	0,408	76	35,5	49	16	16	0,142
19	42,5	278	93	93	0,804	77	48,5	208	69	69	0,602
20	47,5	216	72	72	0,625	78	47,0	208	69	69	0,602
21	46,4	290	97	97	0,839	79	46,6	125	42	42	0,362
22	44,2	118	39	39	0,341	80	36,7	94	31	31	0,272
23	44,1	216	72	72	0,625	81	35,6	149	50	50	0,431
24	43,2	108	36	36	0,313	82	44,8	93	31	31	0,269
25	42,5	223	74	74	0,645	83	45,6	320	107	107	0,926
26	40,5	163	54	54	0,472	84	46,2	159	53	53	0,460
27	45,6	490	163	163	1,418	85	46,0	338	113	113	0,978
28	44,5	209	70	70	0,605	86	39,6	98	33	33	0,284
29	44,6	159	53	53	0,460	87	29,0	164	55	55	0,475
30	44,6	254	85	85	0,735	88	36,5	102	34	34	0,295
31	47,0	175	58	58	0,506	89	45,5	93	31	31	0,269
32	47,5	180	60	60	0,521	90	47,8	135	45	45	0,391
33	46,9	245	82	82	0,709	91	38,9	231	77	77	0,668
34	43,5	91	30	30	0,263	92	37,6	186	62	62	0,538
35	41,5	271	90	90	0,784	93	35,5	106	35	35	0,307
36	31,9	438	146	146	1,267	94	35,3	251	84	84	0,726
37	40,7	434	145	145	1,256	95	39,1	62	21	21	0,179
38	41,2	646	215	215	1,869	96	41,5	73	24	24	0,211
39	28,5	538	179	179	1,557	97	30,1	101	34	34	0,292
40	30,2	602	201	201	1,742	98	29,5	390	130	130	1,128
41	28,0	800	267	267	2,315	99	28,9	268	89	89	0,775
42	28,5	406	135	135	1,175	100	39,5	57	19	19	0,165
43	30,6	182	61	61	0,527	101	43,0	70	23	23	0,203
44	26,7	226	75	75	0,654	102	43,5	182	61	61	0,527
45	26,5	489	163	163	1,415	103	44,4	92	31	31	0,266
46	28,5	417	139	139	1,207	104	44,5	101	34	34	0,292
47	43,4	332	111	111	0,961	105	45,0	35	12	12	0,101
48	41,5	358	119	119	1,036	106	42,6	216	72	72	0,625
49	40,5	374	125	125	1,082	107	30,1	94	31	31	0,272
50	41,9	409	136	136	1,183	108	44,5	94	31	31	0,272
51	42,0	81	27	27	0,234	109	43,6	144	48	48	0,417
52	43,2	150	50	50	0,434	110	43,5	296	99	99	0,856
53	43,6	372	124	124	1,076	111	35,2	281	94	94	0,813
54	44,2	487	162	162	1,409	112	32,0	457	152	152	1,322
55	46,5	307	102	102	0,888	113	30,6	483	161	161	1,398
56	41,5	928	309	309	2,685	114	29,5	617	206	206	1,785
57	35,8	634	211	211	1,834	115	30,5	355	118	118	1,027
58	36,6	139	46	46	0,402						

O reservatório está inicialmente com uma cota piezométrica de 100 m e o caudal médio diário à entrada do sistema é de 312,50 m³/h. As condições topográficas da rede variam entre 26,50 e 48,50 m, e o comprimento total da rede é de 9,20 km. A rede é composta por condutas em polietileno de alta densidade (PEAD → $k_{c.w.}=0,01$ mm) e ferro fundido dúctil (FFD → $k_{c.w.}=0,07$ mm) e abastece graviticamente uma zona onde o consumo é predominantemente residencial, com edifícios com um máximo de quatro pisos acima do solo ($P_{min}=26,53$ m c.a.). O custo de produção e o preço de venda de água são iguais a 1,00 e 2,50 €/m³, respectivamente.

Para a rede considerada, os pontos críticos são: nó 74 durante o período de maior consumo (zona da rede mais afastada do ponto de entrada de água no sistema) e o nó 77 durante o período de menor consumo (ponto de cota topográfica mais elevada na rede). Os Quadros 5.8 e 5.9 mostram os benefícios obtidos a partir da redução da pressão à entrada do sistema usando três tipos de VRP:

- VRP de pressão fixa à saída;
- VRP modulada por tempo;
- VRP modulada por pressão no ponto crítico.

Para uma VRP de pressão fixa à saída, a definição das condições de funcionamento da VRP obtém-se a partir da diferença entre a pressão de serviço no ponto crítico e a pressão mínima requerida nesse ponto da rede, avaliada durante o período de maior consumo (neste caso, apenas uma condição de funcionamento será estabelecida). Para uma VRP modulada por tempo, as condições de funcionamento da VRP são definidas para que durante cada período de funcionamento (neste caso em concreto foram definidos dois períodos de funcionamento, um para o período nocturno – entre as 00:00 a as 06:00 horas, e outro durante o resto do dia) a pressão mínima de serviço seja assegurada no ponto crítico. Este procedimento é idêntico ao adoptado para uma VRP modulada por pressão no ponto crítico. Neste caso, a principal diferença reside no facto de as condições de funcionamento da VRP serem calculadas para todos os instantes de simulação. Como o período de simulação considerado foi de 24 horas, para passos de simulação de 1 hora, então, no máximo poderá haver 24 condições de funcionamento distintas. Uma vez que a VRP modulada por pressão no ponto crítico permite ajustar a pressão mínima requerida no sistema e ao longo de todo o tempo (para cada instante de simulação, a pressão mínima de serviço está assegurado no ponto crítico), os benefícios são maximizados. A Figura 5.3 mostra, para cada um dos tipos de VRP estudados, a relação entre o caudal (consumo e perdas) e a cota piezométrica à entrada do sistema, antes e após a redução da pressão.

Quadro 5.8 – Influência de diferentes tipos de VRP no cálculo do benefício (estudo de caso II).

Tipo VRP	Fase1 (sem VRP)		Fase2 (com VRP activa)		Redução			Benefício diário
	Volume à entrada do sistema				VP+VF	VF	VP	
	VP	VF	VP	VF				
	m ³	m ³	m ³	m ³	%	%	%	€
VRP de pressão fixa à saída	2 371,99	8 878,02	1 572,18	8 811,35	7,70	0,75	5,94	766,47
VRP modulada por tempo	2 371,99	8 878,02	1 543,56	8 800,03	8,06	0,88	6,16	789,43
VRP modulada por pressão	2 371,99	8 878,02	1 499,80	8 800,03	8,45	0,88	6,52	833,19

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

Quadro 5.9 – Ajuste da cota piezométrica, para diferentes tipos de VRP (estudo de caso II).

Hora	Fase2 (VRP de pressão fixa à saída)					Fase2 (VRP modulada por tempo)					Fase2 (VRP modulada por pressão no ponto crítico)				
	Caudal sistema		ΔH_{VRP}	Ponto crítico		Caudal sistema		ΔH_{VRP}	Ponto crítico		Caudal sistema		ΔH_{VRP}	Ponto crítico	
	QP	QF		74	77	QP	QF		74	77	QP	QF		74	77
	m ³ /h	m ³ /h	m c.a.	m c.a.	m c.a.	m ³ /h	m ³ /h	m c.a.	m c.a.	m c.a.	m ³ /h	m ³ /h	m c.a.	m c.a.	m c.a.
1	67,38	21,34	21,41	31,48	30,03	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53
2	67,38	21,34	21,41	31,48	30,03	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53
3	67,38	21,34	21,41	31,48	30,03	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53
4	67,38	21,34	21,41	31,48	30,03	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53
5	67,38	21,34	21,41	31,48	30,03	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53
6	67,38	21,34	21,41	31,48	30,03	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53	61,72	20,86	24,91	27,99	26,53
7	64,68	524,30	21,41	28,05	27,83	64,97	523,84	21,41	28,05	27,82	62,76	523,84	22,72	26,76	26,53
8	64,68	524,30	21,41	28,05	27,83	64,97	523,84	21,41	28,05	27,82	62,76	523,84	22,72	26,76	26,53
9	64,10	587,41	21,41	27,32	27,35	64,39	586,94	21,41	27,32	27,35	63,03	586,94	22,22	26,53	26,55
10	64,10	587,41	21,41	27,32	27,35	64,39	586,94	21,41	27,32	27,35	63,03	586,94	22,22	26,53	26,55
11	63,48	650,57	21,41	26,53	26,84	63,77	650,11	21,41	26,53	26,84	63,77	650,11	21,41	26,53	26,84
12	63,48	650,57	21,41	26,53	26,84	63,77	650,11	21,41	26,53	26,84	63,77	650,11	21,41	26,53	26,84
13	64,68	524,30	21,41	28,05	27,83	64,97	523,84	21,41	28,05	27,82	62,76	523,84	22,72	26,76	26,53
14	64,68	524,30	21,41	28,05	27,83	64,97	523,84	21,41	28,05	27,82	62,76	523,84	22,72	26,76	26,53
15	65,44	429,74	21,41	29,02	28,45	65,74	429,27	21,41	29,02	28,45	62,45	429,27	23,35	27,11	26,53
16	65,44	429,74	21,41	29,02	28,45	65,74	429,27	21,41	29,02	28,45	62,45	429,27	23,35	27,11	26,53
17	65,44	429,74	21,41	29,02	28,45	65,74	429,27	21,41	29,02	28,45	62,45	429,27	23,35	27,11	26,53
18	65,44	429,74	21,41	29,02	28,45	65,74	429,27	21,41	29,02	28,45	62,45	429,27	23,35	27,11	26,53
19	64,10	587,41	21,41	27,32	27,35	64,39	586,94	21,41	27,32	27,35	63,03	586,94	22,22	26,53	26,55
20	64,10	587,41	21,41	27,32	27,35	64,39	586,94	21,41	27,32	27,35	63,03	586,94	22,22	26,53	26,55
21	64,10	587,41	21,41	27,32	27,35	64,39	586,94	21,41	27,32	27,35	63,03	586,94	22,22	26,53	26,55
22	65,89	366,76	21,41	29,59	28,82	66,19	366,29	21,41	29,58	28,82	62,28	366,29	23,72	27,31	26,53
23	66,77	209,55	21,41	30,71	29,54	67,08	209,07	21,41	30,71	29,53	61,94	209,07	24,43	27,71	26,53
24	67,31	52,67	21,41	31,40	29,97	67,62	52,19	21,41	31,40	29,97	61,74	52,19	24,86	27,96	26,53

QP: caudal de perdas de água a montante do contador; QF: caudal facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

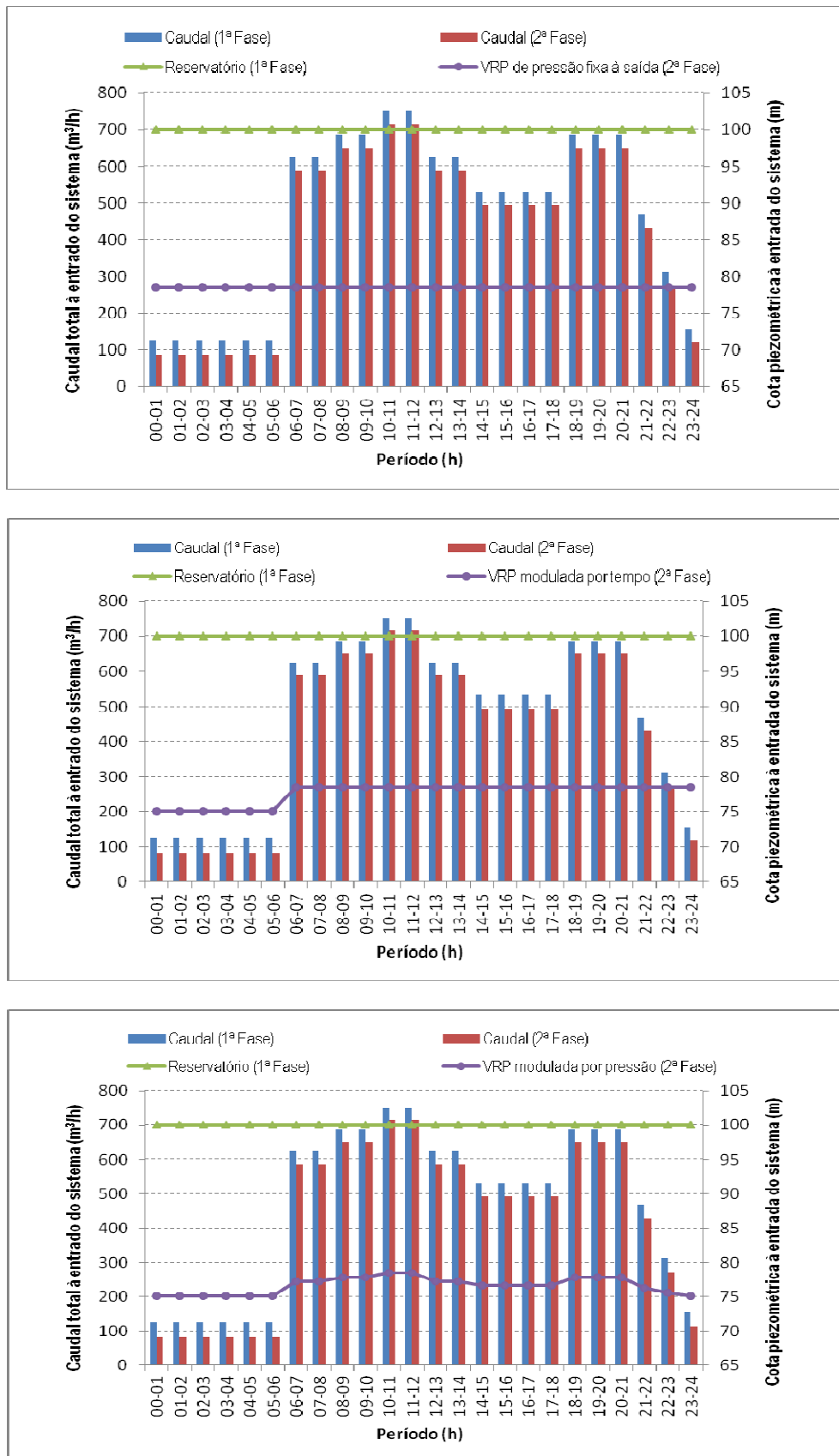


Figura 5.3 – Comparação entre o caudal e a pressão à entrada do sistema usando diferentes tipos de VRP (estudo de caso II).

O Quadro 5.10 mostra a influência da pressão disponível à entrada do sistema no cálculo do benefício diário, usando uma VRP de pressão fixa à saída. Para tal, foram simuladas diferentes cotas piezométricas para o reservatório à entrada do sistema. De acordo com os resultados obtidos, quando a pressão de serviço no ponto crítico (Fase1) se aproxima da pressão mínima requerida, os benefícios tornam-se progressivamente menores. No limite, quando a cota do reservatório à entrada do sistema apenas permite garantir a pressão mínima requerida no ponto crítico (aproximadamente 80 m), a redução da pressão no sistema deixa de ser viável.

Quadro 5.10 – Influência da pressão à entrada do sistema no cálculo do benefício (estudo de caso II).

Cota piezométrica à entrada do sistema m	Fase1 (sem VRP)		Ponto crítico m c.a.	Fase2 (com VRP activa)		ΔH_{PRV} m c.a.	Ponto crítico m c.a.	Redução			Benefícios diários €
	Volume à entrada do sistema			Volume à entrada do sistema				VP+VF %	VF %	VP %	
	VP m ³	VF m ³	VP m ³	VF m ³							
100	2 371,99	8 878,02	47,43	1 572,18	8 811,35	21,41	26,53	7,70	0,75	5,94	766,47
95	2 379,40	8 870,60	42,43	1 712,02	8 819,01	16,32	26,53	6,39	0,58	4,89	641,58
90	2 385,89	8 864,11	37,43	1 879,74	8 828,04	11,22	26,53	4,82	0,41	3,65	488,12
85	2 391,15	8 858,86	32,43	2 084,79	8 838,87	6,10	26,53	2,90	0,23	2,17	296,36
80	2 394,68	8 855,32	27,43	2 341,55	8 852,17	0,94	26,53	0,50	0,04	0,37	51,55

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador)

Para o estudo de caso proposto, as Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 mostram, respectivamente, a influência da cota piezométrica do reservatório (simulação da pressão disponível à entrada do sistema) no volume diário à entrada do sistema, no volume diário de água facturada e no volume diário de perdas de água, antes e depois da redução da pressão.

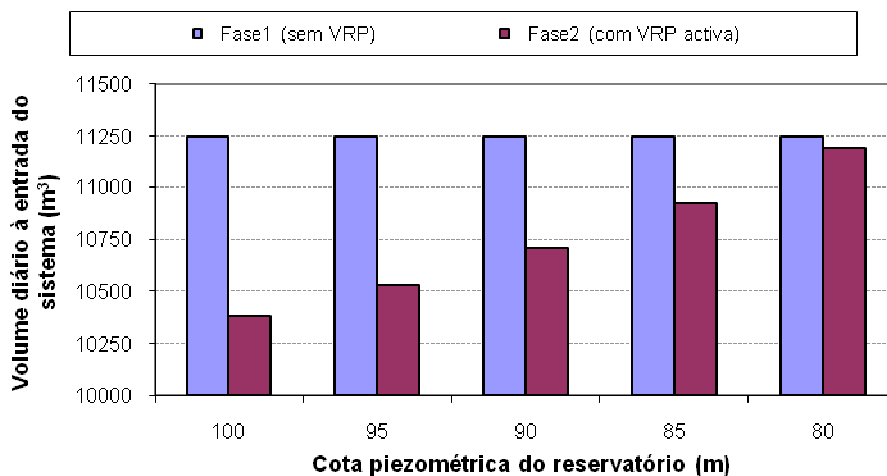


Figura 5.4 – Volume diário à entrada do sistema (estudo de caso II).

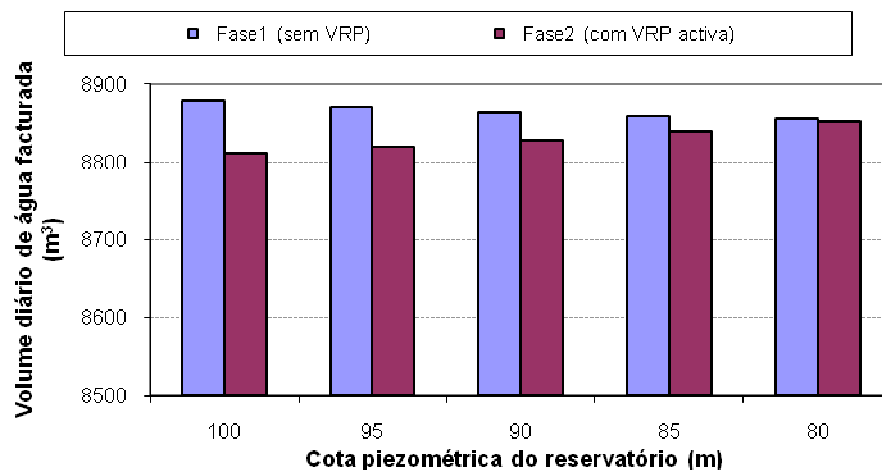


Figura 5.5 – Volume diário de água facturada (estudo de caso II).

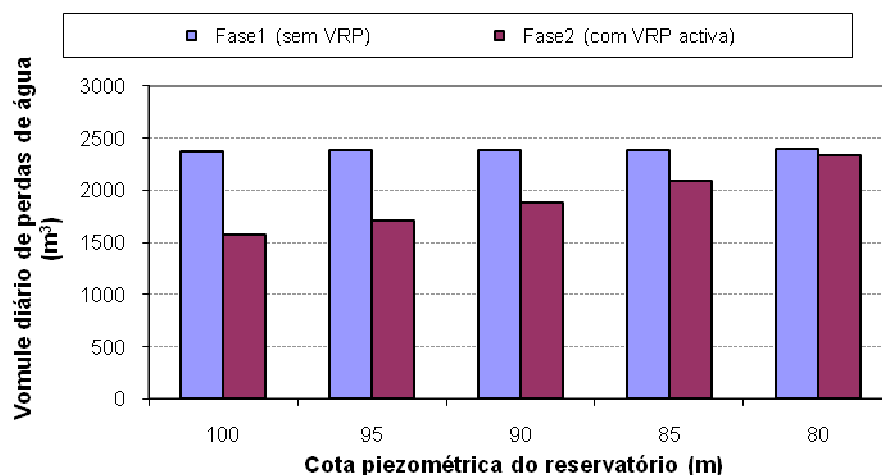


Figura 5.6 – Volume diário de perdas de água (estudo de caso II).

5.1.4. Interpretação dos resultados (estudo de caso I e II)

A elevada percentagem de perdas de água representa uma perda económica significativa, pelo que actualmente a redução das perdas de água até níveis considerados tecnicamente viáveis e economicamente aceitáveis constitui um dos principais objectivos para as Entidades Gestoras a nível mundial – é neste contexto, que a redução da pressão surge como uma das possibilidades mais promissoras para alcançar esse objectivo. As perdas de água variam de sistema para sistema de acordo com o comprimento da rede, densidade de ramais de ligação, flutuação diária da pressão e do consumo, material das condutas, características do solo envolvente, qualidade de construção e rapidez na detecção e reparação de roturas, tipo de manutenção e conservação das infra-estruturas, idade do sistema, e, ainda, a protecção interna e externa das condutas.

A metodologia usada nos estudos de caso I e II (respectivamente, para uma rede de pequena e outra de grande dimensão) usa um simulador hidráulico em regime quase-permanente, e a relação entre caudal/pressão durante o período de CMN para calcular os benefícios económicos directos devido à redução das perdas de água, a partir da redução da pressão à entrada do sistema (dados pela diferença entre a redução do custo de produção de água e a redução da receita proveniente da venda de água). Além disso, pode ser usada como instrumento para definir o nível económico de perdas, a partir do qual não haverá mais interesse económico em reduzir as perdas de água. Tal como esperado, os resultados obtidos demonstram que a redução da pressão pode levar a uma considerável poupança económica em termos da redução das perdas de água, apesar de poder haver alguma redução da receita proveniente da venda de água, se bem que a sua grandeza é quase irrelevante no contexto global. Por outro lado, pode concluir-se que quanto maior for o excesso de pressão à entrada do sistema maiores serão os benefícios que podem ser alcançadas a partir da redução da pressão. Dos três tipos de dispositivos usados para reduzir a pressão à entrada do sistema, o mais eficiente foi a VRP modulada por pressão no ponto crítico, seguido da VRP modulada por tempo e, por último, a VRP de pressão fixa à saída. Além disso, também ficou demonstrado que a parte do consumo considerado como dependente da pressão durante o período de CMN influencia o cálculo do benefício (caudal facturado). Neste caso, os resultados revelam que o benefício diário pode aumentar ligeiramente com a redução da parte do consumo considerado como dependente da pressão.

5.2. Estudo prévio para sectorização de redes de distribuição de água

5.2.1. Enquadramento geral

Os estudos de caso, hipotéticos, apresentados nesta secção servem para ilustrar a capacidade da aplicação computacional¹ desenvolvida para lidar com problemas que envolvam, em simultâneo, a sectorização da rede de distribuição de água, a localização mais adequada para as válvulas de fronteira e os pontos de entrada (estações de monitorização do caudal), e, ainda, as necessidades da rede em termos de reforço e substituição de condutas durante o horizonte de projecto. Além disso, estuda-se a possibilidade de incluir diferentes tipos de VRP à entrada de cada ZMC, tal como as condições de funcionamento mais adequadas durante o horizonte de projecto.

- ✓ No terceiro estudo de caso, a partir da geometria ou limites impostos para cada ZMC, primeiro, identifica-se qual é o ponto de entrada mais adequado em cada ZMC (estações de monitorização do caudal), bem como a influência da gestão da pressão após a implementação de ZMC. Posteriormente, sabendo que a gestão da pressão pode gerar benefícios consideráveis, especialmente durante o período nocturno quando as pressões de serviço são mais elevadas, o VAL do projecto é calculado fixando diferentes tipos de VRP à entrada de cada ZMC durante o processo de optimização (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico). Por último, tendo como referência a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia e para cada tipo de VRP, é calculado o respectivo VAL do projecto usando o tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC, e durante o horizonte de projecto.
- ✓ No quarto estudo de caso, o comprimento de rede e o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC são usados como critérios para definir a geometria ou limites entre ZMC. Posteriormente, impondo o número mínimo de ligações entre ZMC, é estudada a necessidade de reforço da capacidade de transporte da rede devido à sectorização, e, ainda, a gestão da pressão usando o tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC.
- ✓ No quinto estudo de caso, o número de ramais, o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC e a imposição de condições de fronteira (restrições explícitas) são usados para definir a geometria ou limites entre ZMC. De seguida, são analisadas e comparadas duas das soluções propostas para sectorização da rede, permitindo mostrar qual das duas será economicamente mais rentável para sectorização da rede:
 - i) Primeiro, estuda-se a influência da variação do consumo e da taxa de degradação da infra-estrutura no VAL do projecto de sectorização da rede, durante o horizonte de projecto.
 - ii) Posteriormente, avalia-se a influência do número de pontos de entrada em cada ZMC no VAL do projecto de sectorização da rede (a gestão da pressão não é considerada neste estudo).

¹ Ver aplicação computacional descrita no Capítulo IV (secção 4.2.3).

- iii) Por último, para a melhor solução encontrada, é estudada a necessidade de reforço da capacidade de transporte da rede devido à sectorização da rede, e, ainda, a gestão da pressão usando o tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC.
- ✓ No sexto estudo de caso, o comprimento de rede e o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC são usados como critérios para definir a geometria ou limites entre ZMC. Primeiro, será avaliada a capacidade de transporte da rede durante o horizonte de projecto (para diferentes cenários), bem como a influência da variação do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas no VAL do projecto de sectorização de redes de distribuição de água (sendo que, neste caso, a gestão da pressão à entrada de cada ZMC não foi considerada). Depois, para um dos cenários, são analisadas duas situações distintas para divisão da rede em ZMC, incluindo a gestão da pressão à entrada de cada ZMC.

A aplicação desta metodologia a estudos de caso reais implica o cumprimento dos sete procedimentos a seguir referidos:

- i) **Planeamento do modelo:** 1 – definição do sistema; 2 – identificação e reparação de roturas reportadas; 3 – disponibilidade de dados de cadastro, de facturação e operacionais;
- ii) **Descrição física do modelo:** 4 – localização e caracterização dos reservatórios, identificação de pontos de consumo significativos, diâmetros e tipo de material das condutas, identificação dos elementos acessórios existentes (válvulas de seccionamento, descargas de fundo, válvulas reductoras de pressão, medidores de caudal, bocas de rega e lavagem, marcos de incêndio e ventosas), caracterização dos equipamentos electromecânicos, entre outros;
- iii) **Consumos associados ao modelo:** 5 – produção de padrões temporais de consumo; 6 – tipificação de cenários; 7 – distribuição espacial de consumo pela rede e afectação do consumo a cada nó;
- iv) **Controlo operacional:** 8 – levantamento das regras operacionais de controlo (níveis de operação dos reservatórios, horas de funcionamento dos grupos elevatórios, modo de operação e condições de funcionamento das válvulas, qualidade da água, entre outras);
- v) **Implementação base do modelo:** 9 – identificação e eliminação de erros grosseiros e afinação de opções de modelação; 10 – exploração das capacidades do modelo e aquisição de sensibilidade ao modelo;
- vi) **Processo de calibração do modelo:** 11 – identificação dos objectivos do modelo e rigor de calibração pretendido; 12 – caracterização e identificação dos pontos de monitorização (pressão, caudal, parâmetros de qualidade da água, entre outros); 13 – campanhas de medição na rede; 14 – refinamento espacial dos consumos e parâmetros de calibração, em função dos resultados obtidos nas campanhas de medição;
- vii) **Sectorização da rede e gestão da pressão:** 15 – aplicação computacional descrita no Capítulo IV (secção 4.2.3).

Observação:

Os critérios de projecto, que servirão de base aos estudos de caso apresentados neste capítulo, foram os seguintes:

- ✓ Horizonte de projecto igual a 20 anos (dividido em dois períodos de investimento de igual duração).
- ✓ O consumo per capita em média aumenta 1,25% ao ano e a taxa de degradação da infra-estrutura corresponde a 1,0% ao ano (através do aumento da rugosidade interior das condutas).
- ✓ Assume-se que qualquer conduta de fronteira à entrada de cada ZMC pode ser substituída e todas as outras condutas da rede podem ser reforçadas.
- ✓ Dois materiais são usados para reforçar ou substituir condutas na rede: polietileno de alta densidade (PEAD) para diâmetros iguais ou inferiores a 315 mm, e ferro fundido dúctil (FFD) para diâmetros superiores (ver Quadro 5.11).
- ✓ O custo de instalação de condutas de reforço ou substituição será dado em função do diâmetro da conduta, e, neste caso, foram considerados iguais (ver Quadro 5.11).
- ✓ O custo de construção de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão, neste caso à entrada de cada ZMC, é dado em função do diâmetro do medidor de caudal e VRP, que por sua vez foi fixado assumindo uma velocidade máxima de 1,0 m/s (ver Quadro 5.11).
- ✓ Para o cálculo do valor actual líquido (VAL) do projecto, parte-se do pressuposto de que os preços se mantêm constantes ao longo do tempo, e considera-se uma taxa de actualização anual de 5%.
- ✓ O custo de produção e o preço de venda de água considera-se igual a 0,50 €/m³ e 1,25 €/m³, respectivamente (ERSAR, 2010).
- ✓ Para o cálculo do benefício económico directo, que poderá advir da redução da pressão ao longo da rede, foram considerados valores de referência existentes na literatura e usados anteriormente nos estudos de caso I e II (WRc, 1994) (ver Quadro 5.1).
- ✓ De acordo com a legislação Portuguesa (RGSPDADAR, 1995), a pressão mínima requerida para fazer face aos consumos na rede durante o horizonte de projecto é dada através da equação (3.57), a pressão máxima de serviço não deverá ser superior a 600 kPa (61,22 m c.a.) e a máxima variação de pressão permitida ao longo do dia não deverá exceder 300 kPa (30,61 m c.a.). Para cada conduta, o diâmetro mínimo regulamentar foi considerado igual a 90 mm (Grau de risco 2) e a máxima velocidade permitida na rede é obtida através da equação (3.55).

Quadro 5.11 – Diâmetros disponíveis e respectivos custos unitário (ver secção 4.1.6, Capítulo IV).

Material	Diâmetro (mm)	Diâmetro interior (mm)	HW	k _{c.w} (mm)	MS (m ^{1/3} /s)	Custo unitário (€/m)	Diâmetro (mm)	Custo unitário (€/un)	
								Instalação de estação de monitorização do caudal	Aquisição e instalação de VRP*
Instalação de condutas e acessórios para reforço da capacidade de transporte da rede									
PEAD	63	53,6	130	0,01	125	30,24	50	3 983,69	1 888,06
	75	64,0	130	0,01	125	31,03	65	4 181,66	1 964,66
	90	76,8	130	0,01	125	33,25	80	4 218,44	2 156,11
	110	93,8	130	0,01	125	36,79	100	4 557,29	2 253,31
	125	106,6	130	0,01	125	39,77	125	5 057,35	2 709,86
	140	119,4	130	0,01	125	43,25	150	5 616,78	2 851,26
	160	136,4	130	0,01	125	49,04	200	7 521,79	3 891,03
	200	170,6	130	0,01	125	62,38	250	10 741,18	5 702,51
	250	213,2	130	0,01	125	82,55	300	15 032,65	8 191,46
FFD	315	268,6	130	0,01	125	114,30	350	20 281,64	10 014,71
	350	350,0	125	0,07	70	174,01	400	27 589,12	15 413,86
	400	400,0	125	0,07	70	200,37	450	33 820,41	15 413,86
	500	500,0	125	0,07	70	260,82	500	40 828,75	26 120,77
	600	600,0	125	0,07	70	347,11	600	53 610,90	31 346,09
	700	700,0	125	0,07	70	447,44	700	66 497,40	55 885,11

HW: coeficiente de *Hazen-Williams*; k_{c.w}: rugosidade interior das condutas (*Colebrook-White*); MS: coeficiente de *Manning-Stricler*
 * Apesar de na realidade o custo ser diferente, neste caso, para o mesmo diâmetro e diferentes tipos de VRP (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico), foi atribuído o mesmo custo.

Nota final:

O desempenho do sistema de distribuição de água para situações de consumo excepcional ou de emergência (combate a incêndio ou interrupção do abastecimento de água) não será considerado neste estudo, uma vez que não se justificaria condicionar a sectorização da rede para essas situações, dado que a sua probabilidade de ocorrência durante o horizonte de projecto é reduzida. No entanto, tal como sucede no dimensionamento de redes de distribuição de água, para a solução escolhida, deverão ser feitas posteriormente essas verificações, tendo em vista verificar o comportamento hidráulico global do sistema.

5.2.2. Estudo de caso III

Neste estudo de caso, parte-se do pressuposto de que se conhece a geometria ou limites para cada ZMC (Gomes *et al.*, 2011b). A rede esquematizada na Figura 5.7 tem 25 km de comprimento e é abastecida graviticamente a partir de um único reservatório de grande dimensão, cuja superfície livre está à cota 85 m. O caudal médio diário à entrada do sistema é de 240 m³/h (160 l/habitante/dia) e o padrão de consumo diário, de base durante o horizonte de projecto, está anexo à rede. No início do horizonte de projecto a percentagem de perdas de água é de 18,60% e as pressões mínima e máxima de serviço são, respectivamente, de 34,41 m c.a. (nó 8) e 59,66 m c.a. (nó 16). No entanto, a pressão mínima requerida para fazer face ao consumo durante o horizonte de projecto é de 18,37 m c.a. (bastante inferior à pressão mínima de serviço actual, pelo que a gestão da pressão pode ser uma opção para redução das perdas de água). O Quadro 5.12 mostra a geometria ou limites impostos para cada uma das ZMC a constituir. Os Quadros 5.13 e 5.14 mostram as características físicas da rede (troços e nós), o caudal médio global atribuído a cada nó da rede (consumo e perdas), e, ainda, o número de habitantes e o número de ramais de ligação associados a cada nó da rede. A fórmula de *Hazen-Williams* (HW) foi usada como lei de resistência.

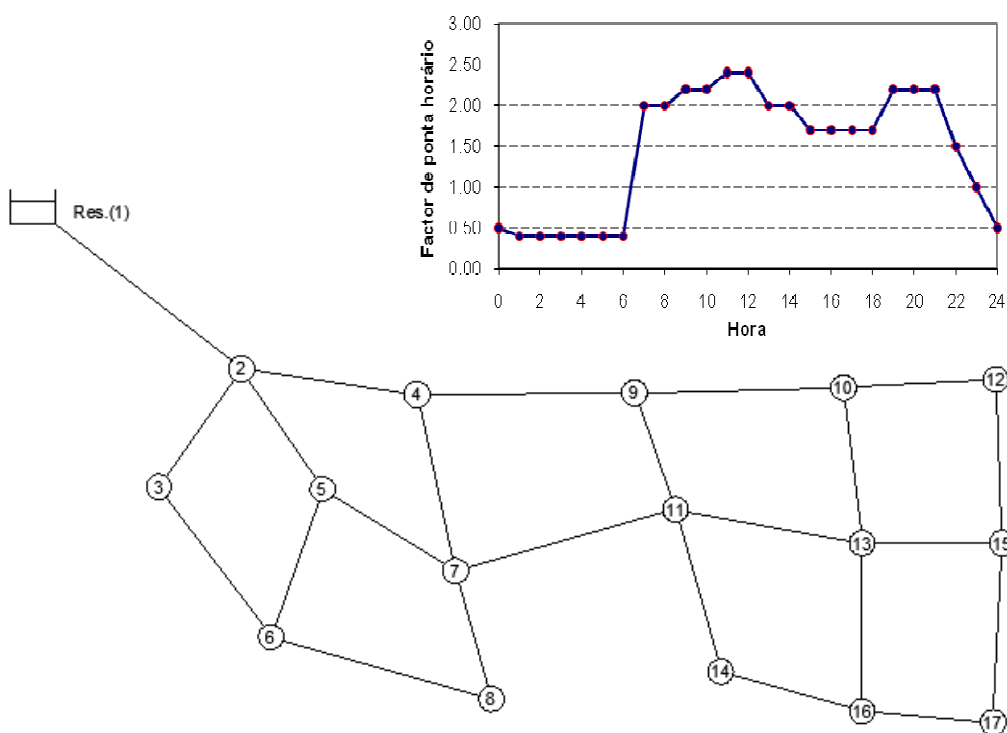


Figura 5.7 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso III).

Quadro 5.12 – Geometria ou limites impostos para cada ZMC (estudo de caso III).

Topologia da rede	Limites entre ZMC	Ramais de ligação	Habitantes
ZMC1	11 - 12	3 409	20 455
ZMC2	1 - 11 - 12	2 591	15 545

Quadro 5.13 – Características dos troços na rede (estudo de caso III).

ID Troço	Nó inicial	Nó final	Comprimento (m)	Diâmetro interior (mm)	Coefficiente distribuição	HW
1	Res.(1)	2	2 000	500,0	0,0	125 (FFD)
2	2	4	1 000	350,0	1,0	125 (FFD)
3	2	5	1 000	350,0	1,0	125 (FFD)
4	2	3	1 000	213,2	1,0	130 (FFD)
5	4	7	1 000	350,0	1,0	125 (FFD)
6	5	7	1 000	268,6	1,0	130 (PEAD)
7	5	6	1 000	170,6	1,0	130 (PEAD)
8	3	6	1 000	170,6	1,0	130 (PEAD)
9	6	8	1 000	170,6	1,0	130 (PEAD)
10	7	8	1 000	93,8	1,0	130 (PEAD)
11	4	9	1 000	268,6	0,0	130 (PEAD)
12	7	11	1 000	350,0	1,0	125 (FFD)
13	9	10	1 000	170,6	1,0	130 (PEAD)
14	9	11	1 000	213,2	1,0	130 (PEAD)
15	10	12	1 000	119,4	1,0	130 (PEAD)
16	10	13	1 000	136,4	1,0	130 (PEAD)
17	11	13	1 000	268,6	1,0	130 (PEAD)
18	11	14	1 000	213,2	1,0	130 (PEAD)
19	12	15	1 000	119,4	1,0	130 (PEAD)
20	13	15	1 000	213,2	1,0	130 (PEAD)
21	13	16	1 000	136,4	1,0	130 (PEAD)
22	14	16	1 000	170,6	1,0	130 (PEAD)
23	15	17	1 000	119,4	1,0	130 (PEAD)
24	16	17	1 000	119,4	1,0	130 (PEAD)

HW: coeficiente de *Hazen-Williams*

Quadro 5.14 – Características dos nós na rede (estudo de caso III).

ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais de ligação
Res.(1)	85	–	–	–
2	42	4,545	2 455	409
3	41	3,030	1 636	273
4	35	3,030	1 636	273
5	38	4,545	2 455	409
6	39	4,545	2 455	409
7	35	6,061	3 272	545
8	45	3,030	1 636	273
9	30	3,030	1 636	273
10	27	4,545	2 455	409
11	30	6,061	3 272	545
12	30	3,030	1 636	273
13	28	6,061	3 274	545
14	28	3,030	1 636	273
15	31	4,545	2 455	409
16	25	4,545	2 455	409
17	35	3,030	1 636	273

5.2.2.1. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão

1º Objectivo: A partir da geometria ou limites impostos para cada ZMC (ver Quadro 5.12), identifica-se qual é o ponto de entrada mais adequado em cada ZMC (estações de monitorização do caudal), bem como a influência da gestão da pressão após a implementação de ZMC.

A partir da informação anterior, verifica-se que o ponto de entrada na ZMC2 é inevitavelmente o troço 1, pelo que resta identificar qual dos troços 11 ou 12 será o mais adequado para estabelecer a ligação entre a ZMC2 e a ZMC1 (número mínimo de ligações). Para o efeito, cinco cenários foram considerados usando uma VRP de pressão fixa à saída (ver Quadro 5.15) – sendo que, para que funcione correctamente, o ajuste mínimo da cota piezométrica a jusante da VRP não deverá ser inferior a 3,0 m c.a.. Nos cenários 1 e 2 não foi considerada a gestão da pressão e foi fixado o ponto de entrada na ZMC1 (troços de fronteira 11 e 12, respectivamente). Nos cenários 3 e 4, usando respectivamente a solução dos cenários 1 e 2, foram calculados os benefícios adicionados devido à instalação da VRP após divisão da rede. Para concluir, no cenário 5 foi escolhido aleatoriamente o ponto de entrada mais adequado para a ZMC1 de entre as duas soluções possíveis, incluindo a gestão da pressão durante o processo de optimização. O Quadro 5.16 e as Figuras 5.8 e 5.9 mostram a topologia da rede para o cenário 5, durante o horizonte de projecto.

Quadro 5.15 – Ponto de entrada mais adequado para cada ZMC (estudo de caso III).

Período de investimento		Ponto de entrada	Custo global de reforço da rede (€)	Custo global de estação de monitorização e VRP (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)
Cenário 1	0-10	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 11 (EM)	-288 310	-54 102	56 905	-230 797
	10-20	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 11 (EM)	0	-7 008	96 126	
Cenário 2	0-10	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 12 (EM)	0	-54 102	53 338	50 494
	10-20	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 12 (EM)	0	-7 008	90 502	
Cenário 3	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 11 (EM)	-288 310	-69 516	722 616	419 501
	10-20	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 11 (EM)	0	-7 008	96 126	
Cenário 4	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM)	0	-69 516	781 942	763 684
	10-20	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 12 (EM)	0	-7 008	90 502	
Cenário 5	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM + VRP)	-259 230	-79 531	961 913	1 055 141
	10-20	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM)	0	0	703 664	

EM: estação de monitorização do caudal; VRP: válvula redutora de pressão fixa à saída.

Quadro 5.16 – Topologia após a divisão da rede para o cenário 5 (estudo de caso III).

Cenário 5 (período de investimento)	0-10		10-20	
	ZMC2 VRP (troço 1)	ZMC1 VRP (troço 12)	ZMC2 VRP (troço 1)	ZMC1 VRP (troço 12)
Reforço da rede		17 (250mm)		
Reforço da rede		20 (315mm)		
Reforço da rede		23 (200mm)		
Ponto de entrada	1 (450mm)	12 (350mm)		
Custo global de reforço (€)	-259 230		0	
Custo global de estação de monitorização e VRP (€)	-79 531		0	
Benefícios (€)	961 913		703 664	
VAL (€)	1 055 141			
Mínimo ajustamento VRP (m c.a.)	13,26	3,64	8,59	
Pressão mínima de serviço (m c.a.)	18,37	18,37	18,37	18,41
Ponto crítico	8	17	8	17
Pressão máxima de serviço (m c.a.)	32,88	30,89	35,36	45,05
Ponto crítico	4	16	4	16

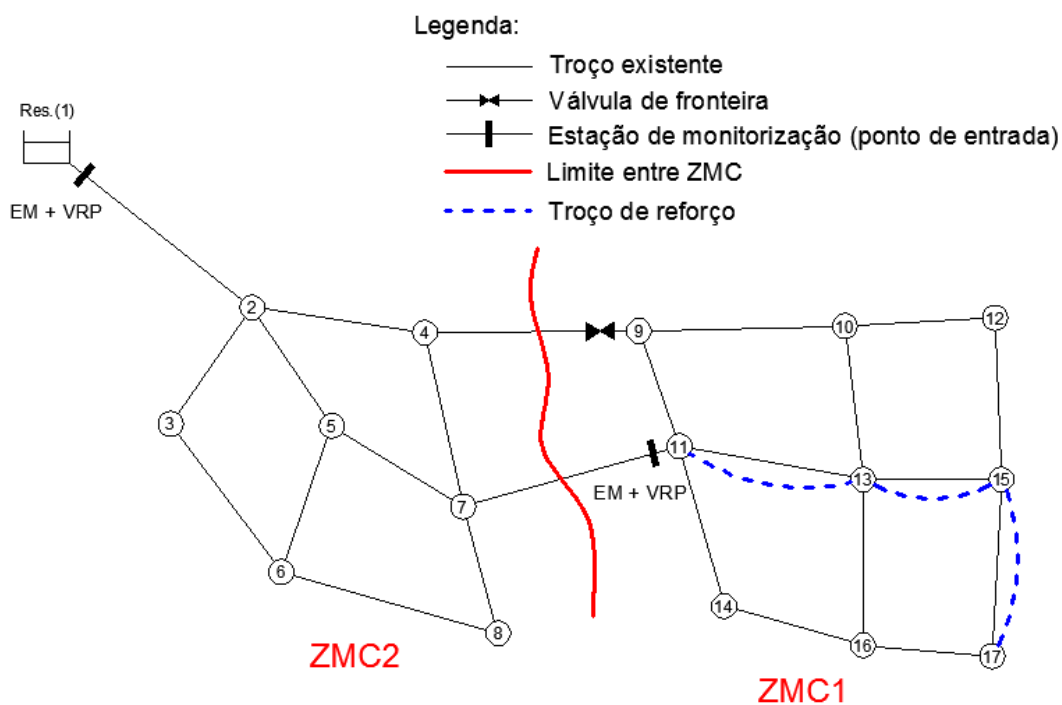


Figura 5.8 – Topologia da rede para o cenário 5, 1º período de investimento (estudo de caso III).

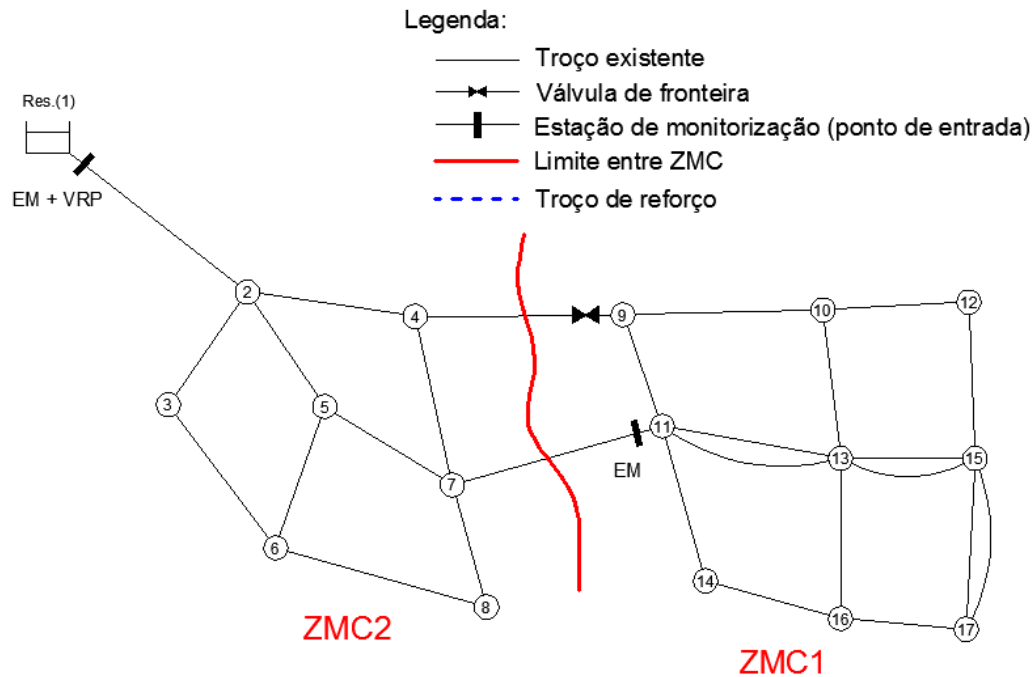


Figura 5.9 – Topologia da rede para o cenário 5, 2º período de investimento (estudo de caso III).

A partir dos resultados obtidos nos cenários 1 e 2, é possível concluir que o troço 12 é melhor do que o troço 11 para estabelecer a ligação entre as duas ZMC. Enquanto no cenário 1 o reforço da rede é necessário para assegurar a velocidade máxima e a pressão mínima requerida no ponto crítico (nó 17), no cenário 2 isso não se verifica. Os resultados demonstram ainda que o reforço da rede é condicionado pela sectorização da rede, e que o custo de instalação de estações de monitorização depende do número de pontos de entrada e do aumento do consumo durante o horizonte de projecto. Neste contexto, os benefícios estão relacionados com a taxa de redução da pressão, devido apenas à sectorização da rede. Para os cenários 3 e 4 foram calculados os benefícios adicionais devido à redução da pressão à entrada de cada ZMC, tendo como referência os cenários 1 e 2. Como esperado, durante o horizonte de projecto, quando a gestão da pressão é implementada os benefícios aumentam. Finalmente, no cenário 5, o VAL do projecto foi calculado considerando a combinação entre os cenários 1 a 4. Neste caso, foi possível observar que um pequeno reforço na rede pode produzir um aumento considerável dos benefícios económicos – devido ao reajustamento das pressões ao longo da rede, e, conseqüentemente, na redução das perdas de água.

É possível ainda verificar que nos cenários 3 a 5 a restrição às condições de funcionamento da VRP é responsável pela sua ausência em determinados pontos de entrada durante o horizonte de projecto. Esta situação deve-se ao facto do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ser inferior ao mínimo exigido para que funcione correctamente ($\Delta H_{VRP} < 3,0$ m c.a.).

O desempenho da aplicação computacional desenvolvida, em termos das soluções produzidas para o cenário 5, pode ser examinada no Quadro 5.17 e nas Figuras 5.10 e 5.11. Primeiro, a solução inicial será modificada e o número de pontos de entrada reduzidos (estações de monitorização). Ainda a temperaturas

elevadas, o número de mudanças ao nível da localização de pontos de entrada é intensificado. Durante o processo de optimização, para cada nova solução, o VAL do projecto é calculado e usado para direccionar a pesquisa para a solução seguinte. À medida que o parâmetro “temperatura” baixa, o número de transições aceites (relativas à mudança de pontos de entrada) vai sendo progressivamente menor, e, no limite, a pesquisa fica restringida ao estudo da possibilidade de reforço/substituição de condutas na rede, e, ainda, na definição das condições de funcionamento das VRP à entrada de cada ZMC. Usando como referência o VAL do projecto para a solução inicial (máximo custo e benefício), durante a pesquisa verifica-se que o benefício económico directo obtido não sofre grande alteração. Por outro lado, o custo global de instalação de condutas e estações de monitorização foi substancialmente reduzido, uma vez que à solução inicial corresponde o custo máximo. O Quadro 5.18 mostra a melhor solução encontrada, à qual corresponde o menor custo (última solução), e a solução com maior benefício (solução inicial). Chama-se a atenção para o facto de, no estudo de caso apresentado, a melhor solução encontrada para a sectorização da rede corresponder à solução de menor custo. Nos vários testes realizados (50 testes – cada um, para um conjunto de números aleatórios diferentes, partindo da mesma solução inicial), as melhores soluções encontradas variam entre 1 055 141 € e 959 948 €, com um valor médio igual a 998 249 €. O tempo médio de execução foi ligeiramente superior a quatro horas. Uma vez que o VAL do projecto é positivo, significa que o projecto é economicamente viável, pelo que, além de permitir cobrir o investimento inicial e a rentabilidade exigida pelos investidores, permite obter um retorno financeiro adicional.

Quadro 5.17 – Desempenho do algoritmo de optimização para o cenário 5 (estudo de caso III).

Nível	Temperatura	VAL médio	VAL óptimo	Geração de soluções candidatas (tempo de execução = 3h 56min)				
				Total	Mudança de diâmetro		Mudança de estação de monitorização	
					Aceite	Rejeitada	Aceite	Rejeitada
1	76 390 228	-8 439 467	-7 979 669	12	12	0	0	0
2	26 736 579	-7 202 651	-1 294 711	480	473	0	7	0
3	9 357 803	-3 234 501	-210 689	480	450	18	12	0
4	3 275 231	-1 439 299	191 400	480	455	15	8	2
5	1 146 331	-173 221	630 789	480	461	10	1	8
6	401 216	268 660	630 789	480	451	18	0	11
7	140 426	328 637	630 789	480	440	33	0	7
8	49 149	653 464	894 006	480	322	140	0	18
9	36 862	758 288	979 783	1 200	733	430	0	37
10	27 646	710 646	979 783	1 200	729	471	0	0
11	20 735	794 867	979 783	1 200	601	599	0	0
12	15 551	829 373	1 010 492	1 200	430	770	0	0
13	13 996	853 765	1 010 492	1 800	597	1 203	0	0
14	12 596	917 958	1 016 919	1 800	481	1 319	0	0
15	11 337	936 584	1 016 919	1 800	382	1 418	0	0
...
23	7 125	973 357	1 055 141	1 800	146	1 654	0	0
24	6 769	991 453	1 055 141	1 800	98	1 702	0	0

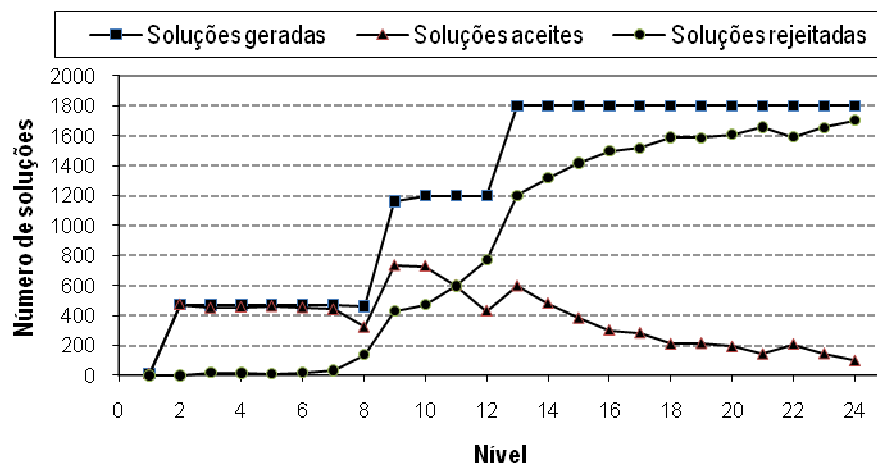


Figura 5.10 – Número de soluções geradas para mudança de diâmetro (estudo de caso III).

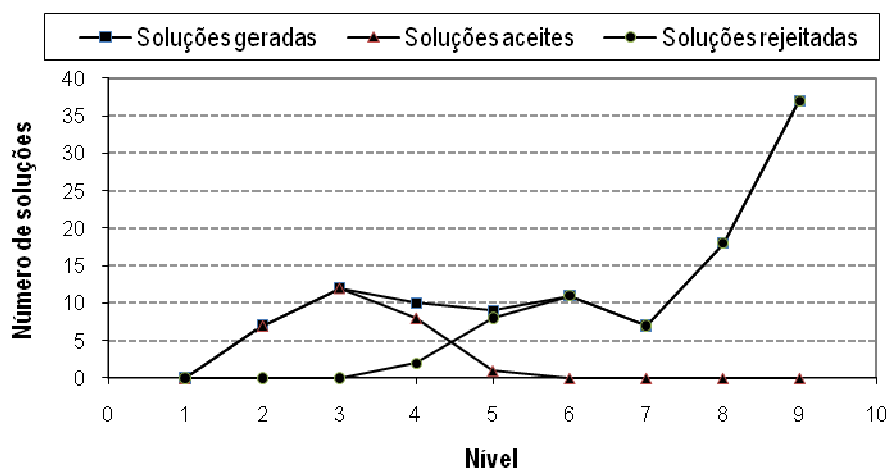


Figura 5.11 – Número de soluções geradas para troca entre pontos de entrada (estudo de caso III).

Quadro 5.18 – Análise comparativa entre soluções para o cenário 5 (estudo de caso III).

Preferência	Custo global (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)
Menor custo	-338 761	1 393 902	1 055 141
Maior benefício	-10 717 761	1 749 511	-8 968 250
Análise custo/benefício	-338 761	1 393 902	1 055 141

Após a divisão da rede em ZMC (devido ao reduzido número de pontos de entrada, reforço/substituição da rede, gestão da pressão, aumento do consumo e taxa de degradação das infra-estruturas), a pressão mínima de serviço pode não ser a mesma que se verificava antes da sectorização; além disso, o ponto crítico pode deslocar-se para outras zonas da rede. Da mesma forma, a pressão máxima de serviço pode mudar durante o período de CMN. No Quadro 5.16 é possível observar a localização do ponto crítico e as pressões máxima e mínima de serviço em cada ZMC, após a divisão da rede em ZMC (cenário 5) – neste caso, o ponto crítico em cada ZMC permanece igual durante o período diurno e nocturno, e durante o horizonte de projecto.

2º Objectivo: Sabendo que a gestão da pressão pode gerar benefícios consideráveis, especialmente durante o período nocturno quando as pressões de serviço são mais elevadas, o VAL do projecto é calculado fixando diferentes tipos de VRP à entrada de cada ZMC durante o processo de optimização (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico).

É largamente conhecido que a gestão da pressão pode gerar benefícios consideráveis, e para o efeito diferentes dispositivos para redução da pressão podem ser usados. Para o cenário 5, os Quadros 5.19, 5.20 e 5.21 mostram o VAL do projecto que resulta da divisão da rede em ZMC e a gestão da pressão à entrada de cada ZMC durante o horizonte de projecto, usando diferentes tipos de VRP.

Quadro 5.19 – Influência da utilização de diferentes tipos de VRP no VAL (estudo de caso III).

Tipo de VRP (período de investimento)	Ponto de entrada	Redução média diária* (%)			Custo global de reforço da rede (€)	Custo global de estações de monitorização e VRP (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)	
		VP + VF	VF	VP					
I	0-10	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 12 (EM)	0,43	0,02	0,34	0	-54 102	53 338	50 494
	10-20	ZMC2 - 1 (EM) ZMC1 - 12 (EM)	0,65	0,03	0,51	0	-7 008	90 502	
II	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM + VRP)	8,43	0,69	6,88	-259 230	-79 531	961 913	1 055 141
	10-20	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM)	5,35	0,35	4,31	0	0	703 664	
III	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM + VRP)	8,88	0,81	7,21	-259 230	-79 531	991 107	1 133 117
	10-20	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM)	6,20	0,51	4,96	0	0	783 124	
IV	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM + VRP)	9,27	0,81	7,58	-259 230	-79 531	1 044 102	1 257 567
	10-20	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM)	6,99	0,53	5,68	0	0	899 517	

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador)
 I) Sem VRP activa; II) VRP de pressão fixa à saída; III) VRP modulada por tempo; e IV) VRP modulada por pressão no ponto crítico.
 * Valores previstos para o final de cada período de investimento.

A localização e ajuste das condições de funcionamento das VRP à entrada de cada ZMC, ocorrem de jusante para montante, tendo por base o sentido do escoamento (de ZMC1 para ZMC2). Para a VRP de pressão fixa à saída, o ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP é obtido a partir da diferença entre a pressão de serviço no ponto crítico e a pressão mínima requerida, calculado durante o período de maior consumo (apenas uma condição de funcionamento é definida durante o período de simulação). Para a VRP modulada por tempo, o ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP é determinado de forma semelhante ao anterior, mas agora para cada período de funcionamento (existem dois períodos de funcionamento, um durante o período nocturno – entre as 0:00 e as 06:00 horas, e outro durante o resto do dia), sendo que

para cada período de funcionamento a pressão mínima de serviço na rede está garantida tendo como referência o ponto crítico. Este procedimento é semelhante ao usado para ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP modulada por pressão no ponto crítico. A principal diferença reside no facto de o ajuste das condições de funcionamento da VRP serem calculadas para cada instante, durante o período de simulação. Como o período de simulação usado foi de 24 horas, com passos de 1 hora, no máximo haverá 24 condições de funcionamento diferentes. Além disso, como a VRP modulada por pressão no ponto crítico permite garantir em cada instante a pressão mínima de serviço no ponto crítico, o benefício é maximizado.

Quadro 5.20 – Cota piezométrica a jusante da VRP: 1º período de investimento (estudo de caso III).

Hora	1º Período de investimento (0-10)											
	VRP de pressão fixa à saída				VRP modulada por tempo				VRP modulada por pressão			
	ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)		ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)		ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)	
	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)
1	67,915	17,022	55,920	11,870	63,435	21,512	53,403	9,923	63,435	21,512	53,403	9,923
2	67,915	17,022	55,920	11,870	63,435	21,512	53,403	9,923	63,435	21,512	53,403	9,923
3	67,915	17,022	55,920	11,870	63,435	21,512	53,403	9,923	63,435	21,512	53,403	9,923
4	67,915	17,022	55,920	11,870	63,435	21,512	53,403	9,923	63,435	21,512	53,403	9,923
5	67,915	17,022	55,920	11,870	63,435	21,512	53,403	9,923	63,435	21,512	53,403	9,923
6	67,915	17,022	55,920	11,870	63,435	21,512	53,403	9,923	63,435	21,512	53,403	9,923
7	67,915	14,439	55,920	6,230	67,910	14,447	55,918	6,233	66,491	15,884	55,115	5,646
8	67,915	14,439	55,920	6,230	67,910	14,447	55,918	6,233	66,491	15,884	55,115	5,646
9	67,915	13,876	55,920	4,991	67,910	13,885	55,918	4,995	67,169	14,636	55,498	4,69
10	67,915	13,876	55,920	4,991	67,910	13,885	55,918	4,995	67,169	14,636	55,498	4,69
11	67,915	13,263	55,920	3,638	67,910	13,272	55,918	3,643	67,910	13,272	55,918	3,643
12	67,915	13,263	55,920	3,638	67,910	13,272	55,918	3,643	67,910	13,272	55,918	3,643
13	67,915	14,439	55,920	6,230	67,910	14,447	55,918	6,233	66,491	15,884	55,115	5,646
14	67,915	14,439	55,920	6,230	67,910	14,447	55,918	6,233	66,491	15,884	55,115	5,646
15	67,915	15,186	55,920	7,872	67,910	15,194	55,918	7,874	65,594	17,534	54,619	6,898
16	67,915	15,186	55,920	7,872	67,910	15,194	55,918	7,874	65,594	17,534	54,619	6,898
17	67,915	15,186	55,920	7,872	67,910	15,194	55,918	7,874	65,594	17,534	54,619	6,898
18	67,915	15,186	55,920	7,872	67,910	15,194	55,918	7,874	65,594	17,534	54,619	6,898
19	67,915	13,876	55,920	4,991	67,910	13,885	55,918	4,995	67,169	14,636	55,498	4,69
20	67,915	13,876	55,920	4,991	67,910	13,885	55,918	4,995	67,169	14,636	55,498	4,69
21	67,915	13,876	55,920	4,991	67,910	13,885	55,918	4,995	67,169	14,636	55,498	4,69
22	67,915	15,619	55,920	8,821	67,910	15,626	55,918	8,823	65,077	18,486	54,326	7,627
23	67,915	16,467	55,920	10,675	67,910	16,474	55,918	10,675	64,082	20,326	53,760	9,045
24	67,915	16,967	55,920	11,754	67,910	16,973	55,918	11,753	63,497	21,398	53,437	9,841
$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} =$	3,759		8,232		8,240		6,280		8,240		6,280	

ΔH_{VRP} : ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

Quadro 5.21 – Cota piezométrica a jusante da VRP: 2º período de investimento (estudo de caso III).

Hora	2º Período de investimento (10-20)											
	VRP de pressão fixa à saída				VRP modulada por tempo				VRP modulada por pressão			
	ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)		ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)		ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)	
	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)
1	70,457	14,405		----	63,487	21,411		----	63,487	21,411		----
2	70,457	14,405		----	63,487	21,411		----	63,487	21,411		----
3	70,457	14,405		----	63,487	21,411		----	63,487	21,411		----
4	70,457	14,405		----	63,487	21,411		----	63,487	21,411		----
5	70,457	14,405		----	63,487	21,411		----	63,487	21,411		----
6	70,457	14,405		----	63,487	21,411		----	63,487	21,411		----
7	70,457	10,374		----	70,439	10,398		----	68,252	12,639		----
8	70,457	10,374		----	70,439	10,398		----	68,252	12,639		----
9	70,457	9,520		----	70,439	9,544		----	69,297	10,716		----
10	70,457	9,520		----	70,439	9,544		----	69,297	10,716		----
11	70,457	8,591		----	70,439	8,616		----	70,439	8,616		----
12	70,457	8,591		----	70,439	8,616		----	70,439	8,616		----
13	70,457	10,374		----	70,439	10,398		----	68,252	12,639		----
14	70,457	10,374		----	70,439	10,398		----	68,252	12,639		----
15	70,457	11,515		----	70,439	11,538		----	66,867	15,186		----
16	70,457	11,515		----	70,439	11,538		----	66,867	15,186		----
17	70,457	11,515		----	70,439	11,538		----	66,867	15,186		----
18	70,457	11,515		----	70,439	11,538		----	66,867	15,186		----
19	70,457	9,520		----	70,439	9,544		----	69,297	10,716		----
20	70,457	9,520		----	70,439	9,544		----	69,297	10,716		----
21	70,457	9,520		----	70,439	9,544		----	69,297	10,716		----
22	70,457	12,180		----	70,439	12,203		----	66,066	16,659		----
23	70,457	13,502		----	70,439	13,524		----	64,501	19,539		----
24	70,457	14,310		----	70,439	14,330		----	63,590	21,223		----
$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} =$	5,814					12,795				12,795		

ΔH_{VRP} : ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

3º Objectivo: Tendo como referência a diferença entre a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia e para cada tipo de VRP, é calculado o respectivo VAL do projecto usando o tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC, e durante o horizonte de projecto.

As variações topográficas, associadas às perdas de carga ao longo da rede devido à flutuação do consumo, podem favorecer a utilização de diferentes tipos de VRP ao longo da rede e durante o horizonte de projecto, visando ajustar as pressões de serviço ao consumo efectivo. Admitindo que o ajuste mínimo da cota piezométrica a jusante de qualquer tipo de VRP não deve ser inferior a 3,0 m c.a., em função da

diferença entre a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia (geralmente entre o período diurno e o nocturno, $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$), os Quadros 5.22 e 5.23 mostram a influência no VAL do projecto da inclusão de diferentes tipos de VRP à entrada de cada ZMC:

- VRP de pressão fixa à saída: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 10$ m c.a.
- VRP modulada por tempo: 10 m c.a. $< \Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 20$ m c.a.
- VRP modulada por pressão no ponto crítico: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} > 20$ m c.a.

Quadro 5.22 – Identificação de diferentes tipos de VRP e influência no VAL (estudo de caso III).

Inclusão de diferentes tipos de VRP		Ponto de entrada	Redução média diária* (%)			Custo global de reforço da rede (€)	Custo global de estações de monitorização e VRP (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)
			VP + VF	VF	VP				
Período de investimento	0-10	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM + VRP)	8,60	0,74	7,00	-259 230	-79 531	971 740	1 113 749
	10-20	ZMC2 - 1 (EM + VRP) ZMC1 - 12 (EM)	6,20	0,51	4,96	0	0	783 124	

* Valores previstos para o final de cada período de investimento.

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

Uma vez que o mesmo custo foi atribuído a diferentes tipos de VRP (ver Quadro 5.11), a selecção do tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC durante o processo de optimização deveu-se apenas às condições de funcionamento impostas para cada tipo de VRP (função da diferença entre a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia). Note-se que o critério imposto para a selecção de cada tipo de VRP foi decidido antecipadamente, pelo que um critério diferente poderá dar origem a uma solução diferente (sobretudo no que diz respeito à localização e ajuste das condições de funcionamento de diferentes tipos de VRP). De acordo com os resultados obtidos (ver Quadro 5.23), durante o 1º período de investimento a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP foi de $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC1)} = 10,75$ m c.a. (VRP modulada por tempo) e $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC2)} = 3,76$ m c.a. (VRP de pressão fixa à saída). Relativamente ao 2º período de investimento, como o ajuste da cota piezométrica à entrada da ZMC1 é inferior ao mínimo exigido ($\Delta H_{VRP} < 3$ m c.a.), a gestão da pressão ocorre apenas no troço 1 e, nesse caso, $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC1 \text{ e } ZMC2)} = 12,80$ m c.a. (VRP modulada por tempo).

Quadro 5.23 – Cota piezométrica a jusante da VRP durante o horizonte de projecto (estudo de caso III).

Hora	1º Período de investimento (0-10)				2º Período de investimento (10-20)			
	VRP pressão fixa à saída		VRP modulada por tempo		VRP modulada por tempo		Sem VRP activa	
	ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)		ZMC2 VRP (troço 1)		ZMC1 VRP (troço 12)	
	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)
1	67,913	17,028	53,403	14,398	63,487	21,411		----
2	67,913	17,028	53,403	14,398	63,487	21,411		----
3	67,913	17,028	53,403	14,398	63,487	21,411		----
4	67,913	17,028	53,403	14,398	63,487	21,411		----
5	67,913	17,028	53,403	14,398	63,487	21,411		----
6	67,913	17,028	53,403	14,398	63,487	21,411		----
7	67,913	14,442	55,918	6,235	70,439	10,398		----
8	67,913	14,442	55,918	6,235	70,439	10,398		----
9	67,913	13,880	55,918	4,997	70,439	9,544		----
10	67,913	13,880	55,918	4,997	70,439	9,544		----
11	67,913	13,267	55,918	3,644	70,439	8,616		----
12	67,913	13,267	55,918	3,644	70,439	8,616		----
13	67,913	14,442	55,918	6,235	70,439	10,398		----
14	67,913	14,442	55,918	6,235	70,439	10,398		----
15	67,913	15,189	55,918	7,876	70,439	11,538		----
16	67,913	15,189	55,918	7,876	70,439	11,538		----
17	67,913	15,189	55,918	7,876	70,439	11,538		----
18	67,913	15,189	55,918	7,876	70,439	11,538		----
19	67,913	13,880	55,918	4,997	70,439	9,544		----
20	67,913	13,880	55,918	4,997	70,439	9,544		----
21	67,913	13,880	55,918	4,997	70,439	9,544		----
22	67,913	15,622	55,918	8,825	70,439	12,203		----
23	67,913	16,470	55,918	10,677	70,439	13,524		----
24	67,913	16,969	55,918	11,755	70,439	14,330		----
$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} =$		3,761		10,754		12,795		

ΔH_{VRP} : ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

5.2.3. Estudo de caso IV

A rede hipotética esquematizada na Figura 5.12 ilustra uma rede de distribuição de água a um pequeno aglomerado populacional com 12 000 habitantes (6 000 ramais de ligação, e, em média, dois habitantes por ramal). A zona de estudo é abastecida graviticamente a partir de um único reservatório e a rede é constituída por 82 troços e 75 nós, cujas características se apresentam nos Quadros 5.24 e 5.25. O caudal médio diário à entrada do sistema é de 99,97 m³/h (200 l/habitante/dia) e a percentagem de perdas de água é de 40,0%. A rede tem aproximadamente 69 km e a densidade de ramais ao longo da rede é proporcional ao caudal médio atribuído a cada nó. As pressões mínima e máxima de serviço no sistema são, respectivamente, 39,96 m c.a. (nó 54) e 77,49 m c.a. (nó 23)², e a pressão mínima requerida para fazer face ao consumo durante o horizonte de projecto é de 18,37 m c.a. (corresponde a dois pisos acima do solo, incluindo o piso térreo). Admite-se, ainda, que todo o consumo autorizado é medido e facturado, a população permanece sensivelmente constante durante o horizonte de projecto e o padrão de consumo diário corresponde ao gráfico indicado na figura. O objectivo deste estudo de caso prende-se com a necessidade de dividir a rede de distribuição de água em três ZMC. Além disso, deve-se estudar a possibilidade de gestão da pressão à entrada de cada ZMC.

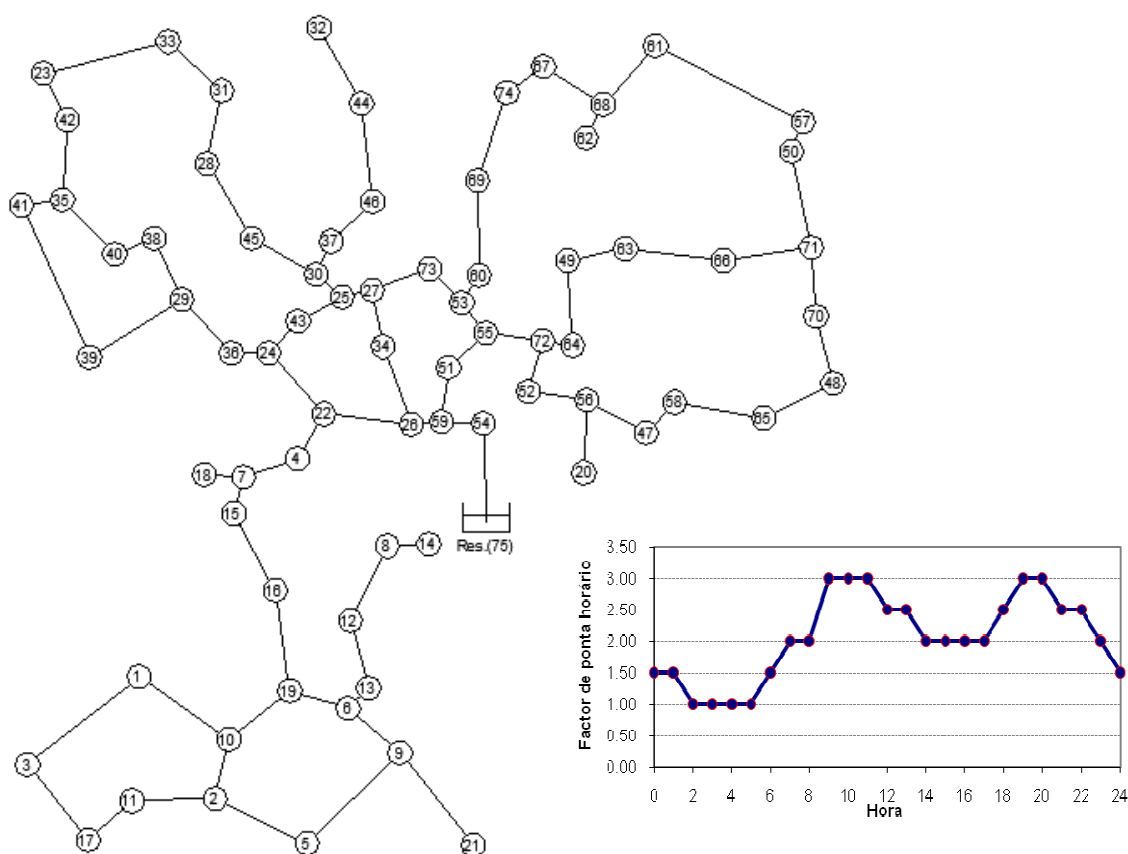


Figura 5.12 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso IV).

² Pressão máxima pontual na rede relacionada com o desnível topográfico.

Quadro 5.24 – Características dos troços na rede (estudo de caso IV).

ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	HW	ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	HW
1	1	10	1343	103,6	140	42	35	42	970	84,6	140
2	1	3	1703	84,6	140	43	35	41	486	84,6	140
3	2	11	1015	84,6	140	44	35	40	899	103,6	140
4	2	5	1222	84,6	140	45	37	46	704	103,6	140
5	2	10	756	117,6	140	46	38	40	506	103,6	140
6	3	17	1152	84,6	140	47	70	48	828	84,6	140
7	4	7	697	235,4	140	48	39	41	2016	84,6	140
8	5	9	1539	84,6	140	49	56	52	699	117,6	140
9	6	13	267	103,6	140	50	30	45	883	117,6	140
10	6	19	754	131,8	140	51	49	64	1021	150,6	140
11	7	18	452	84,6	140	52	57	50	375	84,6	140
12	7	15	440	235,4	140	53	47	58	525	103,6	140
13	8	14	476	84,6	140	54	47	56	826	103,6	140
14	8	12	1009	84,6	140	55	6	9	798	103,6	140
15	10	19	931	150,6	140	56	48	65	894	84,6	140
16	11	17	717	84,6	140	57	49	63	697	131,8	140
17	12	13	900	84,6	140	58	50	71	1199	84,6	140
18	15	16	1069	188,2	140	59	51	59	630	235,4	140
19	23	42	613	84,6	140	60	51	55	643	235,4	140
20	22	24	984	235,4	140	61	52	72	621	117,6	140
21	22	26	1060	296,6	140	62	53	60	388	150,6	140
22	38	29	817	117,6	140	63	53	73	552	84,6	140
23	23	33	1556	84,6	140	64	53	55	483	150,6	140
24	24	43	529	188,2	140	65	54	59	499	376,6	140
25	24	36	484	150,6	140	66	55	72	683	188,2	140
26	25	30	412	150,6	140	67	57	61	2029	84,6	140
27	25	27	366	235,4	140	68	58	65	1085	84,6	140
28	25	43	580	188,2	140	69	61	68	953	103,6	140
29	26	34	978	235,4	140	70	62	68	433	84,6	140
30	44	46	1188	84,6	140	71	64	72	357	150,6	140
31	31	28	902	103,6	140	72	66	71	1078	117,6	140
32	27	34	711	235,4	140	73	67	68	839	117,6	140
33	16	19	1209	188,2	140	74	67	74	537	117,6	140
34	28	45	1067	117,6	140	75	69	74	1125	131,8	140
35	29	39	1325	103,6	140	76	70	71	822	84,6	140
36	69	60	1140	131,8	140	77	9	21	1428	84,6	140
37	29	36	878	150,6	140	78	22	4	623	235,4	140
38	66	63	1209	117,6	140	79	26	59	376	296,6	140
39	30	37	438	103,6	140	80	56	20	546	84,6	140
40	31	33	879	103,6	140	81	27	73	750	103,6	140
41	32	44	1061	84,6	140	82	Res.(75)	54	33	376,6	140

L: comprimento do troço; Di: diâmetro interior; HW: coeficiente de *Hazen-Williams*

Quadro 5.25 – Características dos nós na rede (estudo de caso IV).

ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais	ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais
1	990,0	0,632	273	137	39	998,0	0,693	299	150
2	988,0	0,621	268	134	40	999,0	0,292	126	63
3	988,0	0,593	256	128	41	994,0	0,519	224	112
4	995,0	0,274	119	59	42	996,0	0,329	142	71
5	989,0	0,573	248	124	43	999,0	0,230	100	50
6	992,0	0,378	163	82	44	996,0	0,466	201	101
7	995,0	0,330	142	71	45	999,0	0,405	175	87
8	993,0	0,308	133	67	46	1004,0	0,393	170	85
9	985,0	0,781	337	169	47	993,0	0,280	121	60
10	992,0	0,629	272	136	48	992,0	0,358	154	77
11	991,5	0,359	155	78	49	1006,0	0,357	154	77
12	994,0	0,396	171	86	50	1003,0	0,326	141	71
13	991,0	0,242	105	52	51	1020,0	0,264	114	57
14	990,0	0,098	43	21	52	1011,0	0,274	118	59
15	994,0	0,313	135	68	53	1013,0	0,295	128	64
16	991,0	0,473	204	102	54	1024,0	0,110	48	24
17	987,0	0,388	168	84	55	1017,0	0,375	162	81
18	993,0	0,094	41	20	56	992,0	0,430	186	93
19	992,0	0,601	260	130	57	1002,0	0,498	215	108
20	999,0	0,114	49	25	58	990,0	0,334	144	72
21	991,0	0,296	128	64	59	1022,0	0,312	135	67
22	1000,0	0,350	151	76	60	1012,0	0,317	137	68
23	985,0	0,450	196	97	61	1005,0	0,618	267	133
24	1001,0	0,210	91	45	62	1000,0	0,090	39	19
25	1001,0	0,282	122	61	63	1003,0	0,395	171	85
26	1003,0	0,501	216	108	64	1011,0	0,286	124	62
27	996,0	0,223	96	48	65	991,0	0,410	177	89
28	998,0	0,409	176	88	66	1001,0	0,474	205	102
29	1001,0	0,626	271	135	67	1007,0	0,286	123	62
30	999,0	0,360	156	78	68	1003,0	0,462	200	100
31	997,0	0,370	160	80	69	1010,0	0,470	203	102
32	999,0	0,220	95	48	70	997,0	0,342	148	74
33	1000,0	0,506	218	109	71	998,0	0,643	278	139
34	1001,0	0,350	151	76	72	1015,0	0,345	149	74
35	992,0	0,489	211	106	73	1009,0	0,114	50	25
36	1004,0	0,282	122	61	74	1006,0	0,345	149	74
37	1001,0	0,237	102	51	Res.(75)	1064,0	–	–	–
38	1000,0	0,274	119	59					

5.2.3.1. Dimensão recomendada para zonas de medição e controlo

Verificando que a densidade de ramais ao longo da rede é reduzida, o comprimento de rede foi usado como critério para definir a geometria ou limites entre ZMC. Partindo deste pressuposto, e sabendo que a rede tem aproximadamente 69 km, cada ZMC deve ter em média 23 km³. Além disso, admitindo que a variação do consumo e a taxa de degradação da infra-estrutura é constante ao longo do tempo, foi usado o comportamento hidráulico do sistema previsto para metade do horizonte de projecto (10 anos), ou seja, corresponde a um incremento do consumo per capita em 12,5% e à degradação da infra-estrutura em 10% (ver secção 5.2.1). Por outro lado, sabendo ainda que a gestão da pressão é um dos critérios para sectorização da rede, a expansão de cada ZMC foi condicionada de forma a garantir o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC (ver Figura 5.13). As linhas a contínuo espessas definem o limite entre ZMC, e o número de cada ZMC a sequência de produção.

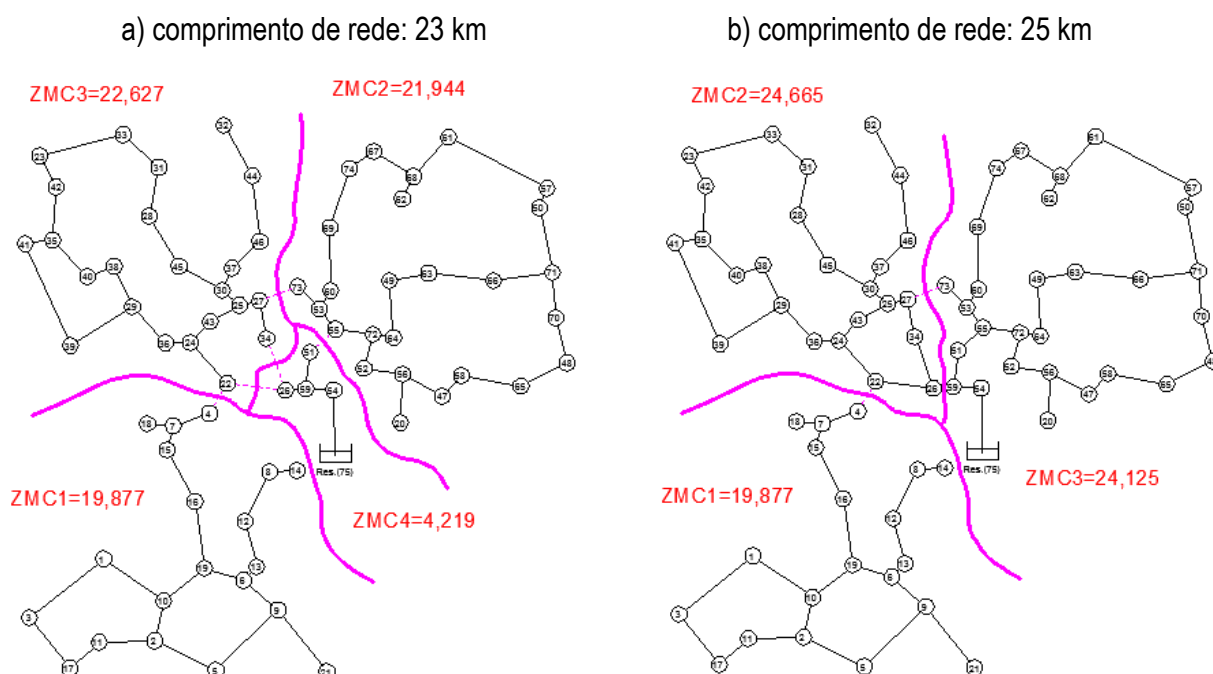


Figura 5.13 – Topologia da rede condicionada pelo comprimento de rede e desnível topográfico (estudo de caso IV).

Tendo em consideração as duas alternativas para sectorização da rede, foi escolhida a solução que satisfaz o número de ZMC pretendido, ou seja, a solução b (ver Quadro 5.26).

Quadro 5.26 – Geometria ou limites entre ZMC (estudo de caso IV).

Topologia da rede	Limites entre ZMC	Número de ramais de ligação	Comprimento da rede (km)
ZMC1	78	1 812	19,877
ZMC2	78 - 79 - 81	2 045	24,665
ZMC3	79 - 81 - 82	2 143	24,125

³ Neste caso, deve-se fazer variar o comprimento de rede, até se atingir o número de ZMC pretendido.

5.2.3.2. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão

Objectivo: Tendo por base a geometria ou limites entre ZMC (solução b), e impondo o número mínimo de ligações entre ZMC, é estudada a necessidade de reforço da capacidade de transporte da rede devido à sectorização da rede, e, ainda, a gestão da pressão usando o tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC – definido com base na diferença entre a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia ($\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$), admitindo que o ajuste mínimo da cota piezométrica para qualquer tipo de VRP não deverá ser inferior a 3,0 m c.a.:

- VRP de pressão fixa à saída: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 10$ m c.a.
- VRP modulada por tempo: $10 \text{ m c.a.} < \Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 20$ m c.a.
- VRP modulada por pressão no ponto crítico: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} > 20$ m c.a.

Três cenários foram estudados de forma a avaliar a viabilidade económica do projecto de sectorização da rede de distribuição de água apresentada, tal como a gestão da pressão ao longo da rede. No cenário 1, não é usado qualquer tipo de VRP e definiu-se o ponto de entrada mais adequado em cada ZMC (estação de monitorização (EM)). No cenário 2 calculou-se o benefício adicional devido à gestão da pressão à entrada de cada ZMC, tendo como referência a solução do cenário 1. Por último, no cenário 3 foi estudado, em simultâneo, a localização das válvulas de fronteira e os pontos de entrada em cada ZMC, e, ainda, a necessidade da rede em termos de reforço da capacidade de transporte e a gestão da pressão à entrada de cada ZMC. Os resultados obtidos encontram-se descritos nos Quadros 5.27 e 5.28.

Quadro 5.27 – VAL do projecto de sectorização da rede para diferentes cenários (estudo de caso IV).

Período de investimento	Redução média diária* (%)			Ponto de entrada: estação de monitorização (EM) e válvula redutora de pressão (VRP)	Custo global de reforço da rede (€)	Custo global de estação de monitorização e VRP (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)	
	VP + VF	VF	VP						
Cenário 1	0-10	0,04	0,00	0,02	ZMC1 - 78 (EM) ZMC2 - 79 (EM) ZMC3 - 82 (EM)	0	-31 391	3 238	-29 076
	10-20	0,07	0,00	0,03	ZMC1 - 78 (EM) ZMC2 - 79 (EM) ZMC3 - 82 (EM)	0	-7 154	5 650	
Cenário 2	0-10	18,53	1,32	12,87	ZMC1 - 78 (EM) ZMC2 - 79 (EM + VRP) ZMC3 - 82 (EM + VRP)	0	-39 582	1 308 645	2 041 446
	10-20	16,04	1,07	11,18	ZMC1 - 78 (EM) ZMC2 - 79 (EM + VRP) ZMC3 - 82 (EM + VRP)	0	-7 072	1 265 202	
Cenário 3	0-10	19,43	1,40	13,64	ZMC1 - 78 (EM) ZMC2 - 79 (EM + VRP) ZMC3 - 82 (EM + VRP)	-66 684	-39 582	1 371 470	2 051 658
	10-20	16,32	1,08	11,44	ZMC1 - 78 (EM) ZMC2 - 79 (EM + VRP) ZMC3 - 82 (EM + VRP)	0	-7 072	1 288 123	

* Valores previstos para o final de cada período de investimento.

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

Quadro 5.28 – Comportamento hidráulico do sistema para os diferentes cenários (estudo de caso IV).

Período de investimento		ZMC1		ZMC2		ZMC3	
		0-10	10-20	0-10	10-20	0-10	10-20
Cenário 1	Ponto entrada	78 (EM)	78 (EM)	79 (EM)	79 (EM)	82 (EM)	82 (EM)
	Ponto saída			78 (EM)	78 (EM)	79 (EM)	79 (EM)
	Válvula de fronteira			81	81	81	81
	Caudal máximo* (l/s)	28,289	31,442	60,266	66,988	93,668	104,044
	Caudal mínimo* (l/s)	9,427	10,475	20,080	22,315	31,233	34,699
	Pressão mínima* (m c.a.)	44,296 (nó 8)	30,161 (nó 11)	50,973 (nó 46)	44,164 (nó 31)	38,105 (nó 61)	27,267 (nó 50)
	Pressão máxima* (m c.a.)	75,830 (nó 9)	74,207 (nó 9)	76,734 (nó 23)	75,574 (nó 23)	70,303 (nó 65)	68,926 (nó 65)
Cenário 2	Ponto entrada	78 (EM)	78 (EM)	79 (EM + VRP)	79 (EM + VRP)	82 (EM + VRP)	82 (EM + VRP)
	Ponto saída			78 (EM)	78 (EM)	79 (EM + VRP)	79 (EM + VRP)
	Válvula de fronteira			81	81	81	81
	Caudal máximo* (l/s)	24,904	29,576	52,384	62,547	82,240	97,521
	Caudal mínimo* (l/s)	5,501	5,002	11,194	9,904	18,507	19,940
	Pressão mínima* (m c.a.)	18,370 (nó 12)	18,377 (nó 11)	21,684 (nó 46)	30,671 (nó 31)	18,370 (nó 54)	18,374 (nó 50)
	Pressão máxima* (m c.a.)	44,833 (nó 9)	36,502 (nó 9)	45,223 (nó 23)	36,941 (nó 23)	50,030 (nó 65)	58,136 (nó 65)
Cenário 3	Ponto entrada	78 (EM)	78 (EM)	79 (EM + VRP)	79 (EM + VRP)	82 (EM + VRP)	82 (EM + VRP)
	Ponto saída			78 (EM)	78 (EM)	79 (EM + VRP)	79 (EM + VRP)
	Válvula de fronteira			81	81	81	81
	Caudal máximo* (l/s)	24,859	29,508	51,942	61,760	81,799	96,738
	Caudal mínimo* (l/s)	5,187	5,023	10,466	9,925	17,779	19,961
	Pressão mínima* (m c.a.)	18,370 (nó 12)	18,370 (nó 11)	19,100 (nó 46)	26,631 (nó 31)	18,370 (nó 54)	18,370 (nó 50)
	Pressão máxima* (m c.a.)	42,377 (nó 9)	36,668 (nó 9)	42,588 (nó 23)	36,941 (nó 23)	50,034 (nó 65)	58,116 (nó 65)

* Valores previstos para o final de cada período de investimento.

Os resultados obtidos no cenário 1 definem a localização mais adequada para cada uma das estações de monitorização do caudal à entrada de cada ZMC, bem como a localização das válvulas de fronteira – neste estudo de caso apenas são necessárias três estações de monitorização e uma válvula de fronteira entre as ZMC2 e ZMC3. Além disso, verifica-se que as três ZMC estão dispostas em série, sendo que a ZMC1 é abastecida a partir da ZMC2, a ZMC2 a partir da ZMC3, e a ZMC3 é alimentada directamente a partir do reservatório de distribuição de água. No que se refere ao VAL do projecto, verifica-se que está relacionado com o custo de instalação de estações de monitorização, diminuído do benefício devido à redução da pressão em consequência da instalação da válvula de fronteira entre a ZMC2 e ZMC3. Ao analisar o comportamento hidráulico da rede verifica-se que a pressão de serviço ainda é muito elevada (>> 18,37 m c.a.), pelo que, no cenário 2, foi calculado o benefício adicional devido à gestão da pressão à entrada de cada ZMC – posteriormente adicionado ao VAL do projecto calculado para o cenário 1. Tendo como referência o VAL do projecto que resulta dos cenários 1 e 2, é possível demonstrar que, neste caso, a viabilidade económica do projecto está dependente da gestão da pressão ao longo da rede. Dois tipos de VRP são propostos durante o horizonte de projecto (VRP de pressão fixa à saída e VRP modulada por

pressão no ponto crítico), cujas condições de funcionamento estão indicadas no Quadro 5.29. O ajuste das condições de funcionamento das VRP à entrada de cada ZMC ocorre de jusante para montante (da ZMC1 para a ZMC3), pelo que, neste caso, a posição das VRP ao longo da rede estabelece duas zonas de pressão: a primeira inclui as ZMC1 e ZMC2, e a segunda a ZMC3. Relativamente ao cenário 3, apesar de não se justificar neste caso de estudo, os resultados demonstram que o reforço do troço 18 (no início do horizonte de projecto, com diâmetro igual a 170,6 mm) permite reajustar as pressões de serviço ao consumo efectivo ao longo da rede, e, conseqüentemente, aumentar ainda mais a viabilidade económica do projecto. As condições de funcionamento das VRP durante o horizonte de projecto, estão indicadas no Quadro 5.30. O Quadro 5.31 mostra o resultado para as duas melhores soluções encontradas, para a qual a diferença entre o VAL do projecto é inferior a 1%.

Quadro 5.29 – Cota piezométrica a jusante de VRP para o cenário 2 (estudo de caso IV).

Cenário 2												
Hora	1º Período de investimento (0-10)						2º Período de investimento (10-20)					
	Sem VRP activa		VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída		Sem VRP activa		VRP modulada por pressão		VRP de pressão fixa à saída	
	ZMC1		ZMC2		ZMC3		ZMC1		ZMC2		ZMC3	
	VRP (troço 78)		VRP (troço 79)		VRP (troço 82)		VRP (troço 78)		VRP (troço 79)		VRP (troço 82)	
Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	
1		----	1030,920	11,144	1042,370	21,620		----	1023,600	27,916	1051,950	12,038
2		----	1030,920	11,359	1042,370	21,627		----	1022,640	29,191	1051,950	12,049
3		----	1030,920	11,359	1042,370	21,627		----	1022,640	29,191	1051,950	12,049
4		----	1030,920	11,359	1042,370	21,627		----	1022,640	29,191	1051,950	12,049
5		----	1030,920	11,359	1042,370	21,627		----	1022,640	29,191	1051,950	12,049
6		----	1030,920	11,144	1042,370	21,620		----	1023,600	27,916	1051,950	12,038
7		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
8		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
9		----	1030,920	9,862	1042,370	21,578		----	1044,990	4,227	1051,950	11,966
10		----	1030,920	9,862	1042,370	21,578		----	1044,990	4,227	1051,950	11,966
11		----	1030,920	9,862	1042,370	21,578		----	1044,990	4,227	1051,950	11,966
12		----	1030,920	10,390	1042,370	21,595		----	1031,640	18,635	1051,950	11,998
13		----	1030,920	10,390	1042,370	21,595		----	1031,640	18,635	1051,950	11,998
14		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
15		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
16		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
17		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
18		----	1030,920	10,390	1042,370	21,595		----	1031,640	18,635	1051,950	11,998
19		----	1030,920	9,862	1042,370	21,578		----	1044,990	4,227	1051,950	11,966
20		----	1030,920	9,862	1042,370	21,578		----	1044,990	4,227	1051,950	11,966
21		----	1030,920	10,390	1042,370	21,595		----	1031,640	18,635	1051,950	11,998
22		----	1030,920	10,390	1042,370	21,595		----	1031,640	18,635	1051,950	11,998
23		----	1030,920	10,819	1042,370	21,609		----	1025,210	25,798	1051,950	12,022
24		----	1030,920	11,144	1042,370	21,620		----	1023,600	27,916	1051,950	12,038
$\Delta\Delta H_{VRP} (ZMC) =$				1,497		0,049				24,964		0,083

ΔH_{VRP} : ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

$\Delta\Delta H_{VRP} (ZMC)$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

Quadro 5.30 – Cota piezométrica a jusante de VRP para o cenário 3 (estudo de caso IV).

Cenário 3												
Hora	1º Período de investimento (0-10)						2º Período de investimento (10-20)					
	Sem VRP activa		VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída		Sem VRP activa		VRP modulada por pressão		VRP de pressão fixa à saída	
	ZMC1 VRP (troço 78)		ZMC2 VRP (troço 79)		ZMC3 VRP (troço 82)		ZMC1 VRP (troço 78)		ZMC2 VRP (troço 79)		ZMC3 VRP (troço 82)	
	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)	Cota jusante (m c.a.)	ΔH_{VRP} (m c.a.)
1		----	1028,200	13,873	1042,370	21,620		----	1023,600	27,893	1051,930	12,058
2		----	1028,200	14,083	1042,370	21,627		----	1022,640	29,171	1051,930	12,069
3		----	1028,200	14,083	1042,370	21,627		----	1022,640	29,171	1051,930	12,069
4		----	1028,200	14,083	1042,370	21,627		----	1022,640	29,171	1051,930	12,069
5		----	1028,200	14,083	1042,370	21,627		----	1022,640	29,171	1051,930	12,069
6		----	1028,200	13,873	1042,370	21,620		----	1023,600	27,893	1051,930	12,058
7		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
8		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
9		----	1028,200	12,598	1042,370	21,579		----	1040,340	8,909	1051,930	11,986
10		----	1028,200	12,598	1042,370	21,579		----	1040,340	8,909	1051,930	11,986
11		----	1028,200	12,598	1042,370	21,579		----	1040,340	8,909	1051,930	11,986
12		----	1028,200	13,126	1042,370	21,596		----	1028,810	21,464	1051,930	12,018
13		----	1028,200	13,126	1042,370	21,596		----	1028,810	21,464	1051,930	12,018
14		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
15		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
16		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
17		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
18		----	1028,200	13,126	1042,370	21,596		----	1028,810	21,464	1051,930	12,018
19		----	1028,200	12,598	1042,370	21,579		----	1040,340	8,909	1051,930	11,986
20		----	1028,200	12,598	1042,370	21,579		----	1040,340	8,909	1051,930	11,986
21		----	1028,200	13,126	1042,370	21,596		----	1028,810	21,464	1051,930	12,018
22		----	1028,200	13,126	1042,370	21,596		----	1028,810	21,464	1051,930	12,018
23		----	1028,200	13,552	1042,370	21,610		----	1025,220	25,767	1051,930	12,041
24		----	1028,200	13,873	1042,370	21,620		----	1023,600	27,893	1051,930	12,058
$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} =$				1,485		0,048				20,262		0,083

ΔH_{VRP} : ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

Quadro 5.31 – Resultado das duas melhores soluções encontradas para o cenário 3 (estudo de caso IV).

Período de investimento	Custo global de reforço da rede (€)	Custo global de estação de monitorização e VRP (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)
Cenário 3	0-10	-75 417	-39 582	1 372 944
	10-20	0	-7 072	1 290 200
	0-10	-66 684	-39 582	1 371 470
	10-20	0	-7 072	1 288 123

5.2.4. Estudo de caso V

O estudo de caso apresentado baseia-se na adaptação da rede de distribuição de água descrita por Arulraj e Rao (1995), tendo em consideração a actual legislação Portuguesa e de forma a obter toda a informação necessária para aplicação da metodologia desenvolvida. No trabalho referenciado, este exemplo serviu para ilustrar a aplicação de um modelo de dimensionamento e de reabilitação de redes de distribuição de água. A rede em estudo, cujo esquema se faz representar na Figura 5.14, pode ser descrita da seguinte forma: 1) o caudal médio diário à entrada do sistema é de 383,40 m³/h (200 l/habitante/dia) e a percentagem de perdas de água é de 20,75%; 2) a rede tem aproximadamente 26,5 km e é abastecida graviticamente a partir de um reservatório à cota 550 m; 3) as pressões mínima e máxima de serviço no sistema são de 25,74 m c.a. (nó 79) e 52,69 m c.a. (nó 1), respectivamente; 4) o comportamento hidráulico do sistema é sensivelmente cíclico, ao longo do dia e durante o horizonte de projecto, ao qual corresponde o padrão de consumo diário anexo à rede; 5) todo o consumo autorizado é medido e facturado; e 6) a pressão mínima de serviço para fazer face ao consumo durante o horizonte de projecto é de 18,37 m c.a.

Em consonância com as adaptações efectuadas, e assumindo que a população permanece estável durante o horizonte de projecto, a partir do caudal médio diário anual atribuído a cada nó da rede, tendo como referência o consumo per capita no início do horizonte de projecto e o número médio de habitantes por ramal de ligação (4 habitantes/ramal), o número de ramais para cada nó da rede foi estimado – o que perfaz um total de 11 501 ramais de ligação. Posteriormente, o número de ramais de ligação em cada nó foi distribuído pelos troços da rede, de acordo com a área de influência de cada nó, usando o comprimento de cada troço da rede. Os Quadros 5.32 e 5.33 mostram, para o início do horizonte de projecto, as características físicas da rede (troços e nós), o caudal médio diário anual atribuído a cada nó da rede, e, ainda, o número de habitantes e ramais de ligação estimados para cada nó da rede.

Tendo como referência o número total de ramais de ligação e o comprimento da rede, pretende-se estudar a viabilidade económica do projecto de sectorização da rede de distribuição de água apresentada, incluindo a verificação da necessidade de reforço e/ou a gestão da pressão ao longo da rede. Para o efeito deverão ser criadas três ZMC com um único ponto de entrada (estação de monitorização), sendo que o critério de projecto adoptado para definir a dimensão de cada ZMC deverá basear-se no número máximo de ramais de ligação – o mais adequado neste caso, uma vez que a densidade de ramais ao longo da rede é elevada (Gomes *et al.*, 2011c).

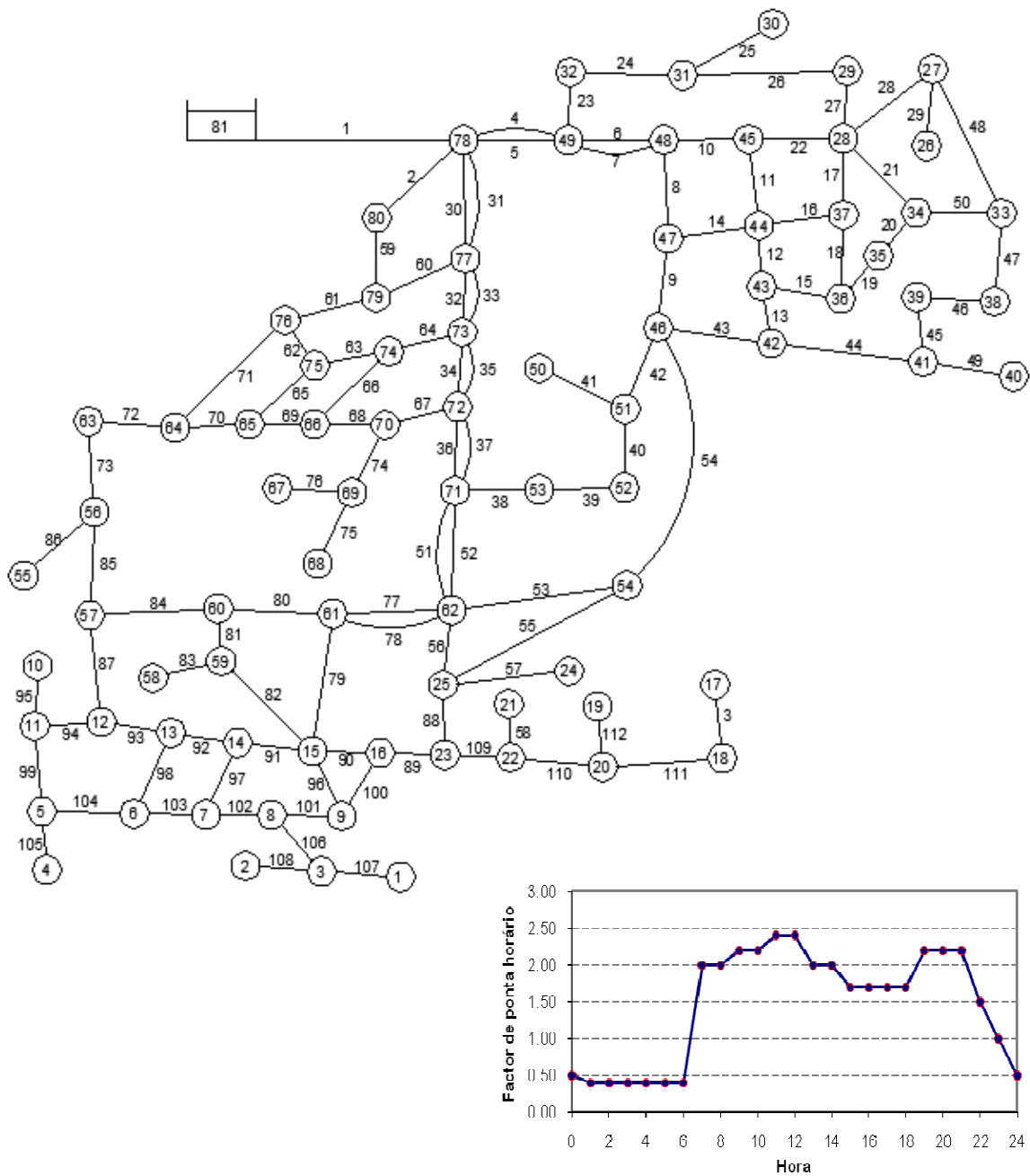


Figura 5.14 – Representação esquemática da rede e padrão de consumo diário (estudo de caso V).

Quadro 5.32 – Características dos troços na rede (estudo de caso V).

ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	HW	Ramais	ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	HW	Ramais
1	Res.(81)	78	122,0	750,0	140	0	57	25	24	320,0	106,6	150	259
2	78	80	183,0	200,0	150	0	58	22	21	137,0	100,0	150	190
3	18	17	350,0	100,0	150	160	59	80	79	305,0	200,0	150	0
4	78	49	160,0	450,0	140	0	60	77	79	244,0	150,0	150	0
5	78	49	160,0	130,0	125	0	61	79	76	76,0	150,0	150	0
6	49	48	297,0	400,0	125	90	62	76	75	231,0	150,0	150	0
7	49	48	297,0	130,0	125	0	63	74	75	61,0	100,0	150	26
8	48	47	229,0	130,0	150	228	64	73	74	107,0	150,0	150	24
9	47	46	229,0	100,0	150	215	65	75	65	171,0	100,0	150	84
10	48	45	183,0	350,0	125	54	66	74	66	160,0	100,0	150	65
11	45	44	122,0	350,0	150	37	67	72	70	53,0	150,0	150	9
12	44	43	160,0	100,0	150	59	68	70	66	76,0	119,4	150	31
13	43	42	104,0	100,0	150	63	69	66	65	61,0	119,4	150	29
14	47	44	122,0	100,0	150	122	70	65	64	365,0	200,0	150	306
15	43	36	198,0	100,0	150	147	71	76	64	518,0	150,0	150	0
16	44	37	122,0	210,0	150	59	72	64	63	411,0	130,0	150	380
17	28	37	335,0	130,0	150	162	73	63	56	305,0	100,0	150	79
18	37	36	137,0	200,0	150	117	74	70	69	84,0	130,0	150	9
19	36	35	213,0	200,0	150	0	75	69	68	168,0	100,0	150	56
20	35	34	76,0	150,0	150	0	76	69	67	198,0	100,0	150	112
21	28	34	229,0	150,0	150	100	77	62	61	99,0	300,0	140	44
22	45	28	480,0	200,0	125	143	78	62	61	99,0	200,0	125	0
23	49	32	274,0	250,0	150	173	79	61	15	701,0	200,0	125	316
24	32	31	335,0	250,0	150	276	80	61	60	676,0	200,0	140	194
25	31	30	228,0	150,0	150	255	81	60	59	213,0	150,0	150	71
26	31	29	335,0	150,0	150	418	82	59	15	411,0	150,0	150	204
27	28	29	374,0	100,0	150	387	83	59	58	152,0	100,0	150	50
28	28	27	259,0	130,0	150	124	84	60	57	114,0	200,0	150	32
29	27	26	350,0	130,0	150	239	85	56	57	518,0	100,0	150	29
30	78	77	312,0	650,0	140	0	86	56	55	198,0	100,0	150	37
31	78	77	312,0	350,0	125	0	87	57	12	350,0	130,0	150	248
32	77	73	137,0	650,0	140	222	88	25	23	708,0	350,0	140	211
33	77	73	137,0	350,0	125	0	89	23	16	61,0	350,0	125	16
34	73	72	183,0	650,0	140	50	90	16	15	457,0	350,0	140	212
35	73	72	183,0	350,0	125	0	91	15	14	129,0	300,0	150	66
36	72	71	46,0	600,0	140	6	92	14	13	129,0	250,0	150	16
37	72	71	46,0	300,0	125	0	93	13	12	304,0	200,0	150	226
38	71	53	38,0	200,0	150	6	94	12	11	76,0	200,0	150	56
39	53	52	213,0	100,0	150	51	95	11	10	365,0	150,0	150	533
40	51	52	160,0	200,0	150	31	96	15	9	137,0	100,0	150	87
41	51	50	167,0	100,0	150	33	97	14	7	167,0	100,0	150	56
42	46	51	190,0	200,0	150	34	98	13	6	287,0	100,0	150	125
43	46	42	152,0	200,0	150	69	99	11	5	309,0	150,0	150	99
44	42	41	304,0	200,0	150	292	100	16	9	411,0	250,0	125	91
45	39	41	61,0	150,0	150	52	101	9	8	30,0	250,0	125	0
46	39	38	61,0	150,0	150	63	102	8	7	69,0	200,0	125	0
47	33	38	61,0	150,0	150	53	103	7	6	243,0	200,0	125	154
48	27	33	274,0	150,0	150	118	104	6	5	236,0	100,0	125	159
49	41	40	213,0	130,0	150	160	105	5	4	503,0	100,0	125	257
50	34	33	91,0	119,4	150	36	106	8	3	137,0	170,6	150	0
51	71	62	548,0	600,0	140	0	107	3	1	365,0	136,4	150	438
52	71	62	548,0	300,0	125	243	108	3	2	259,0	100,0	150	163
53	62	54	167,0	200,0	150	74	109	23	22	259,0	170,6	125	107
54	46	54	472,0	150,0	150	41	110	22	20	122,0	130,0	125	25
55	54	25	365,0	100,0	150	27	111	20	18	243,0	130,0	125	50
56	62	25	247,0	500,0	140	126	112	20	19	373,0	100,0	150	55

L: comprimento do troço; Di: diâmetro interior; HW: coeficiente de Hazen-Williams

Quadro 5.33 – Características dos nós na rede (estudo de caso V).

ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais	ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais
1	497,2	3,867	1670	418	42	513,1	1,927	832	208
2	503,5	1,383	598	149	43	514,3	0,977	421	105
3	503,5	0,317	137	34	44	515,9	0,717	310	77
4	498,8	1,067	461	115	45	513,8	1,123	485	121
5	500,0	2,750	1188	297	46	515,4	0,807	348	87
6	500,7	2,750	1188	297	47	517,4	4,590	1983	496
7	502,8	0,943	408	102	48	515,1	0,927	400	100
8	506,3	0,000	0	0	49	520,5	0,857	370	93
9	507,2	1,000	432	108	50	518,7	0,167	72	18
10	503,5	4,807	2076	519	51	518,7	0,440	190	48
11	506,7	0,260	112	28	52	522,0	0,350	151	38
12	507,3	4,723	2040	510	53	520,4	0,317	137	34
13	505,0	0,317	137	34	54	522,8	0,050	22	5
14	503,1	0,317	137	34	55	510,5	0,260	112	28
15	508,7	7,417	3204	801	56	510,5	0,440	190	48
16	509,4	0,227	98	24	57	514,0	0,073	32	8
17	502,1	0,910	393	98	58	512,7	0,367	158	40
18	500,6	0,977	422	105	59	512,7	0,440	190	48
19	508,0	0,407	176	44	60	514,6	2,523	1090	273
20	506,6	0,193	84	21	61	522,1	0,193	84	21
21	509,0	1,527	660	165	62	523,2	4,310	1862	465
22	508,0	0,873	377	94	63	510,5	1,417	612	153
23	502,8	2,190	946	237	64	516,5	5,100	2203	551
24	512,1	2,190	946	237	65	519,5	0,717	310	77
25	520,6	1,033	446	112	66	519,5	0,960	415	104
26	505,8	1,123	485	121	67	522,7	0,960	415	104
27	506,7	2,750	1188	297	68	522,7	0,457	197	49
28	507,5	2,223	960	240	69	519,1	0,173	75	19
29	508,3	5,873	2537	634	70	520,8	0,107	46	12
30	513,0	1,610	695	174	71	521,4	0,050	22	5
31	511,3	2,943	1272	318	72	522,0	0,277	120	30
32	511,1	2,643	1142	285	73	522,4	0,667	288	72
33	509,9	0,383	166	41	74	523,2	0,177	76	19
34	509,4	0,873	377	94	75	522,9	0,773	334	84
35	510,4	0,000	0	0	76	522,4	0,000	0	0
36	511,1	1,593	688	172	77	522,1	1,840	795	199
37	513,6	1,873	809	202	78	523,6	0,000	0	0
38	509,9	0,873	377	94	79	523,6	0,000	0	0
39	511,0	0,293	127	32	80	520,4	0,000	0	0
40	512,1	0,317	137	34	Res.(81)	550,0	-	-	-
41	512,9	3,157	1364	341					

5.2.4.1. Dimensão recomendada para zonas de medição e controlo

De acordo com a metodologia proposta, primeiro deve-se determinar a dimensão mais adequada para cada ZMC, e só depois estudar as respectivas condições de fronteira. Partindo deste pressuposto, e prevendo que a variação do consumo e a taxa de degradação da infra-estrutura é constante ao longo do tempo, para definir a geometria ou limites entre ZMC foi usado o número de ramais e o comportamento hidráulico diário do sistema previsto para metade do horizonte de projecto, ou seja, corresponde a um incremento do consumo per capita em 12,5% e à degradação da infra-estrutura em 10% (ver secção 5.2.1).

Várias propostas para sectorização da rede podem ser ponderadas, visando a redução das perdas de água e o aumento do desempenho do sistema. A seguir são analisadas algumas soluções geradas com recurso ao algoritmo descrito no capítulo IV, onde quatro situações distintas foram consideradas:

- A Figura 5.15 mostra os limites entre ZMC quando se fez variar a máxima dimensão requerida para cada ZMC (número de ramais de ligação).
- A Figura 5.16 mostra um estudo idêntico mas fixando os troços 42 e 54 como condições de fronteira (restrições explícitas).
- Na Figura 5.17, a divisão da rede foi condicionada de forma a garantir o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC.
- Para finalizar, a Figura 5.18 mostra a área de influência de cada ZMC considerando, em simultâneo, todas as condições anteriores.

Os troços a tracejado indicam os limites entre ZMC respeitando o número máximo de ramais de ligação para cada ZMC, e as linhas contínuas espessas indicam o ajuste automático das condições de fronteira de forma a reduzir o número de pontos de extremidade (admitindo uma tolerância de 500 ramais de ligação).

O tempo de execução varia entre 0,21 e 0,33 segundos e está relacionado sobretudo com o número de ZMC a criar.

- ✓ Para cada uma das soluções apresentadas fez-se variar o número máximo de ramais de ligação para cada ZMC, até se alcançar o número de ZMC pretendido: a) 3 000 ramais; b) 3 500 ramais; c) 4 000 ramais e d) 4 500 ramais.

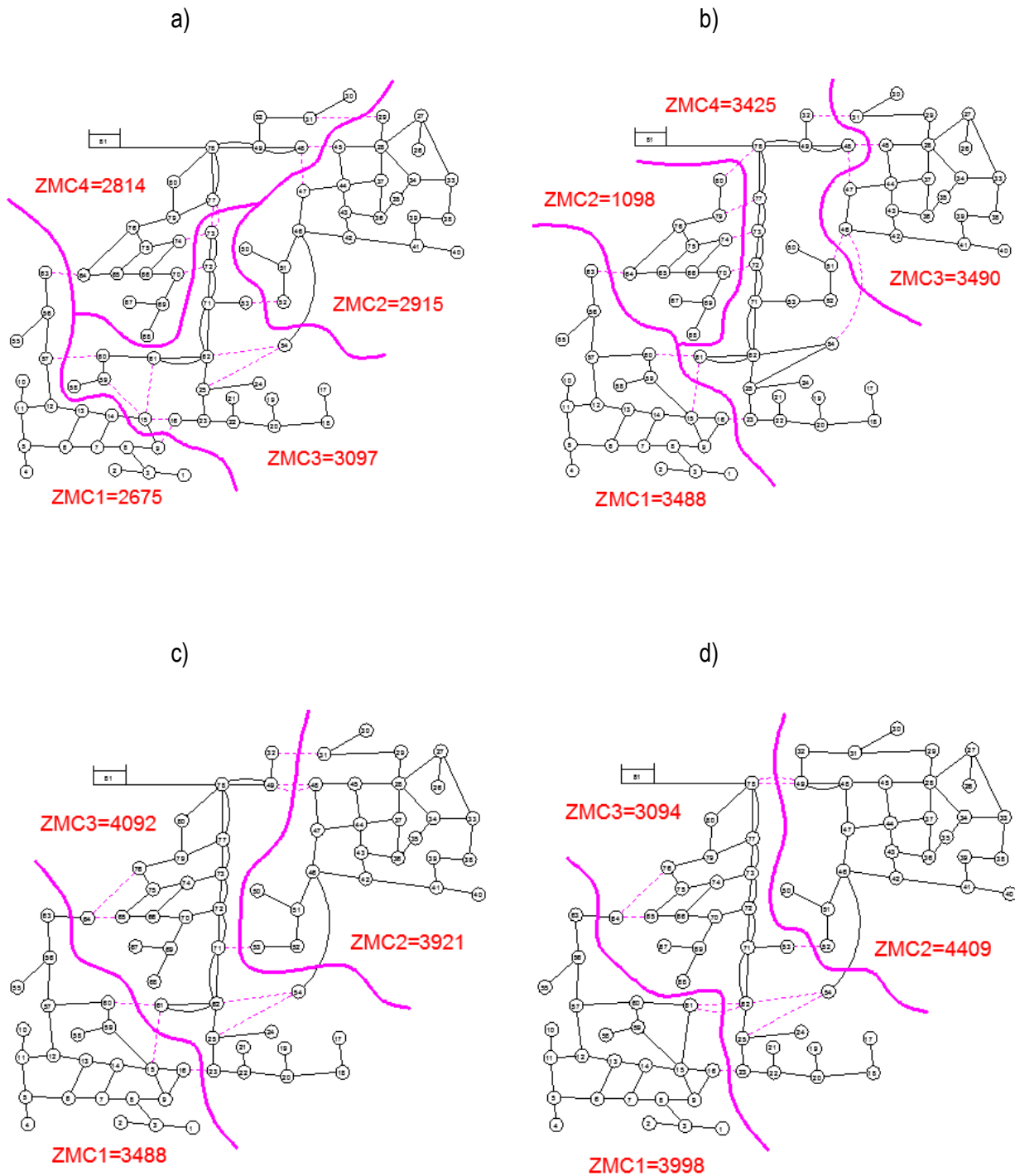


Figura 5.15 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais (estudo de caso V).

- ✓ Para cada uma das soluções apresentadas fez-se variar o número de ramais de ligação em cada ZMC, até se obter o número de ZMC pretendido. Além disso, consideraram-se as condutas 42 e 54 como condições de fronteira (com base no sentido do escoamento e no caudal transportado, durante o período de maior consumo, entre o ponto de entrada e os utilizadores): a) 3 000 ramais; b) 3 500 ramais; c) 4 000 ramais e d) 4 500 ramais.

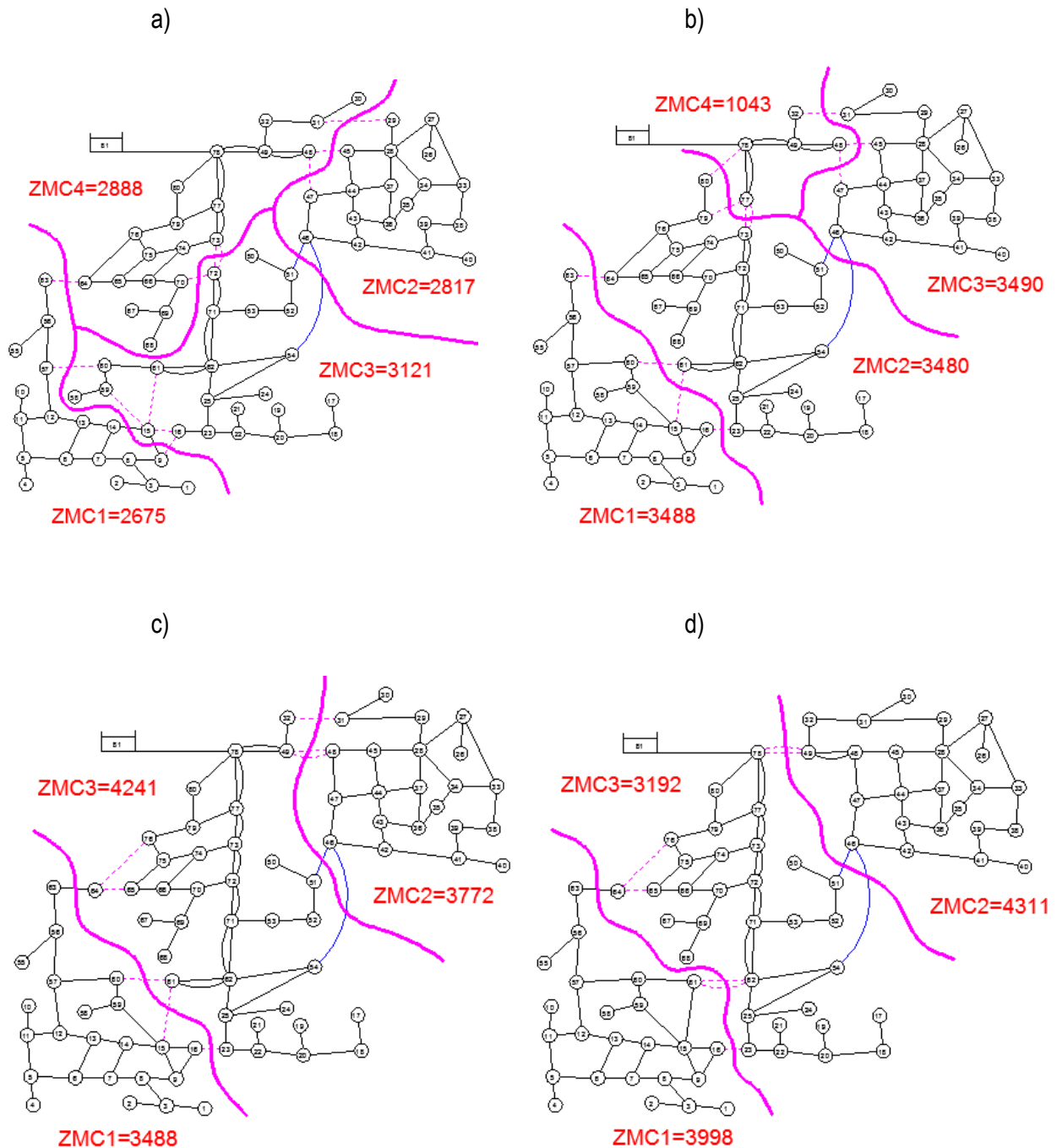


Figura 5.16 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais e restrições explícitas (estudo de caso V).

- ✓ Neste caso, fez-se variar o número máximo de ramais de ligação em cada ZMC, e, além disso, a divisão da rede foi condicionada pelo sentido do escoamento e de forma a garantir o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC – adequado quando se pretende reduzir a pressão à entrada de cada ZMC: a) 3 000 ramais; b) 3 500 ramais; c) 4 000 ramais e d) 4 500 ramais.

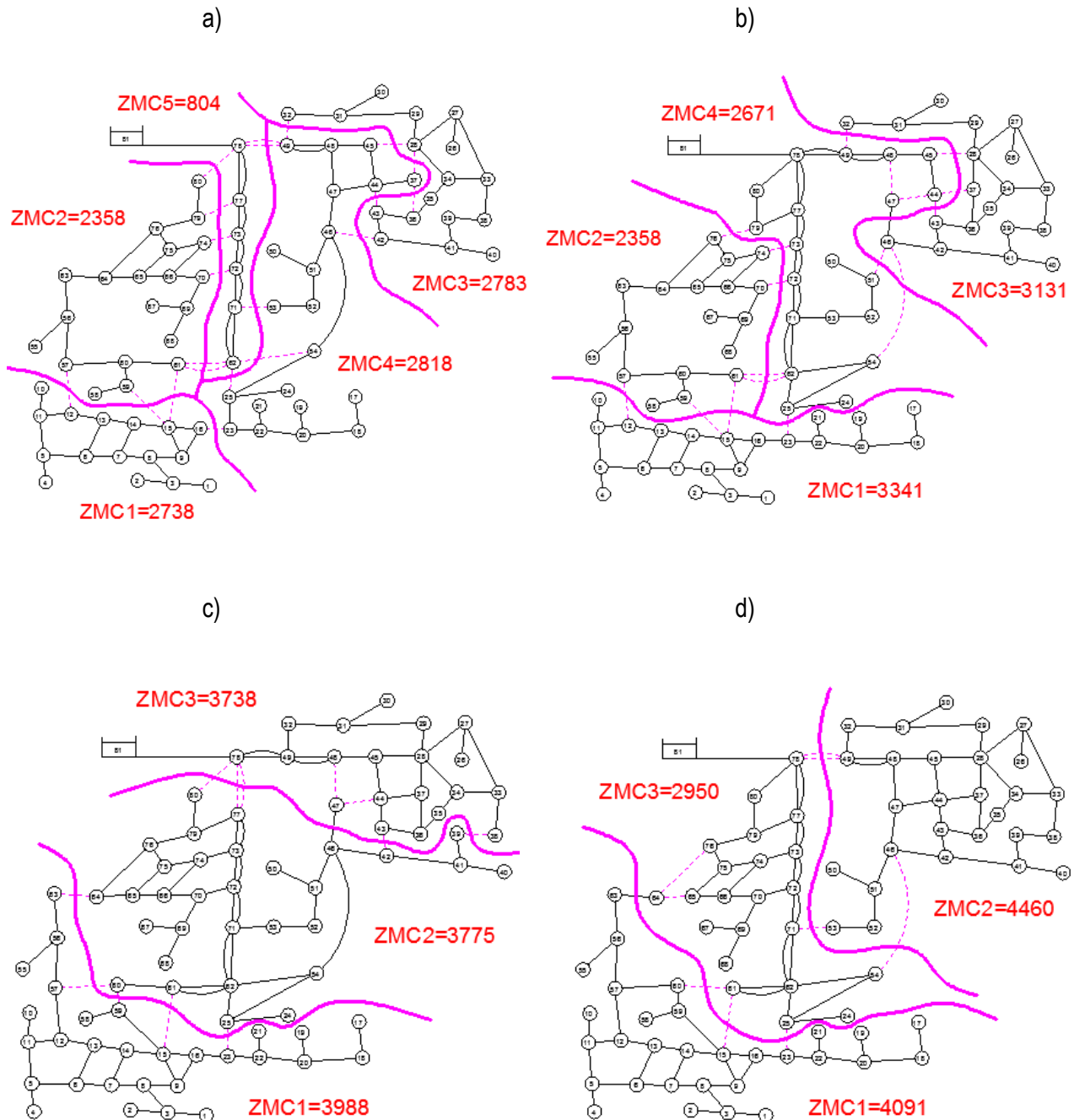


Figura 5.17 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais e desnível topográfico (estudo de caso V).

- ✓ Por último, estudou-se a influência de todas as condições anteriores, ou seja, fez-se variar o número máximo de ramais de ligação em cada ZMC, foram fixados os troços 42 e 54 como restrições explícitas, e, ainda, foi exigido o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC: a) 3 000 ramais; b) 3 500 ramais; c) 4 000 ramais e d) 4 500 ramais.

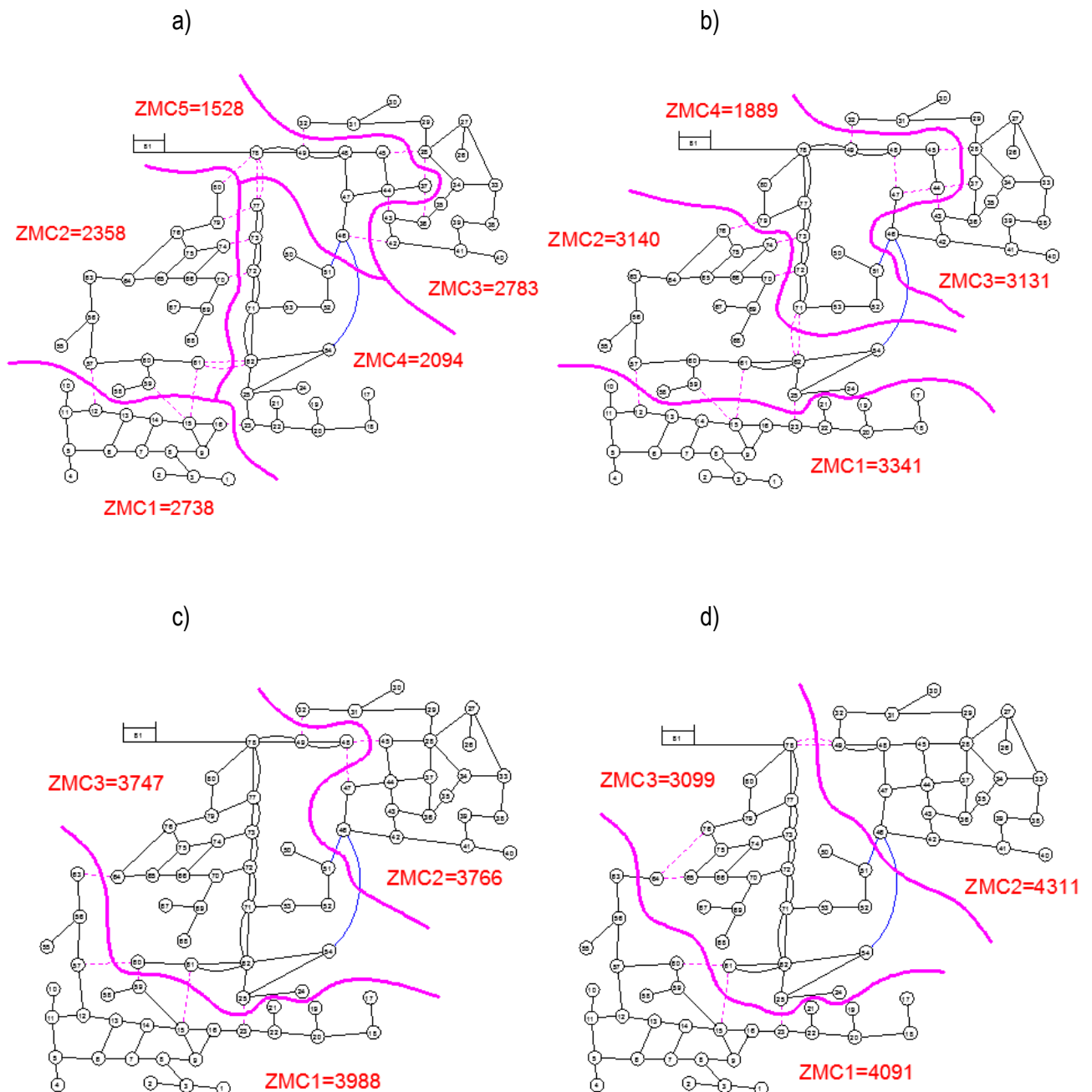


Figura 5.18 – Topologia da rede condicionada pelo número de ramais, desnível topográfico e restrições explícitas (estudo de caso V).

Considerando as várias opções de projecto para a sectorização da rede, posteriormente devem estudar-se as condições de fronteira das soluções com o número de ZMC inicialmente estabelecido, e, a partir daí, escolher a solução economicamente mais rentável. No presente estudo de caso foram analisadas as condições de fronteira para duas soluções, correspondentes a critérios de projecto distintos. A Solução 1 (Figura 5.16 - d) foi obtida considerando os troços 42 e 54 como restrições explícitas e admitindo um máximo de 4 500 ramais de ligação por ZMC (considerando uma tolerância de 500 ramais para ajuste das condições de fronteira). A Solução 2 (Figura 5.18 - d) baseia-se nos mesmos princípios da Solução 1, mas foi condicionada pelo menor desnível topográfico dentro de cada ZMC (adequado quando se pretende reduzir a pressão à entrada de cada ZMC). O Quadro 5.34 mostra, para as Soluções 1 e 2, as condições de fronteira, o número total de ramais de ligação e o comprimento da rede associado a cada ZMC.

Quadro 5.34 – Geometria ou limites entre ZMC (estudo de caso V).

Topologia da rede		Limites entre ZMC	Número de ramais de ligação	Comprimento da rede (km)
Solução 1	ZMC1	77/78 - 72 - 89	3 998	8,251
	ZMC2	4/5 - 42 - 54	4 311	6,608
	ZMC3	1 - 77/78 - 72 - 89 - 4/5 - 42 - 54	3 192	9,671
Solução 2	ZMC1	72 - 79 - 80 - 88	4 091	8,419
	ZMC2	4/5 - 42 - 54	4 311	6,608
	ZMC3	1 - 72 - 79 - 80 - 88 - 4/5 - 42 - 54	3 099	9,503

De seguida, será calculado o VAL do projecto de sectorização da rede para as Soluções 1 e 2, que por sua vez permitirá mostrar qual das duas soluções será economicamente mais rentável.

5.2.4.2. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão

1º Objectivo: Avaliar a influência da variação do consumo e da taxa de degradação da infra-estrutura no VAL do projecto de sectorização da rede, durante o horizonte de projecto (Solução 1).

É consensual que a degradação da infra-estrutura e a variação do consumo, ao longo do tempo, são dois factores determinantes no dimensionamento e reabilitação de infra-estruturas de abastecimento de água. Para compreender a influência destes factores, quatro cenários foram construídos para a Solução 1, usando apenas um ponto de entrada em cada ZMC e a pressão mínima de serviço observada no sistema (25,74 m c.a.). No cenário 1, o consumo e as condições da infra-estrutura não mudam durante o horizonte de projecto. No cenário 2, apenas o consumo per capita aumenta durante o horizonte de projecto. No cenário 3, apenas a degradação da infra-estrutura foi considerada durante o horizonte de projecto (acréscimo progressivo da rugosidade interior das condutas). Para terminar, no cenário 4, considerou-se, em simultâneo, a influência da degradação da infra-estrutura e a variação do consumo durante o horizonte de projecto (mais comum na prática). Os Quadros 5.35 e 5.36 mostram os resultados obtidos para cada um

dos cenários analisados e a Figura 5.19 mostra a topologia da rede para o cenário 4, durante o horizonte de projecto.

Quadro 5.35 – VAL da Solução 1 para os cenários 1 e 2 (estudo de caso V).

Solução 1 (período de investimento)	Cenário 1		Cenário 2	
	0-10	10-20	0-10	10-20
Reforço da rede ^{a)}	50 (90mm)		14 (110mm)	87 (140mm)
	79 (200mm)		50 (160mm)	
	80 (90mm)		79 (250mm)	
			80 (160mm)	
Estação de monitorização ^{b)}	1 (500mm)		1 (600mm)	
	4/5 (350mm)		4/5 (350mm)	
	77/78 (300mm)		77/78 (350mm)	
Custo de reforço (€)	-69 231	0	-99 970	-15 138
Custo de monitorização (€)	-76 143	0	-94 174	0
Benefício (€)	57 263	57 263	44 754	57 037
VAL (€)	-52 956		-123 667	
Pressão mínima (m c.a.)	26,26	26,26	26,23	26,19
Ponto crítico	79	79	79	79
Pressão máxima (m c.a.)	52,56	52,56	52,57	52,53
Ponto crítico	1	1	1	1

a) troço a reforçar (diâmetro); b) estação de monitorização (diâmetro de medidor de caudal).

Quadro 5.36 – VAL da Solução 1 para os cenários 3 e 4 (estudo de caso V).

Solução 1 (período de investimento)	Cenário 3		Cenário 4	
	0-10	10-20	0-10	10-20
Reforço da rede ^{a)}	50 (90mm)		14 (110mm)	87 (140mm)
	79 (200mm)		50 (160mm)	
	80 (90mm)		79 (250mm)	
			80 (160mm)	
Estação de monitorização ^{b)}	1 (500mm)		1 (600mm)	
	4/5 (350mm)		4/5 (350mm)	
	77/78 (300mm)		77/78 (350mm)	
Custo de reforço (€)	-69 231	0	-99 970	-15 138
Custo de monitorização (€)	-76 143	0	-94 174	0
Benefícios (€)	69 221	85 454	54 155	84 372
VAL (€)	-23 692		-97 485	
Pressão mínima (m c.a.)	26,23	26,19	26,19	26,09
Ponto crítico	79	79	79	79
Pressão máxima (m c.a.)	52,50	52,43	52,52	52,39
Ponto crítico	1	1	1	1

a) troço a reforçar (diâmetro); b) estação de monitorização (diâmetro de medidor de caudal).

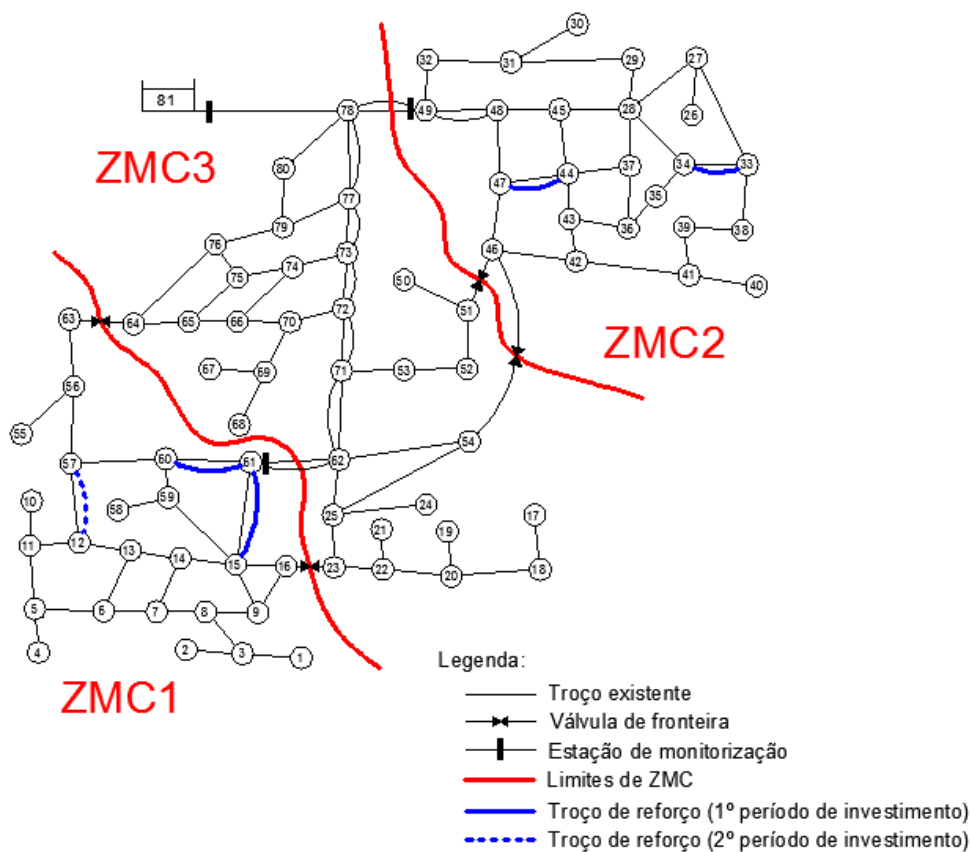


Figura 5.19 – Topologia da rede para a Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V).

No cenário 1, todo o investimento ocorre no início do horizonte de projecto devido à divisão da rede. Além disso, o benefício económico directo anual é o mesmo durante o horizonte de projecto, uma vez que as características físicas da rede não se alteram e o consumo permanece estável durante o horizonte de projecto. Para o cenário 2, o investimento exigido foi superior ao estabelecido no cenário 1, e deve-se ao aumento do consumo durante o horizonte de projecto. Neste contexto, o investimento no início do horizonte de projecto é quase suficiente para suprimir as necessidades durante o horizonte de projecto, sendo necessário apenas um ligeiro reforço da rede nos últimos anos. Nestas circunstâncias, o benefício na segunda metade do horizonte de projecto é superior ao verificado nos primeiros anos. Para o cenário 3, o investimento imposto é igual ao obtido no cenário 1, pelo que a taxa de degradação da infra-estrutura não foi relevante neste estudo de caso. Por outro lado, verifica-se que o benefício económico directo anual é superior ao obtido no cenário 1, o que se justifica pelo facto de a perda de carga ao longo da rede aumentar em consequência do aumento da rugosidade interior das condutas. No que se refere ao VAL do projecto, apesar de não ser economicamente rentável, corresponde à solução de custo mais reduzido. Relativamente ao cenário 4, resulta da combinação entre os cenários 2 e 3.

Depois da sectorização da rede (devido à redução do número de estações de monitorização do caudal, reforço/substituição da rede, aumento do consumo e degradação da infra-estrutura), a pressão mínima de serviço não é igual à anterior, e o ponto crítico (menor pressão) pode deslocar-se para outras zonas da rede. Por outro lado, a pressão máxima de serviço, durante o período de consumo mínimo nocturno, pode também mudar. No que se refere ao cenário 4 (mais comum na prática), a pressão mínima de serviço varia entre 26,19 m c.a. (nó 79, 1º período de investimento) e 26,09 (nó 79, 2º período de investimento), e a pressão máxima de serviço entre 52,52 m c.a. (nó 1, 1º período de investimento) e 52,39 (nó 1, 2º período de investimento). Analisando o comportamento hidráulico do sistema, antes e depois da sectorização da rede, a localização das estações de monitorização do caudal corresponde às condutas com maior caudal (troços 4/5) ou que permitem uma ligação mais central à ZMC, evitando o reforço excessivo da rede (troços 77/78). Neste contexto, o reforço da rede está relacionado com as imposições regulamentares, designadamente, com a máxima velocidade imposta na rede e com a mínima pressão requerida no ponto crítico, que dependem da localização das estações de monitorização.

Como exemplo, o Quadro 5.37 mostra as soluções a que correspondem o menor custo, o maior benefício e a análise custo/benefício, considerando apenas uma estação de monitorização do caudal à entrada de cada ZMC (cenário 4). Verifica-se que, neste caso, a solução da análise custo/benefício coincide com a solução de menor custo. O Quadro 5.38 mostra o desempenho do algoritmo de optimização proposto para a resolução do problema descrito através do cenário 4 – os parâmetros do algoritmo de optimização encontram-se descritos no Capítulo III. Neste caso, a solução inicial corresponde ao custo máximo, para o qual é calculado o respectivo VAL do projecto. Ainda a “temperaturas” elevadas será dada preferência à modificação da solução inicial, redução do número de pontos de entrada em cada ZMC (estações de monitorização) e intensificação do número de mudanças ao nível da localização de estações de monitorização. Ao longo da pesquisa, para cada solução, será calculado o VAL do projecto, que por sua vez será usado para direccionar a pesquisa para uma nova solução. À medida que o parâmetro “temperatura” baixa, o número de mudanças ao nível da localização de estações de monitorização será reduzido, e, no limite, a pesquisa fica restringida ao reforço/substituição da rede que permita reduzir o custo global dessa solução. Em simultâneo, será calculado o benefício devido à redução da pressão no sistema, devido à redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, reforço da rede, aumento do consumo e degradação da infra-estrutura.

Quadro 5.37 – Análise comparativa entre soluções óptimas (estudo de caso V).

Preferência	Custo global (€)	Benefício (€)	VAL do projecto (€)
Menor custo	-203 437	105 952	-97 485
Maior benefício	-213 549	107 041	-106 508
Análise custo/benefício	-203 437	105 952	-97 485

Quadro 5.38 – Desempenho do algoritmo de optimização para a Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V).

Nível	Temperatura	VAL médio	VAL óptimo	Geração de soluções candidatas (tempo de execução = 24h 46min)				
				Total	Mudança de diâmetro		Mudança de estação de monitorização	
					Aceite	Rejeitada	Aceite	Rejeitada
1	295 786 012	-659 463 891	-658 972 532	56	56	0	0	0
2	103 525 102	-343 790 675	-5 592 109	2 240	2 212	2	14	12
3	36 233 785	-6 434 097	-3 119 074	2 240	2 195	4	13	28
4	12 681 825	-8 355 970	-2 386 732	2 240	2 178	9	14	39
5	4 438 639	-6 575 258	-2 386 732	2 240	2 166	28	0	46
6	1 553 523	-3 029 692	-1 123 891	2 240	2 168	29	0	43
7	543 733	-1 998 856	-1 037 178	2 240	2 150	52	0	38
8	190 307	-1 120 423	-940 843	2 240	2 141	60	0	39
9	66 607	-953 275	-798 080	2 240	2 089	118	0	33
10	23 313	-780 202	-648 459	2 240	1 999	241	0	0
11	8 159	-544 712	-395 398	2 240	1 667	573	0	0
12	6 120	-340 766	-207 238	5 600	3 491	2 109	0	0
13	4 590	-280 831	-199 311	5 600	3 075	2 525	0	0
14	3 442	-244 553	-177 186	5 600	2 481	3 119	0	0
15	3 098	-217 027	-150 567	8 400	3 533	4 867	0	0
16	2 788	-208 745	-150 567	8 400	3 268	5 132	0	0
17	2 509	-181 032	-144 786	8 400	2 981	5 419	0	0
18	2 258	-171 603	-140 219	8 400	2 702	5 698	0	0
19	2 033	-167 624	-135 428	8 400	2 406	5 994	0	0
20	1 829	-155 457	-120 365	8 400	2 002	6 398	0	0
21	1 646	-141 967	-116 093	8 400	1 908	6 492	0	0
22	1 482	-133 812	-109 610	8 400	1 557	6 843	0	0
23	1 408	-129 365	-99 051	8 400	1 417	6 983	0	0
24	1 337	-123 961	-99 051	8 400	1 439	6 961	0	0
...
36	723	-104 460	-97 485	8 400	540	7 860	0	0
37	686	-104 832	-97 485	8 400	457	7 943	0	0
38	652	-103 073	-97 485	8 400	398	8 002	0	0

2º Objectivo: Influência do número de pontos de entrada em cada ZMC no VAL do projecto de sectorização da rede para as Soluções 1 e 2 (a gestão da pressão não foi considerada neste estudo).

Cada ZMC pode ser abastecida a partir de um ou múltiplos pontos de entrada, aos quais devem estar associadas estações de monitorização do caudal para gestão das perdas. Quando o número de pontos de entrada em cada ZMC é elevado, poderá deixar de ser economicamente viável a monitorização de todos esses pontos da rede. Por outro lado, o número de pontos de entrada, a partir do qual não há interesse económico em monitorizar, varia de sistema para sistema. Correntemente, um único ponto de entrada é preferível, dado que é mais fácil de implementar e melhor compreendido pelos operadores do sistema.

Além disso, verifica-se que a precisão da medição do caudal é reduzida quando o número de pontos de entrada em cada ZMC aumenta (menor caudal em cada ponto de entrada). O Quadro 5.39 mostra a influência do número de pontos de entrada no VAL do projecto para a Solução 1 e o Quadro 5.40 as condições de fronteira entre ZMC (cenário 4), usando três abordagens distintas:

- Análise do custo (a pesquisa é condicionada apenas pelo custo).
- Análise do custo+benefício (a pesquisa é condicionada apenas pelo custo, e, no final, é adicionado o benefício da solução óptima).
- Análise custo/benefício (a pesquisa é condicionada, simultaneamente, pelo custo e pelo benefício de cada solução gerada).

Quadro 5.39 – Influência do número de estações de monitorização no VAL da Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V).

Solução 1 (cenário 4) (período de investimento)		Custo de reforço (€)		Custo de estações de monitorização (€)		Benefício (€)		VAL do projecto (€)
		0-10	10-20	0-10	10-20	0-10	10-20	
I	Análise de custo	-106 299	0	-94 174	0	0	0	-200 473
	Análise de custo+benefício	-106 299	0	-94 174	0	29 649	50 471	-139 839
	Análise custo/benefício	-99 970	-15 138	-94 174	0	54 155	84 372	-97 485
II	Análise de custo	-4 463	-4 488	-92 156	0	0	0	-99 374
	Análise de custo+benefício	-4 463	-4 488	-92 156	0	13 817	21 250	-72 511
	Análise custo/benefício	-4 463	-4 488	-92 156	0	13 817	21 250	-72 511
III	Análise de custo	0	0	-96 713	0	0	0	-96 713
	Análise de custo+benefício	0	0	-96 713	0	7 791	13 203	-80 817
	Análise custo/benefício	0	0	-96 713	0	7 791	13 203	-80 817
IV	Análise de custo	0	0	-100 696	0	0	0	-100 696
	Análise de custo+benefício	0	0	-100 696	0	6 904	11 685	-86 619
	Análise custo/benefício	0	0	-100 696	0	6 904	11 685	-86 619
V	Análise de custo	0	0	-104 915	0	0	0	-104 915
	Análise de custo+benefício	0	0	-104 915	0	0	0	-104 915
	Análise custo/benefício	0	0	-104 915	0	0	0	-104 915

I – 3 pontos de entrada; II – 4 pontos de entrada; III – 5 pontos de entrada; IV – 6 pontos de entrada; V – 7 pontos de entrada

Quadro 5.40 – Condições de fronteira entre ZMC para a Solução 1 e cenário 4 (estudo de caso V).

Solução 1 (cenário 4) (período de investimento)		Limites entre ZMC	Pontos de entrada	Válvulas de fronteira
		0-20	0-20	0-20
I	Análise de custo	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78	89 - 54 - 42 - 72
	Análise custo/benefício	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78	89 - 54 - 42 - 72
II	Análise de custo	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89	54 - 42 - 72
	Análise custo/benefício	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89	54 - 42 - 72
III	Análise de custo	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54	42 - 72
	Análise custo/benefício	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54	42 - 72
IV	Análise de custo	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42	72
	Análise custo/benefício	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42	72
V	Análise de custo	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	
	Análise custo/benefício	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	

I – 3 pontos de entrada; II – 4 pontos de entrada; III – 5 pontos de entrada; IV – 6 pontos de entrada; V – 7 pontos de entrada

Como previsto, o Quadro 5.39 evidencia que o VAL do projecto varia com o número de pontos de entrada, que por sua vez está relacionado com o custo de estações de monitorização e reforço da rede. Neste estudo de caso, os benefícios provêm da redução média da pressão no sistema, causada pela redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, degradação das infra-estruturas e/ou reforço da rede. É possível verificar que um pequeno reforço na rede, para ajustar a máxima velocidade ao longo da rede e a pressão no ponto crítico, pode aumentar o benefício global, e, em certos casos, pode ser suficiente para viabilizar o projecto de sectorização da rede (ver Quadros 5.39 e 5.43). Por outro lado, quando o número de pontos de entrada aumenta, o custo global de estações de monitorização também aumenta e o reforço da rede baixa (o comportamento hidráulico do sistema vai-se aproximando do original). No estudo efectuado para a Solução 1, a análise custo/benefício II conduz à solução de menor custo para a divisão da rede de distribuição de água em ZMC (4 pontos de entrada em vez de 3, ou seja, um ponto de entrada acima do mínimo exigido para manter a continuidade da rede). Para os exemplos de I a V, a pressão mínima de serviço varia entre 26,18 m c.a. (nó 79, 1º período de investimento) e 25,74 m c.a. (nó 52, 2º período de investimento) – ligeiramente acima da pressão mínima de serviço observada no sistema (25,74 m c.a.). A pressão máxima de serviço é aproximadamente constante durante o horizonte de projecto e varia entre 52,39 e 52,63 m c.a. (nó 1) – inferior ao valor da pressão máxima de serviço observada no sistema (52,69 m c.a.) e da pressão máxima imposta pela legislação Portuguesa (60,0 m c.a.).

O mesmo estudo poderá ser feito em relação à Solução 2. Nos Quadros 5.41 e 5.42 é possível comparar o VAL do projecto de sectorização da rede para as Soluções 1 e 2, no que se refere à análise custo/benefício em função do número de pontos de entrada (cenário 4).

Quadro 5.41 – Comparação entre o VAL das Soluções 1 e 2, para o cenário 4, em função do número de estações de monitorização do caudal (estudo de caso V).

Cenário 4 (período de investimento)		Reforço (€)		Pontos de entrada (€)		Benefícios (€)		VAL do projecto (€)	
		0-10	10-20	0-10	10-20	0-10	10-20		
I	Solução 1	Análise custo/benefício	-99 970	-15 138	-94 174	0	54 155	84 372	-97 485
	Solução 2	Análise custo/benefício	-24 928	-19 482	-94 174	-7 307	73 877	114 735	8 765
II	Solução 1	Análise custo/benefício	-4 463	-4 488	-92 156	0	13 817	21 250	-72 511
	Solução 2	Análise custo/benefício	-9 018	-4 057	-98 731	0	53 418	89 477	-1 891
III	Solução 1	Análise custo/benefício	0	0	-96 713	0	7 791	13 203	-80 817
	Solução 2	Análise custo/benefício	-4 555	0	-103 289	0	47 244	80 440	-11 217
IV	Solução 1	Análise custo/benefício	0	0	-100 696	0	6 904	11 685	-86 619
	Solução 2	Análise custo/benefício	-2 028	-2 527	-107 272	0	46 743	78 851	-15 702
V	Solução 1	Análise custo/benefício	0	0	-104 915	0	0	0	-104 915
	Solução 2	Análise custo/benefício	-2 028	0	-107 301	-5 588	21 265	36 241	-69 246
VI	Solução 1	Análise custo/benefício							
	Solução 2	Análise custo/benefício	0	0	-112 918	0	0	0	-112 918

I – 3 pontos de entrada; II – 4 pontos de entrada; III – 5 pontos de entrada; IV – 6 pontos de entrada; V – 7 pontos de entrada; VI – 8 pontos de entrada

Quadro 5.42 – Comparação entre as condições de fronteira das Soluções 1 e 2 para o cenário 4 (estudo de caso V).

Cenário 4		Limites entre ZMC	Pontos de entrada	Válvulas de fronteira
		0-20	0-20	0-20
I	Solução 1	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78	89 - 54 - 42 - 72
	Solução 2	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	1 - 4/5 - 88	72 - 54 - 42 - 79 - 80
II	Solução 1	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89	54 - 42 - 72
	Solução 2	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	1 - 4/5 - 88 - 72	54 - 42 - 79 - 80
III	Solução 1	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54	42 - 72
	Solução 2	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54	42 - 79 - 80
IV	Solução 1	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42	72
	Solução 2	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42	79 - 80
V	Solução 1	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	1 - 4/5 - 77/78 - 89 - 54 - 42 - 72	
	Solução 2	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79	80
VI	Solução 1			
	Solução 2	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	1 - 4/5 - 88 - 72 - 54 - 42 - 79 - 80	

I – 3 pontos de entrada; II – 4 pontos de entrada; III – 5 pontos de entrada; IV – 6 pontos de entrada; V – 7 pontos de entrada; VI – 8 pontos de entrada

Verifica-se que existe apenas uma solução cujo VAL do projecto demonstra a viabilidade e sustentabilidade económica para a sectorização da rede: Solução 2, à qual corresponde um único ponto de entrada em cada ZMC (VAL = 8 765 €), ver Figura 5.20. Além disso, ao analisar o comportamento hidráulico do sistema, antes e depois da sectorização da rede, verifica-se que a localização das estações de monitorização do caudal corresponde às condutas com maior caudal (troços 4/5 e 88). Os resultados demonstram, ainda, que a localização das estações de monitorização do caudal terá influência ao nível do caudal à entrada do sistema (redução do caudal dependente da pressão) e na distribuição das pressões ao longo da rede, o que explica a diferença em termos de reforço da rede entre a Solução 1 (ver Figura 5.19) e a Solução 2 (ver Figura 5.20).

Outra conclusão que se poderá retirar deste estudo é o facto de o VAL do projecto de sectorização da rede para a Solução 2 ser sempre melhor do que o valor obtido para a Solução 1, tendo como referência o mesmo número de pontos de entrada (estações de monitorização de caudal).

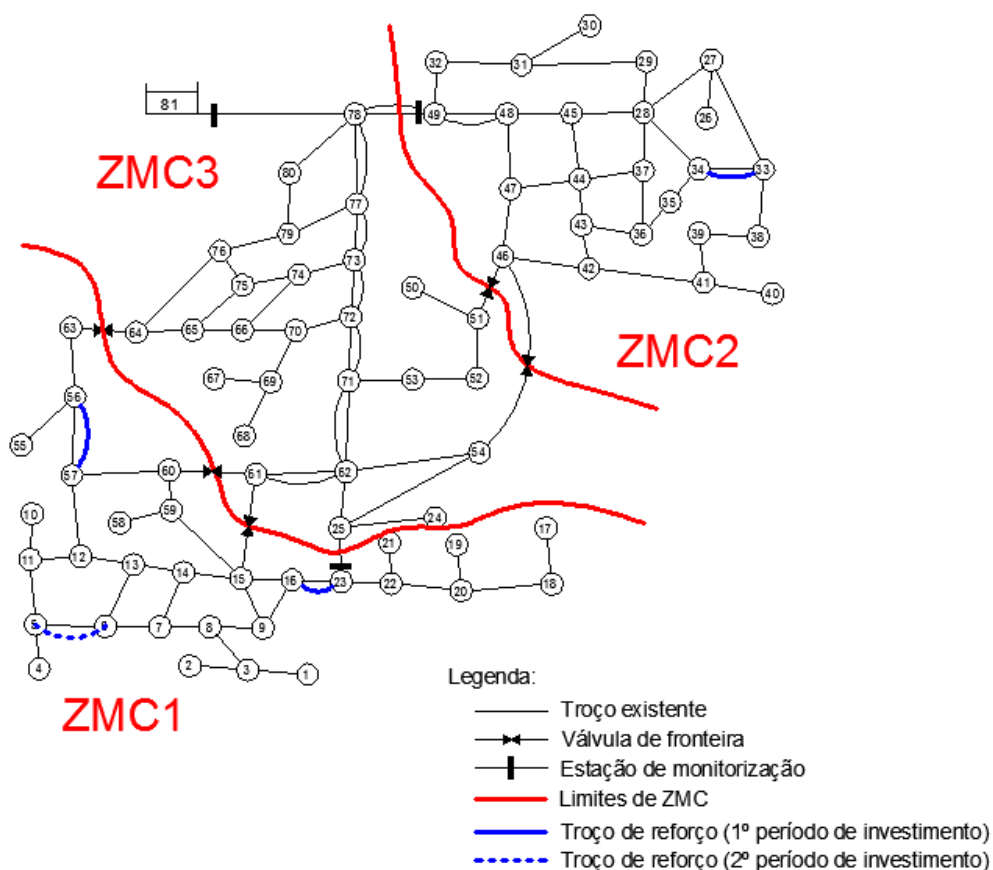


Figura 5.20 – Topologia da rede para a Solução 2 - I e cenário 4 (estudo de caso V).

3º Objectivo: Para a melhor solução encontrada, é estudada a necessidade de reforço da capacidade de transporte da rede devido à sectorização, e, ainda, a gestão da pressão usando o tipo de VRP mais adequado à entrada de cada ZMC (procedimento idêntico ao adoptado para outros estudos de caso já referidos):

- VRP de pressão fixa à saída: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 10$ m c.a.
- VRP modulada por tempo: 10 m c.a. $< \Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 20$ m c.a.
- VRP modulada por pressão no ponto crítico: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} > 20$ m c.a.

Verificando que a Solução 2, com um único ponto de entrada em cada ZMC, é a mais adequada para a sectorização da rede e gestão da pressão, os Quadros 5.43 e 5.44 mostram os resultados para essa opção – tendo como referência o ajuste mínimo da cota piezométrica para qualquer tipo de VRP ($\Delta H_{VRP}=3,0$ m c.a.) e a pressão mínima de serviço para fazer face ao consumo durante o horizonte de projecto (18,37 m c.a.).

As condições de funcionamento para as VRP durante o horizonte de projecto estão indicadas no Quadro 5.45, e a topologia da rede na Figura 5.21.

Quadro 5.43 – VAL da Solução 2: I e cenário 4 (estudo de caso V).

3 Pontos de entrada (cenário 4)			Análise custo/benefício		Análise custo/benefício com VRP activa	
			Solução 1	Solução 2	Solução 1	Solução 2
Redução média diária* (%)	VP + VF	0-10	0,26	0,36	5,66	7,09
	VF		0,01	0,02	0,35	0,46
	VP		0,20	0,27	4,44	5,62
	VP + VF	10-20	0,36	0,50	5,81	7,00
	VF		0,01	0,02	0,31	0,40
	VP		0,28	0,38	4,59	5,58
Reforço da rede (€)		0-10	-99 970	-24 928	-92 428	-356 451
		10-20	-15 138	-19 482	-13 920	0
Custo de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão (€)		0-10	-94 174	-94 174	-117 528	-127 542
		10-20	0	-7 307	-18 007	-30 714
Benefícios (€)		0-10	54 155	73 877	1 149 350	1 431 348
		10-20	84 372	114 735	1 323 484	1 587 307
VAL do projecto (€)		0-20	-97 485	8 765	1 732 299	1 902 968

* Valores previstos para o final de cada período de investimento.

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

Quadro 5.44 – Descrição das zonas hidráulicas da rede para a Solução 2: I e cenário 4 (estudo de caso V).

Análise custo/benefício com VRP activa (período de investimento)		ZMC1		ZMC2		ZMC3	
		0-10	10-20	0-10	10-20	0-10	10-20
Solução 2: I (cenário 4)	Ponto entrada	88 (EM + VRP)		4/5 (EM + VRP)		1 (EM + VRP)	
	Ponto saída					4/5 (EM + VRP) - 88 (EM + VRP)	
	Válvula de fronteira	72 - 79 - 80		42 - 54		42 - 54 - 72 - 79 - 80	
Apenas um ponto de entrada em cada ZMC	Caudal máximo* (l/s)	115,112	128,348	104,631	116,164	275,194	306,147
	Caudal mínimo* (l/s)	13,784	15,369	13,623	15,053	34,837	38,657
	Pressão mínima* (m c.a.)	18,372 (nó 60)	18,373 (nó 60)	18,370 (nó 49)	18,370 (nó 49)	18,380 (nó 79)	18,370 (nó 79)
	Pressão máxima* (m c.a.)	36,410 (nó 1)	36,743 (nó 1)	33,016 (nó 26)	32,990 (nó 26)	29,958 (nó 24)	29,990 (nó 24)

* Valores previstos para o final de cada período de investimento.

EM: estação de monitorização do caudal; VRP: válvula redutora de pressão fixa à saída.

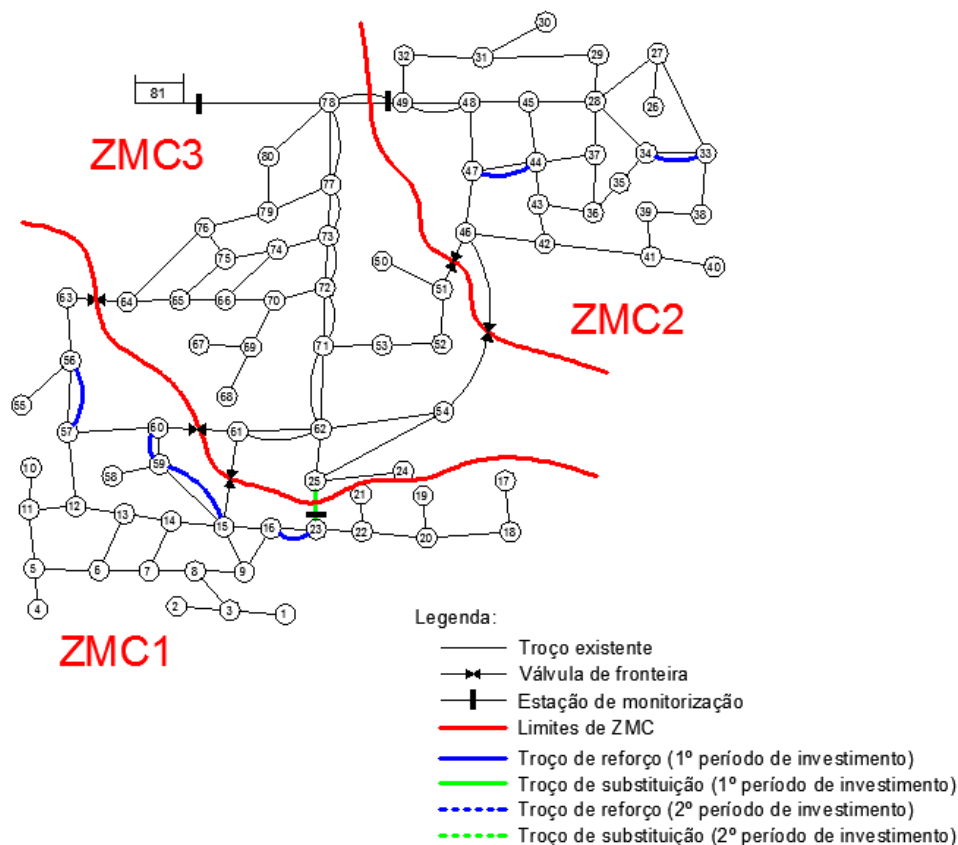


Figura 5.21 – Topologia da rede para a Solução 2 (c/vrp): I e cenário 4 (estudo de caso V).

Quadro 5.45 – Condições de funcionamento das VRP para a Solução 2: I e cenário 4 (estudo de caso V).

Solução 2: I (cenário 4)												
Hora	1º Período de investimento (0-10)						2º Período de investimento (10-20)					
	VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída		VRP de pressão fixa à saída	
	ZMC1		ZMC2		ZMC3		ZMC1		ZMC2		ZMC3	
	VRP (troço 88)		VRP (troço 4/5)		VRP (troço 1)		VRP (troço 88)		VRP (troço 4/5)		VRP (troço 1)	
	Cota jusante	ΔH_{VRP}	Cota jusante	ΔH_{VRP}	Cota jusante	ΔH_{VRP}	Cota jusante	ΔH_{VRP}	Cota jusante	ΔH_{VRP}	Cota jusante	ΔH_{VRP}
(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	(m c.a.)	
1	533,660	8,422	538,870	3,236	542,110	7,889	534,020	8,106	538,870	3,292	542,170	7,831
2	533,660	8,422	538,870	3,236	542,110	7,889	534,020	8,106	538,870	3,292	542,170	7,831
3	533,660	8,422	538,870	3,236	542,110	7,889	534,020	8,106	538,870	3,292	542,170	7,831
4	533,660	8,422	538,870	3,236	542,110	7,889	534,020	8,106	538,870	3,292	542,170	7,831
5	533,660	8,422	538,870	3,236	542,110	7,889	534,020	8,106	538,870	3,292	542,170	7,831
6	533,660	8,422	538,870	3,236	542,110	7,889	534,020	8,106	538,870	3,292	542,170	7,831
7	533,660	7,604	538,870	3,131	542,110	7,847	534,020	6,863	538,870	3,133	542,170	7,767
8	533,660	7,604	538,870	3,131	542,110	7,847	534,020	6,863	538,870	3,133	542,170	7,767
9	533,660	7,430	538,870	3,109	542,110	7,838	534,020	6,598	538,870	3,100	542,170	7,753
10	533,660	7,430	538,870	3,109	542,110	7,838	534,020	6,598	538,870	3,100	542,170	7,753
11	533,660	7,240	538,870	3,085	542,110	7,828	534,020	6,309	538,870	3,064	542,170	7,738
12	533,660	7,240	538,870	3,085	542,110	7,828	534,020	6,309	538,870	3,064	542,170	7,738
13	533,660	7,604	538,870	3,131	542,110	7,847	534,020	6,863	538,870	3,133	542,170	7,767
14	533,660	7,604	538,870	3,131	542,110	7,847	534,020	6,863	538,870	3,133	542,170	7,767
15	533,660	7,837	538,870	3,161	542,110	7,859	534,020	7,217	538,870	3,178	542,170	7,785
16	533,660	7,837	538,870	3,161	542,110	7,859	534,020	7,217	538,870	3,178	542,170	7,785
17	533,660	7,837	538,870	3,161	542,110	7,859	534,020	7,217	538,870	3,178	542,170	7,785
18	533,660	7,837	538,870	3,161	542,110	7,859	534,020	7,217	538,870	3,178	542,170	7,785
19	533,660	7,430	538,870	3,109	542,110	7,838	534,020	6,598	538,870	3,100	542,170	7,753
20	533,660	7,430	538,870	3,109	542,110	7,838	534,020	6,598	538,870	3,100	542,170	7,753
21	533,660	7,430	538,870	3,109	542,110	7,838	534,020	6,598	538,870	3,100	542,170	7,753
22	533,660	7,972	538,870	3,178	542,110	7,866	534,020	7,423	538,870	3,204	542,170	7,796
23	533,660	8,241	538,870	3,212	542,110	7,880	534,020	7,831	538,870	3,256	542,170	7,817
24	533,660	8,403	538,870	3,233	542,110	7,888	534,020	8,077	538,870	3,288	542,170	7,829
$\Delta\Delta H_{VRP} (ZMC) =$	1,182		0,151		0,061		1,797		0,228		0,093	

ΔH_{VRP} : ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

$\Delta\Delta H_{VRP} (ZMC)$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

De acordo com a metodologia proposta e descrita no capítulo IV, enquanto a localização de estações de monitorização do caudal será efectuada à entrada de cada ZMC (independentemente do sentido do escoamento), a disposição e posterior ajuste das condições de funcionamento das VRP baseiam-se em dois critérios. O primeiro estabelece que a localização de VRP só deverá ocorrer à entrada de ZMC onde o sentido do escoamento permaneça fixo durante o horizonte de projecto, ou seja, caso o sentido do escoamento se inverta durante o horizonte de projecto em pelo menos uma conduta entre duas ZMC

adjacentes, nessa zona da rede não será colocada nenhuma VRP e ambas as ZMC farão parte da mesma zona de pressão – esta situação poderá ocorrer quando o número de pontos de entrada for superior ao mínimo requerido para manter a continuidade da rede. O segundo critério determina que o ajuste das condições de funcionamento de qualquer tipo de VRP (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico) deve ser efectuado de acordo com o potencial de redução da pressão a jusante, começando nas ZMC de jusante para montante. O Quadro 5.45 mostra, para o presente estudo de caso (Solução 2: I), apenas um tipo de VRP (VRP de pressão fixa à saída), devendo este tipo de VRP ser usado durante o horizonte de projecto, uma vez que a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP entre o período nocturno e diurno é inferior a 10 m c.a. (procedimento idêntico ao adoptado para outros estudos de caso já referidos). A disposição das VRP ao longo da rede, e durante o horizonte de projecto, permite criar três zonas de pressão, cada uma correspondente a uma ZMC. Neste caso, a ZMC1 e ZMC2 estão ligadas à ZMC3, e a ZMC3 inclui o reservatório de distribuição de água que abastece directamente esse sector da rede.

5.2.5. Estudo de caso VI

Tendo por base a legislação Portuguesa, pretende-se estudar a viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização da rede de distribuição de água esquematizada na Figura 5.22, assim como a possibilidade de se criarem zonas com pressões distintas, mediante a localização e ajuste das condições de funcionamento de diferentes tipos de VRP. A rede tem 95,3 km de comprimento e é abastecida graviticamente a partir de dois reservatórios de grande dimensão, cuja superfície livre da água está à cota 1 057 m (Res.86) e 1 055 m (Res.87). O desnível topográfico varia entre 983,5 m (nó 51) e 1 017,0 m (nó 14) e o caudal médio diário à entrada do sistema é de 100 m³/h (200 l/habitante/dia). O padrão de consumo diário durante o horizonte de projecto é igual ao usado no estudo de caso IV. No início do horizonte de projecto, a percentagem de perdas de água é de 41,48% e as pressões mínima e máxima de serviço são, respectivamente, 39,98 m c.a. (nó 14) e 71,36 m c.a. (nó 51)⁴. No entanto, a pressão mínima requerida para fazer face ao consumo durante o horizonte de projecto é de 18,37 m c.a. Os Quadros 5.46 e 5.47 mostram, para o início do horizonte de projecto, as características físicas da rede (troços e nós), o caudal médio diário anual atribuído a cada nó da rede, e, ainda, o número de habitantes e ramais de ligação estimados para cada nó da rede.

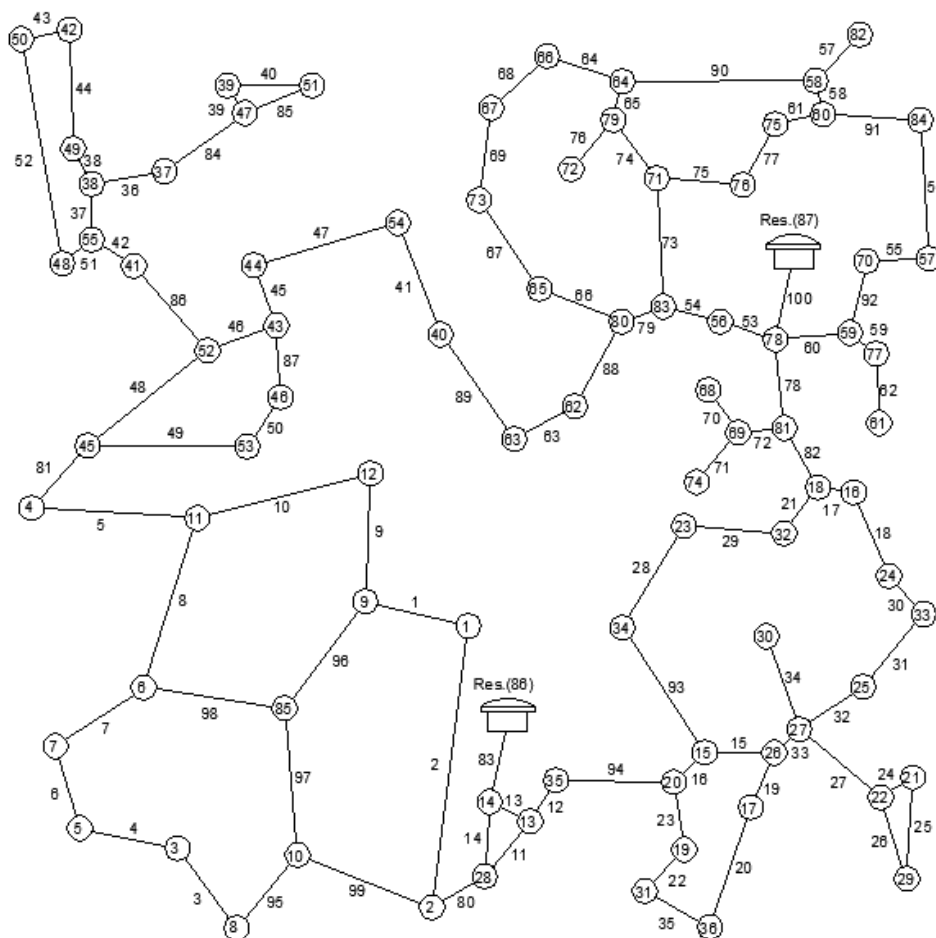


Figura 5.22 – Representação esquemática da rede (estudo de caso VI).

⁴ Pressão máxima pontual na rede relacionada com o desnível topográfico.

Quadro 5.46 – Características dos troços na rede (estudo de caso VI).

ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	HW	ID Troço	Nó inicial	Nó final	L (m)	Di (mm)	HW
1	1	9	1 134	188,2	140	51	48	55	387	84,6	140
2	1	2	3 081	188,2	140	52	48	50	2 455	84,6	140
3	3	8	1 069	103,6	140	53	56	78	637	235,4	140
4	3	5	1 090	84,6	140	54	56	83	616	235,4	140
5	4	11	1 786	235,4	140	55	57	70	670	84,6	140
6	5	7	906	84,6	140	56	57	84	1 493	84,6	140
7	6	7	1 159	84,6	140	57	58	82	719	84,6	140
8	6	11	1 923	235,4	140	58	58	60	345	84,6	140
9	9	12	1 392	150,6	140	59	59	77	368	84,6	140
10	11	12	1 946	150,6	140	60	59	78	817	103,6	140
11	13	28	750	103,6	140	61	60	75	537	84,6	140
12	13	35	528	296,6	140	62	61	77	750	84,6	140
13	13	14	459	296,6	140	63	62	63	736	131,8	140
14	14	28	798	296,6	140	64	64	66	845	84,6	140
15	15	26	757	150,6	140	65	64	79	423	84,6	140
16	15	20	454	188,2	140	66	65	80	950	84,6	140
17	16	18	409	103,6	140	67	65	73	1 162	84,6	140
18	16	24	976	103,6	140	68	66	67	819	84,6	140
19	17	26	641	84,6	140	69	67	73	1 010	84,6	140
20	17	36	1 383	84,6	140	70	68	69	574	84,6	140
21	18	32	616	103,6	140	71	69	74	710	84,6	140
22	19	31	617	84,6	140	72	69	81	497	84,6	140
23	19	20	742	84,6	140	73	71	83	1 372	131,8	140
24	21	22	388	84,6	140	74	71	79	810	103,6	140
25	21	29	1 098	84,6	140	75	71	76	913	84,6	140
26	22	29	938	84,6	140	76	72	79	702	84,6	140
27	22	27	1 141	117,6	140	77	75	76	749	84,6	140
28	23	34	1 277	117,6	140	78	78	81	958	131,8	140
29	23	32	1 063	103,6	140	79	80	83	504	188,2	140
30	24	33	547	103,6	140	80	2	28	681	296,6	140
31	25	33	1 022	117,6	140	81	45	4	882	235,4	140
32	25	27	816	117,6	140	82	81	18	735	117,6	140
33	26	27	394	150,6	140	83	Res.(86)	14	33	376,6	140
34	27	30	1 056	84,6	140	84	37	47	1 058	103,6	140
35	31	36	806	84,6	140	85	47	51	807	84,6	140
36	37	38	800	117,6	140	86	41	52	1 230	188,2	140
37	38	55	615	131,8	140	87	43	46	781	84,6	140
38	38	49	426	84,6	140	88	80	62	1 038	150,6	140
39	39	47	357	84,6	140	89	40	63	1 393	131,8	140
40	39	51	915	84,6	140	90	58	64	2 097	84,6	140
41	40	54	1 286	131,8	140	91	60	84	1 049	84,6	140
42	41	55	529	188,2	140	92	70	59	789	103,6	140
43	42	50	516	84,6	140	93	34	15	1 617	117,6	140
44	42	49	1 284	84,6	140	94	35	20	1 281	296,6	140
45	43	44	690	117,6	140	95	10	8	1 034	103,6	140
46	43	52	773	103,6	140	96	9	85	1 448	84,6	140
47	44	54	1 615	131,8	140	97	85	10	1 594	235,4	140
48	45	52	1 689	188,2	140	98	85	6	1 528	235,4	140
49	45	53	1 744	103,6	140	99	10	2	1 566	296,6	140
50	46	53	630	84,6	140	100	Res.(87)	78	100	296,6	140

L: comprimento do troço; Di: diâmetro interior; HW: coeficiente de Hazen-Williams

Quadro 5.47 – Características dos nós na rede (estudo de caso VI).

ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais	ID Nó	Cota (m)	Q _{médio} (l/s)	Habitantes	Ramais
1	1 000,0	0,614	265	133	45	991,0	0,629	272	136
2	1 001,0	0,777	336	168	46	995,0	0,206	89	44
3	1 004,0	0,314	136	68	47	993,0	0,324	140	70
4	997,0	0,389	168	84	48	985,0	0,414	179	90
5	1 004,0	0,291	126	63	49	993,0	0,250	108	54
6	1 006,0	0,672	290	145	50	989,0	0,433	187	93
7	1 004,0	0,301	130	65	51	983,5	0,251	109	54
8	1 004,0	0,306	132	66	52	993,0	0,538	234	116
9	1 004,0	0,579	250	125	53	993,0	0,346	149	75
10	1 006,0	0,611	264	132	54	985,0	0,422	183	92
11	999,0	0,824	356	178	55	989,0	0,223	96	48
12	1 003,0	0,486	210	105	56	1 004,0	0,182	79	39
13	1 015,0	0,253	109	55	57	997,0	0,315	136	68
14	1 017,0	0,188	81	41	58	997,0	0,461	199	100
15	1 004,0	0,412	178	89	59	994,0	0,288	124	62
16	1 005,0	0,202	88	45	60	995,0	0,282	122	61
17	998,0	0,295	128	64	61	989,0	0,110	47	24
18	999,0	0,257	111	55	62	985,0	0,258	112	56
19	1 010,0	0,198	86	43	63	985,0	0,310	134	67
20	1 006,0	0,361	156	78	64	1 004,0	0,490	212	106
21	1 001,0	0,217	94	47	65	999,0	0,308	133	67
22	1 003,0	0,360	156	78	66	1 000,0	0,242	105	52
23	1 000,0	0,341	147	74	67	1 000,0	0,266	115	58
24	1 005,0	0,222	96	48	68	999,0	0,084	36	18
25	1 004,0	0,268	116	58	69	997,0	0,259	112	56
26	1 001,0	0,262	113	57	70	999,0	0,213	92	46
27	1 004,0	0,497	215	107	71	998,0	0,451	195	97
28	1 014,0	0,325	140	70	72	998,0	0,102	44	22
29	998,0	0,297	128	64	73	999,0	0,317	137	68
30	1 001,0	0,154	66	33	74	987,0	0,103	45	23
31	1 013,0	0,207	90	45	75	997,0	0,187	81	40
32	997,0	0,245	106	53	76	1 000,0	0,242	105	52
33	1 001,0	0,229	99	49	77	992,0	0,163	72	35
34	1 003,0	0,422	182	91	78	1 002,0	0,366	158	79
35	1 010,0	0,264	114	57	79	1 002,0	0,282	122	61
36	1 012,0	0,319	138	69	80	1 001,0	0,363	157	78
37	990,0	0,271	117	59	81	1 001,0	0,319	138	69
38	990,0	0,269	116	58	82	997,0	0,105	45	23
39	989,0	0,186	80	40	83	1 000,0	0,363	157	78
40	985,0	0,390	169	84	84	1 002,0	0,370	160	80
41	993,0	0,256	111	55	85	1 005,0	0,666	288	144
42	991,0	0,262	113	57	Res.(86)	1 057,0	0,000	0	0
43	993,0	0,327	141	71	Res.(87)	1 055,0	0,000	0	0
44	988,0	0,336	145	73			Σ =	12 000	6 000

5.2.5.1. Dimensão recomendada para zonas de medição e controlo

A experiência tem demonstrado que em áreas urbanas a dimensão média para as ZMC deve estar compreendida entre 500 e 3 000 ramais, podendo vir a ser reduzida para valores da ordem dos 500 a 1 000 ramais em sistemas mais antigos. Em alternativa, em zonas com baixa densidade de ramais, pode optar-se por definir as ZMC com base na extensão da rede, pelo facto de o custo de localização de fugas estar mais relacionado com o comprimento da rede do que propriamente com o número de ramais. Neste contexto, os valores recomendados variam entre 5 a 10 km, podendo vir a ser adoptados valores superiores em sistemas de maior dimensão.

Para o estudo de caso apresentado, verifica-se que a densidade de ramais ao longo da rede é reduzida, pelo que foi considerado o comprimento de rede para definir a geometria ou limites entre ZMC. Por outro lado, como se pretende criar zonas de pressão distintas, a definição de cada ZMC foi condicionada de forma a garantir o menor desnível topográfico dentro de cada ZMC (adequado quando se pretende reduzir a pressão à entrada de cada subsistema). Para cada ZMC, a dimensão máxima recomendada foi estimada em 25 km (considerando uma tolerância de 5 km para agrupamento de ZMC vizinhas e ajuste das condições de fronteira)⁵, prevendo-se no total a criação de 4 ZMC. A Figura 5.23 e o Quadro 5.48 mostram as condições de fronteira entre ZMC, considerando as condições de funcionamento do sistema previsto para metade o horizonte de projecto – 10 anos (procedimento idêntico ao adoptado para outros estudos de caso já referidos). O número de ramais em cada ZMC está relacionado com a área de influência de cada nó.

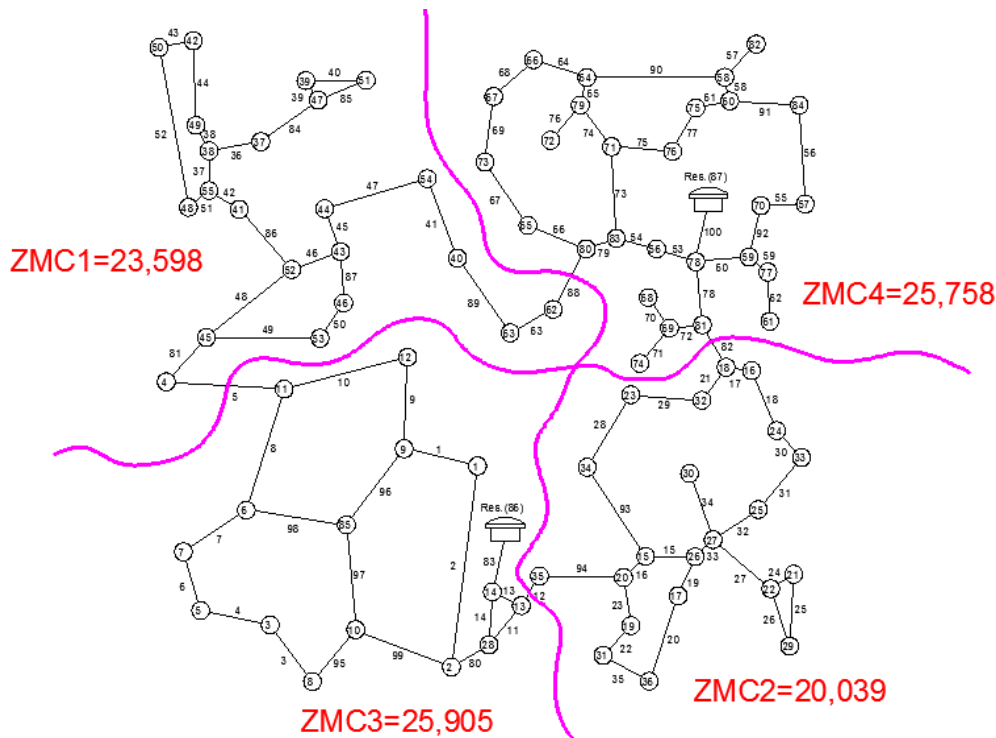


Figura 5.23 – Topologia da rede condicionada pelo comprimento de rede e desnível topográfico (estudo de caso VI).

⁵ A dimensão máxima recomendada para cada ZMC, está relacionada com o número de ZMC que se pretende criar.

Quadro 5.48 – Geometria ou limites entre ZMC (estudo de caso VI).

Topologia da rede	Limites entre ZMC	Número de ramais de ligação	Comprimento da rede (km)
ZMC1	5 - 88	1 576	23,598
ZMC2	12 - 82	1 304	20,039
ZMC3	5 - 12 - 83	1 558	25,905
ZMC4	82 - 88 - 100	1 562	25,758

5.2.5.2. Análise das condições de fronteira entre ZMC e gestão da pressão

1º Objectivo: Nos estudos de caso apresentados anteriormente foi considerado que se conhecia a variação do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas durante o horizonte de projecto, o que na realidade nem sempre é fácil de estimar. Por outro lado, uma inadequada estimativa destes parâmetros poderá pôr em causa a qualidade do serviço prestado, assim como os resultados esperados a médio e longo prazo. Nesta secção é avaliada apenas a influência da variação do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas no VAL do projecto de sectorização de redes de distribuição de água, usando a topologia da rede definida na Figura 5.23 (para se perceber melhor a influência destes parâmetros, a gestão da pressão à entrada de cada ZMC não foi considerada).

De um modo geral, o planeamento e o projecto de redes de distribuição de água são definidos considerando um acréscimo do consumo global durante o horizonte de projecto. No entanto, existem situações em que esse procedimento pode não corresponder à realidade, quer devido a falhas na estimativa da evolução da população, quer relacionado com o uso eficiente da água, ou, ainda, a implementação de estratégias para redução das perdas. Além disso, há ainda que considerar a degradação das infra-estruturas ao longo do tempo, sendo que muitas vezes se desconhece o seu real valor. Neste contexto, é prática comum recorrer a procedimentos empíricos para avaliação do consumo e/ou a ensaios de campo para estimar a taxa de degradação das infra-estruturas ao longo do tempo. Tendo como referência a avaliação do consumo e a taxa de degradação das infra-estruturas usados nos estudos de caso anteriores (ver secção 5.2.1), outros cenários são aqui ponderados, resultando num total de 15 combinações distintas: variação do consumo anual [-2,5%; -1,25%; 0%; **1,25%**; 2,5%] e taxa de degradação das infra-estruturas anual [0%; **1%**; 2%].

Primeiro, será avaliada a capacidade de transporte da rede durante o horizonte de projecto (ver Quadro 5.49). Admitindo a topologia original da rede e as condições de fronteira entre ZMC definidas na Figura 5.23, o Quadro 5.49 mostra o VAL do projecto para cada um dos cenários considerados (todos os pontos de entrada em cada ZMC correspondem a estações de monitorização do caudal). Para os cenários 1 a 13, o VAL do projecto está relacionado apenas com o custo de estações de monitorização do caudal (se bem que para os cenários 10, 11 e 12 os caudalímetros terão de ser substituídos, por outros de maior capacidade, no final do horizonte de projecto). Da mesma forma, verifica-se que a rede original não terá

capacidade suficiente para satisfazer o acréscimo de consumo e da taxa de degradação da infra-estrutura previstas nos cenários 14 e 15, sendo necessário nestes casos reforçar a rede (como o reforço requerido para limitar a velocidade máxima na rede e garantir a pressão mínima de serviço no ponto crítico é superior ao benefício auferido devido ao aumento da perda de carga ao longo da rede, o benefício económico directo é negativo, implicando um custo para a Entidade Gestora). Para o cenário 14, o reforço da rede deve-se à imposição regulamentar da velocidade máxima em cada troço da rede. Relativamente ao cenário 15, o reforço da rede está relacionado com a garantia da pressão mínima de serviço no ponto crítico, que neste caso passou a ser o nó 47 (19,429 m c.a.)⁶ no final do horizonte de projecto.

Quadro 5.49 – Capacidade da rede para satisfazer as condições de serviço previstas durante o horizonte de projecto (estudo de caso VI).

Cenário	Variação do consumo per capita anual	Taxa de degradação da infra-estrutura anual	Reforço (€)		Estação de monitorização (€)		Benefício (€)		VAL do projecto (€)
	0-20	0-20	0-10	10-20	0-10	10-20	0-10	10-20	0-20
1	-2,50%	0%	0	0	-30 919	0	0	0	-30 919
2		1%	0	0	-30 919	0	0	0	-30 919
3		2%	0	0	-30 919	0	0	0	-30 919
4	-1,25%	0%	0	0	-31 455	0	0	0	-31 455
5		1%	0	0	-31 455	0	0	0	-31 455
6		2%	0	0	-31 455	0	0	0	-31 455
7	0%	0%	0	0	-34 675	0	0	0	-34 675
8		1%	0	0	-34 675	0	0	0	-34 675
9		2%	0	0	-34 675	0	0	0	-34 675
10	1,25%	0%	0	0	-37 139	-898	0	0	-37 691
11*		1%	0	0	-37 139	-898	0	0	-37 691
12		2%	0	0	-37 139	-898	0	0	-37 691
13	2,50%	0%	0	0	-38 038	-4 489	0	0	-40 794
14		1%	0	-43 988	-38 038	-4 489	0	-18 247	-79 001
15		2%	0	-550 523	-38 038	-4 489	0	-159 023	-476 393

* Cenário de referência no qual se baseiam todos os estudos de caso apresentados anteriormente.

A experiência tem demonstrado que a redução do número de pontos de entrada em cada ZMC (estações de monitorização do caudal) permite um maior controlo sobre as perdas de água ao longo da rede. Considerando o número mínimo de ligações entre ZMC e a criação de dois subsistemas independentes (cada um abastecido a partir de um reservatório), os Quadros 5.50 e 5.51 mostram, respectivamente, o VAL do projecto de sectorização da rede e o reforço exigido durante o horizonte de projecto para cada um dos cenários considerados. De acordo com os resultados obtidos, é possível retirar as seguintes ilações:

⁶ Neste caso a pressão mínima de serviço no ponto crítico é superior à pressão mínima requerida para satisfação do consumo durante o horizonte de projecto (18,37 m c.a.), uma vez que a gestão da pressão à entrada de cada ZMC não foi considerado neste estudo.

- Enquanto a rede original permite satisfazer as condições de serviço previstas durante o horizonte de projecto entre os cenários 1 a 13 sem necessidade de reforço (ver Quadro 5.49), após a divisão da rede e a partir do cenário 12, a rede terá de ser reforçada (ver Quadro 5.50).
- A localização das válvulas de fronteira entre ZMC, permitem definir dois subsistemas independentes, cada um abastecido a partir de um reservatório. Um dos subsistemas é composto pelas ZMC1, ZMC2 e ZMC3, e o outro abrange apenas a ZMC4.
- Durante o horizonte de projecto, e para os vários cenários, a localização das válvulas de fronteira foi sempre a mesma (ver Quadro 5.51), e está relacionada com os troços da rede aos quais corresponde o menor caudal durante o período de maior consumo. Por outro lado, ao analisar a topologia e o comportamento hidráulico da rede original, verifica-se que a eliminação destas ligações entre ZMC terá um impacto reduzido no comportamento hidráulico do sistema, pelo que irá traduzir-se numa menor necessidade de reforço da rede após implementação de ZMC.
- Fica demonstrado, também, que uma inadequada avaliação do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas durante o horizonte de projecto poderão condicionar o projecto de sectorização da rede, podendo mesmo inviabilizar a solução proposta. Como exemplo (ver Quadro 5.50), admitindo-se que o consumo anual durante o horizonte de projecto pode variar no intervalo [0%; 1,25%] e a taxa de degradação das infra-estruturas anual entre [0%; 2%], o VAL do projecto varia entre 125 555 € e -71 113 €. Por outro lado, para os vários cenários, como a gestão da pressão à entrada de cada ZMC não foi considerada, à solução final corresponde a solução de custo mínimo, e, além disso, o benefício económico directo está relacionado apenas com a variação da pressão média de serviço no sistema devido à divisão da rede, variação do consumo, degradação das infra-estruturas durante o horizonte de projecto, e, ainda, a necessidade de reforço da capacidade de transporte da rede.
- Neste estudo de caso, é possível verificar que o benefício económico directo devido à redução da pressão média no sistema aumenta entre os cenários 1 a 15 – se bem que para a nova topologia da rede, e para o cenário 15 no final do horizonte de projecto, traduz-se num custo para a Entidade Gestora, uma vez que a pressão média de serviço no sistema aumenta devido ao reforço da rede. Para os cenários 12, 13 e 14, como o reforço da capacidade de transporte da rede permite redistribuir as pressões de serviço ao longo da rede, e reduzir a pressão média de serviço no sistema, o benefício económico directo auferido é superior ao custo de investimento, pelo que constituem cenários para os quais a divisão da rede permite obter soluções economicamente rentáveis.
- Após a divisão da rede, verifica-se que a pressão mínima de serviço em algumas zonas da rede é superior à mínima exigida para fazer face ao consumo durante o horizonte de projecto, pelo que

nestes casos se deve estudar a possibilidade de gestão da pressão à entrada de cada ZMC, estudo que será concretizado a seguir.

Quadro 5.50 – Capacidade da rede durante o horizonte de projecto e após a sectorização (estudo de caso VI).

Cenário	Variação do consumo per capita anual	Taxa de degradação da infra-estrutura anual	Sistema	Reforço (€)		Estação de monitorização (€)		Benefício (€)		VAL do projecto (€)	
	0-20	0-20	0-20	0-10	10-20	0-10	10-20	0-10	10-20	0-20	
1	-2,50%	0%	ZMC 1 2 3	0	0	-17 636	0	13 250	688	-9 021	
			ZMC 4	0	0	-5 057	0				
2		1%	ZMC 1 2 3	0	0	-17 636	0	18 212	3 840	-2 124	
			ZMC 4	0	0	-5 057	0				
3		2%	ZMC 1 2 3	0	0	-17 636	0	24 729	10 366	8 399	
			ZMC 4	0	0	-5 057	0				
4		-1,25%	0%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 415	0	25 183	13 250	6 285
				ZMC 4	0	0	-5 617	0			
5			1%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 415	0	32 746	24 729	20 896
				ZMC 4	0	0	-5 617	0			
6	2%		ZMC 1 2 3	0	0	-21 415	0	42 802	46 377	44 241	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
7	0%	0%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 975	0	41 125	41 125	38 780	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
8		1%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 975	0	52 054	66 066	65 021	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
9		2%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 975	0	66 066	112 265	107 396	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
10	1,25%	0%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 975	-4 291	61 209	85 737	83 618	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
11*		1%	ZMC 1 2 3	0	0	-21 975	-4 291	75 903	130 112	125 555	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
12		2%	ZMC 1 2 3	0	-370 791	-21 975	-4 291	94 990	149 462	-71 113	
			ZMC 4	0	0	-5 617	0				
13	2,50%	0%	ZMC 1 2 3	0	0	-26 266	0	85 737	128 336	78 154	
			ZMC 4	0	-86 849	-5 617	-1 905				
14		1%	ZMC 1 2 3	0	-63 382	-26 266	0	104 849	187 385	111 855	
			ZMC 4	0	-58 753	-5 617	-1 905				
15		2%	ZMC 1 2 3	0	-1 361 394	-26 266	-1 905	130 112	-82 635	-869 223	
			ZMC 4	0	-128 040	-5 617	-1 905				

* Cenário de referência no qual se baseiam todos os estudos de caso apresentados anteriormente.

Quadro 5.51 – Reforço da rede e condições de fronteira entre ZMC após a sectorização (estudo de caso VI).

Cenário	Variação do consumo per capita anual	Taxa de degradação da infra-estrutura anual	Troços de reforço		Estações de monitorização do caudal	Válvulas de fronteira
	0-20	0-20	0-10	10-20	0-20	0-20
1	-2,50%	0%			5+12+83+100	82+88
2		1%				
3		2%				
4	-1,25%	0%			5+12+83+100	82+88
5		1%				
6		2%				
7	0%	0%			5+12+83+100	82+88
8		1%				
9		2%				
10	1,25%	0%			5+12+83+100	82+88
11*		1%				
12		2%		36+37+38+46+48 51+84+86		
13	2,50%	0%		60+65+73	5+12+83+100	82+88
14		1%		37+60+66+84		
15		2%		8+14+36+37+38 42+45+46+47+48 51+52+65+73+75 77+80+81+84+86 97+98+99		

* Cenário de referência no qual se baseiam todos os estudos de caso apresentados anteriormente.

2º Objectivo: Sempre que a pressão mínima de serviço é superior à mínima requerida para satisfação do consumo, deve estudar-se a possibilidade de gestão da pressão ao longo da rede. Neste caso, será estudado a possibilidade de divisão da rede em ZMC incluindo a gestão da pressão à entrada de cada ZMC.

Considerando um aumento do consumo per capita de 1,25% ao ano e uma taxa de degradação da infra-estrutura de 1,0% ao ano (cenário 11), duas soluções foram construídos para divisão da rede em ZMC. Na Solução 1, estuda-se a viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização da rede de distribuição de água de forma a deixar apenas uma ligação entre ZMC. Na Solução 2, verifica-se a possibilidade de dividir o sistema em dois subsistemas independentes, cada um abastecido a partir de um reservatório, sendo que entre ZMC apenas uma ligação é permitida. Nos Quadros 5.52 e 5.53, vem indicado o VAL do projecto para a sectorização da rede, assim como o comportamento hidráulico do sistema previsto no final de cada período de investimento. A gestão da pressão ao longo da rede, e durante o horizonte de projecto, baseou-se em três tipos de VRP:

- VRP de pressão fixa à saída: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 12$ m c.a.
- VRP modulada por tempo: 12 m c.a. $< \Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} \leq 25$ m c.a.
- VRP modulada por pressão no ponto crítico: $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} > 25$ m c.a.

Sendo que, $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$ corresponde à diferença entre a máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia. Para a VRP modulada por tempo foram definidos dois períodos de funcionamento, um para o período nocturno – entre a 01:00 a as 05:00 horas, e outro durante o resto do dia. Além disso, para qualquer um dos tipos de VRP considerados o ajuste mínimo da cota piezométrica a jusante não deve ser inferior a 3 m c.a. (ver Quadro 5.54). O mesmo custo foi atribuído a diferentes tipos de VRP e para o mesmo diâmetro.

Quadro 5.52 – VAL do projecto de sectorização da rede para as soluções 1 e 2 (estudo de caso VI).

Análise custo/benefício incluindo a gestão da pressão à entrada de cada ZMC			Solução 1	Solução 2	
				Subsistema A (ZMC 1 2 3)	Subsistema B (ZMC 4)
Redução média diária* (%)	VP + VF	0-10	17,13	16,43	18,42
	VF		1,32	1,05	1,21
	VP		13,85	11,07	12,59
	VP + VF	10-20	14,36	9,36	16,08
	VF		0,98	0,51	1,16
	VP		11,84	6,03	10,66
Reforço da rede (€)		0-10	0	0	0
		10-20	0	0	0
Custo de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão (€)		0-10	-44 670	-27 677	-8 468
		10-20	-2 945	-6 780	0
Benefícios após divisão da rede e gestão da pressão (€)		0-10	1 204 493	1 289 522	
		10-20	1 136 582	1 017 472	
VAL do projecto (€)		0-20	1 855 778	1 873 853	

* Valores previstos para o final de cada período de investimento.

VP: volume de perdas de água a montante do contador; VF: volume facturado (consumo e perdas de água a jusante do contador).

Comparando o comportamento hidráulico do sistema, antes e após a implementação de ZMC, verifica-se que a localização das válvulas de fronteira entre ZMC coincide com os troços da rede aos quais corresponde o menor caudal durante o período de maior consumo. Neste caso, uma vez que o número de válvulas de fronteira é reduzido, e o comportamento hidráulico do sistema após divisão da rede é muito semelhante ao comportamento original, o VAL do projecto está relacionado sobretudo com o benefício devido à gestão da pressão ao longo da rede. Embora para as duas soluções o VAL do projecto seja muito próximo, neste estudo de caso a divisão do sistema em dois subsistemas independentes permite obter uma maior rentabilidade durante o horizonte de projecto. Além disso, o investimento requerido (relacionado com a instalação de estações de monitorização do caudal e VRP) é inferior ao observado para a solução 1.

Quadro 5.53 – Comportamento hidráulico do sistema para as soluções 1 e 2 (estudo de caso VI).

	Período de investimento	ZMC1		ZMC2	
		0-10	10-20	0-10	10-20
Solução 1	Ponto entrada (troço)	5 (EM+VRP) + 88 (EM+VRP)		12 (EM)	
	Ponto saída (troço)				
	Válvula de fronteira (troço)			82	82
	Caudal máximo (l/s)	14,816 (troço 5) 6,606 (troço 88)	17,195 (troço 5) 7,743 (troço 88)	18,048	20,067
	Caudal mínimo (l/s)	0,714 (troço 5) 3,396 (troço 88)	1,077 (troço 5) 4,113 (troço 88)	4,596	5,171
	Pressão mínima (m c.a.)	18,372 (nó 47)	18,378 (nó 47)	19,089 (nó 31)	18,371 (nó 31)
	Pressão máxima (m c.a.)	36,122 (nó 62)	42,667 (nó 62)	37,938 (nó 32)	38,678 (nó 32)
	Período de investimento	ZMC3		ZMC4	
		0-10	10-20	0-10	10-20
	Ponto entrada (troço)	83 (EM + VRP)		100 (EM + VRP)	
	Ponto saída (troço)	5 (EM+VRP) + 12 (EM)	5 (EM+VRP) + 12 (EM)	88 (EM+VRP)	88 (EM+VRP)
	Válvula de fronteira (troço)			82	82
	Caudal máximo (l/s)	54,608	61,534	28,455	33,004
	Caudal mínimo (l/s)	10,768	12,413	8,779	11,041
Pressão mínima (m c.a.)	18,370 (nó 14)	19,346 (nó 14)	18,370 (nó 64)	18,375 (nó 64)	
Pressão máxima (m c.a.)	36,214 (nó 11)	37,075 (nó 11)	45,093 (nó 74)	51,171 (nó 74)	
Solução 2	Período de investimento	ZMC1		ZMC2	
		0-10	10-20	0-10	10-20
	Ponto entrada (troço)	5 (EM)	5 (EM)	12 (EM)	12 (EM+VRP)
	Ponto saída (troço)				
	Válvula de fronteira (troço)	88	88	82	82
	Caudal máximo (l/s)	22,461	26,472	17,833	19,978
	Caudal mínimo (l/s)	5,768	8,065	4,190	4,717
	Pressão mínima (m c.a.)	20,544 (nó 47)	18,375 (nó 47)	19,162 (nó 31)	18,379 (nó 31)
	Pressão máxima (m c.a.)	50,127 (nó 51)	59,855 (nó 51)	38,004 (nó 32)	38,326 (nó 32)
	Período de investimento	ZMC3		ZMC4	
		0-10	10-20	0-10	10-20
	Ponto entrada (troço)	83 (EM+VRP)	83 (EM+VRP)	100 (EM+VRP)	100 (EM+VRP)
	Ponto saída (troço)	5 (EM) + 12 (EM)	5 (EM) + 12 (EM+VRP)		
	Válvula de fronteira (troço)			82 + 88	82 + 88
Caudal máximo (l/s)	61,587	72,176	21,363	24,545	
Caudal mínimo (l/s)	14,918	20,412	4,155	4,938	
Pressão mínima (m c.a.)	18,370 (nó 14)	29,332 (nó 6)	18,374 (nó 64)	18,374 (nó 64)	
Pressão máxima (m c.a.)	35,624 (nó 11)	47,652 (nó 11)	35,837 (nó 74)	44,278 (nó 74)	

Observação: Previsão no final de cada período de investimento.

Quadro 5.54 – Condições de funcionamento para os diferentes tipos de VRP (estudo de caso VI).

Período de investimento			VRP de pressão fixa à saída / VRP modulada por tempo					
			Ponto de entrada	Cota piezométrica a jusante da VRP	Máxima perda de carga localizada (período nocturno)	Mínima perda de carga localizada (período diurno)	Tipo de VRP	
				m	m c.a.	m c.a.	m c.a.	
Solução 1	ZMC1	0-10	5 (EM+VRP)	1 017,74	17,474	10,432	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 7,042$	
			88 (EM+VRP)	1 021,12	10,378	7,812	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 2,566$	
		10-20	5 (EM+VRP)	1 021,82	14,241	3,016	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 11,225$	
			88 (EM+VRP)	1 027,67	9,440	5,299	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 4,141$	
	ZMC2	0-10	12 (EM)					
		10-20	12 (EM)					
	ZMC3	0-10	83 (EM+VRP)	1 035,37	21,629	21,606	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,023$	
		10-20	83 (EM+VRP)	1 036,35	20,652	20,617	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,035$	
	ZMC4	0-10	100 (EM+VRP)	1 032,17	22,825	22,763	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,062$	
		10-20	100 (EM+VRP)	1 038,31	16,671	16,571	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,100$	
	Solução 2	ZMC1	0-10	5 (EM)				
			10-20	5 (EM)				
ZMC2		0-10	12 (EM)					
		10-20	12 (EM+VRP)	1 035,86	12,563	12,076	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,487$	
ZMC3		0-10	83 (EM+VRP)	1 035,37	21,628	21,600	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,028$	
		10-20	83 (EM+VRP)	1 048,46	8,537	8,492	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,045$	
ZMC4		0-10	100 (EM+VRP)	1 031,34	23,656	23,617	VRP de pressão fixa à saída $\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 0,039$	
				1 022,90	32,100		VRP modulada por tempo	
		10-20	100 (EM+VRP)	1 036,82		18,116	$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)} = 13,984$	

Observação: Previsão no final de cada período de investimento.

$\Delta\Delta H_{VRP (ZMC)}$: máxima variação do ajuste da cota piezométrica a jusante da VRP ao longo do dia.

O facto de a solução final não apresentar condutas de reforço (ver Quadro 5.52), duas conclusões podem ser retiradas:

- ✓ A rede terá capacidade suficiente para a evolução do consumo e a taxa de degradação da infra-estrutura, previstas durante o horizonte de projecto; e
- ✓ Uma vez que a gestão da pressão foi considerada durante o processo de optimização (pesquisa da solução óptima), não foi encontrada nenhuma solução para a qual o acréscimo de benefício gerado pelo reforço da rede fosse superior ao próprio custo de reforço.

As Figuras 5.24 e 5.25 mostram a topologia da rede durante o horizonte de projecto, para cada uma das soluções consideradas.

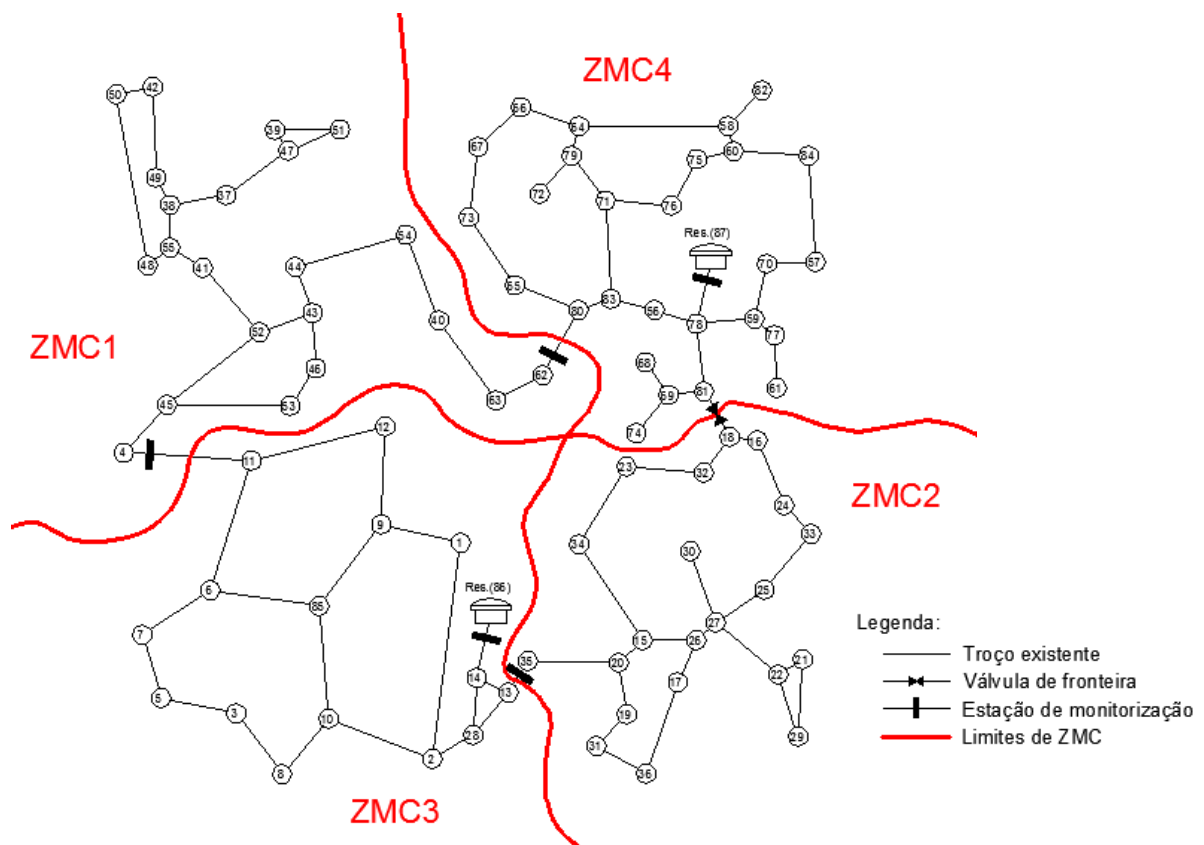


Figura 5.24 – Topologia da rede para a solução 1 durante o horizonte de projecto (estudo de caso VI).

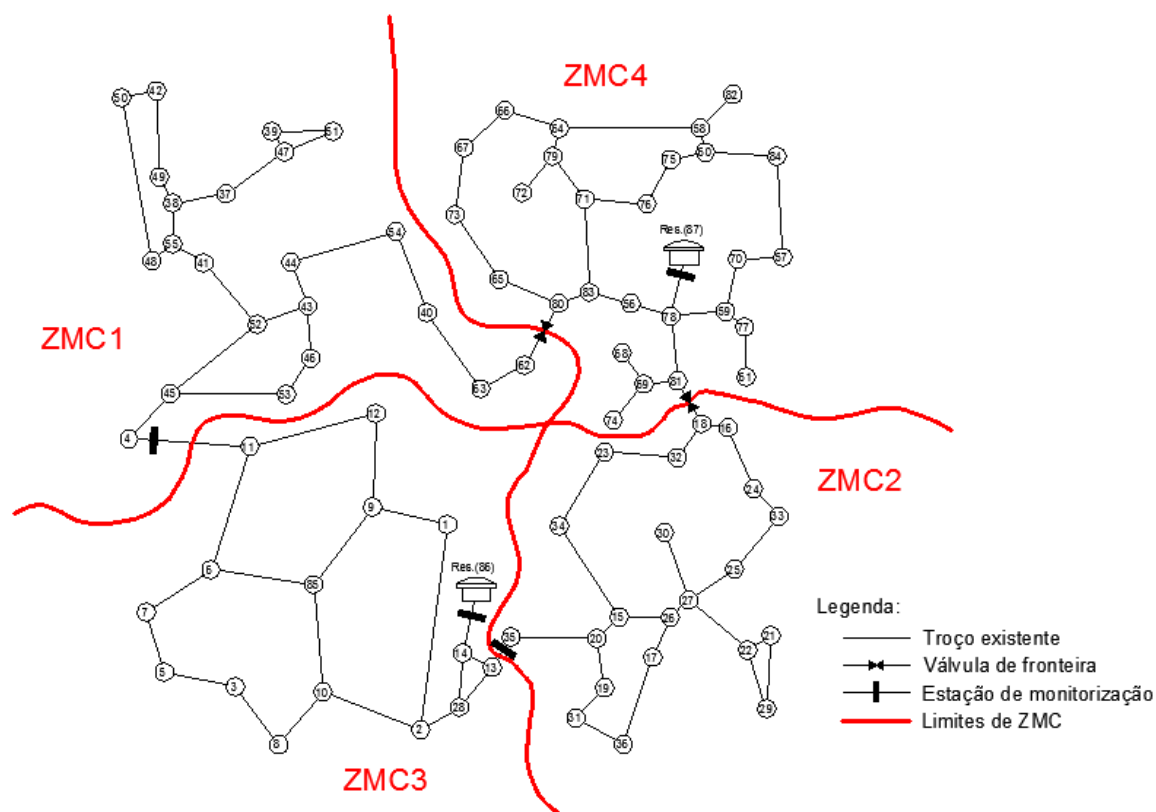


Figura 5.25 – Topologia da rede para a solução 2 durante o horizonte de projecto (estudo de caso VI).

De acordo com a informação disponível nos Quadros 5.53 e 5.54, para cada uma das soluções estudadas, é possível identificar diferentes zonas de pressão ao longo da rede – sendo que, cada zona de pressão está definida em função da localização das VRP (o Quadro 5.54 mostra o tipo de VRP à entrada de cada ZMC):

- ✓ Na solução 1 foram identificadas três zonas de pressão permanentes durante o horizonte de projecto: a primeira zona de pressão abrange apenas a ZMC1, a segunda zona de pressão inclui a ZMC2 e a ZMC3, e, por último, a terceira zona de pressão a ZMC4.
- ✓ Relativamente à solução 2, é possível constatar que as zonas de pressão diferem durante o horizonte de projecto. No início do horizonte de projecto foram identificadas duas zonas de pressão: a primeira coincidente com a ZMC1+ZMC2+ZMC3 e a segunda com a ZMC4. No que se refere ao final do horizonte de projecto, as zonas de pressão identificadas foram as seguintes: a primeira incluindo a ZMC1 e a ZMC3, a segunda a ZMC2 e a terceira a ZMC4.

5.2.6. Interpretação dos resultados (estudo de caso III, IV, V e VI)

Em função da sua complexidade, a divisão de uma qualquer rede de distribuição de água em ZMC pode tornar-se bastante difícil, uma vez que envolve o seccionamento de algumas válvulas de fronteira que poderão afectar significativamente o comportamento hidráulico do sistema, pondo em causa a qualidade do serviço prestado. Embora a sectorização da rede de distribuição de água não permita directamente o controlo das perdas, é crucial no que concerne à sua detecção, caracterização e distribuição espacial. Além disso, facilita a implementação de estratégias activas de controlo de perdas, o estabelecimento de prioridades de intervenção na rede, a gestão das pressões ao longo do dia em função dos consumos, o controlo da facturação e monitorização de parâmetros relacionados com a qualidade da água, entre outros.

Para testar a robustez da aplicação computacional desenvolvida, vários estudos de caso foram apresentados e discutidos nesta secção, cujos resultados se mostram bastante satisfatórios. No entanto, embora as soluções apresentadas evidenciem a robustez da aplicação computacional desenvolvida, não é possível assegurar que a melhor solução encontrada corresponda à solução óptima global para cada tipo de problema, já que estes pertencem à classe NP-difícil. Para justificar os resultados obtidos, em termos das soluções produzidas, três procedimentos foram usados para um conjunto de testes: 1 – iniciar cada estudo com a mesma solução inicial (com diferentes conjuntos de números aleatórios); 2 – usar soluções iniciais diferentes; 3 – fixar parte da solução final, a partir dos resultados obtidos nos procedimentos 1 ou 2.

Para as várias soluções obtidas (50 testes por cada um dos procedimentos indicados), a máxima diferença encontrada foi inferior a 10%, e, em alguns, casos é mesmo inferior a 5%, e está relacionado com pequenos ajustes ao nível do reforço da rede. No que se refere ao tempo de resolução, difere entre os vários estudos de caso, e está relacionado com a dimensão de cada problema, que por sua vez depende do número de troços a substituir/reforçar na rede, do número de ZMC a implementar, do número de estações de monitorização à entrada de cada ZMC, o número de períodos de investimento durante o horizonte de projecto e da possibilidade de gestão da pressão ao longo da rede. Além disso, verificou-se que diferentes sequências de números aleatórios alteram também o tempo de resolução. O tempo médio de processamento varia entre 4 horas (estudo de caso III) e 24 horas (estudo de caso V)⁷, e foram estimados através de um conjunto de 50 computadores de secretária com as seguintes características: PENTIUM IV H.T. 3,2 GHz e 2,0 GB de memória RAM.

Os resultados obtidos demonstram que o VAL do projecto, relacionado com a sectorização de redes de distribuição de água, varia com o aumento do consumo, degradação das infra-estruturas e o número de pontos de entrada em cada ZMC, que por sua vez depende do custo de estações de monitorização e substituição/reforço da rede (estudos de caso V e VI). Neste contexto, os benefícios advêm da redução da

⁷ Para redes mais complexa o tempo de resolução pode ainda ser superior, porém, não se considera que seja um inconveniente da metodologia agora proposta, uma vez que este tipo de projecto na prática pode demorar vários meses a ser implementado.

pressão média no sistema, em consequência da redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, da substituição/reforço da rede, do aumento do consumo e da degradação das infra-estruturas, e, ainda, da possibilidade de gestão da pressão ao longo da rede usando diferentes tipos de VRP à entrada de cada ZMC (estudos de caso III, IV, V e VI). Dos três tipos de dispositivos usados para reduzir a pressão à entrada do sistema, o mais eficiente foi a VRP modulada por pressão no ponto crítico, seguido da VRP modulada por tempo e, por último, a VRP de pressão fixa à saída (estudo de caso III).

É possível verificar ainda que um pequeno reforço na rede, para ajustar a máxima velocidade ao longo da rede e a pressão no ponto crítico, pode aumentar o benefício global, e, em certos casos, pode ser suficiente para viabilizar o projecto de sectorização da rede (estudo de caso V) ou aumentar a viabilidade e sustentabilidade económica dessa solução (estudos de caso V e VI). Neste contexto, a redução média de pressão no sistema devido apenas à redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, degradação da infra-estrutura e acréscimo de consumo, não foi significativa nos estudos de caso analisados, e deve-se ao facto de os pontos de entrada terem sido seleccionados de forma a reduzir o impacto negativo associado ao seccionamento de válvulas de fronteira. O maior benefício advém da gestão da pressão ao longo da rede (estudo de caso III, IV, V e VI). Para terminar, à que destacar que quando o número de pontos de entrada aumenta, o custo global de estações de monitorização também aumenta e o reforço da rede baixa – pois o comportamento hidráulico do sistema vai-se aproximando do original.

5.3. Referências bibliográficas

Arulraj, G. P., Rao, H. S. (1995). "Concept of significance index for maintenance and design of pipe networks." *Journal of Hydraulic Engineering* 121(11): 833-837.

Awad, H., Kapelan, Z., Savic, D. (2009). "Optimal setting of time-modulated pressure reducing valves in water distribution networks using genetic algorithms". *Integrating Water Systems (CCWI 2009 Conference)*, 1-3 Sep, University of Sheffield (United Kingdom).

Çakmakçı, M., Uyak, V., Öztürk, İ., Aydın, A. F., Soyer, E., Akça, L. (2007). "The dimension and significance of water losses in Turkey". In *Water Loss 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA*, 23-26 Sep, Bucharest (Romania).

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 (2010). *Relatório anual do sector de águas e resíduos em Portugal 2009 (RASARP2009)*. Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR).

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2011a). "Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems." *Urban Water Journal* 8(2): 65-77.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2011b). "Methodology to divide a large network in suitable district metered areas and implement pressure management." *Urban Water Journal (em revisão)*.

Gomes, R., Marques, A. S., Sousa, J. (2011c). "Support methodology to divide a large network into suitable District Metered Areas." *Water Science and Technology (em revisão)*.

Havlik, V. (2006). "Vulnerability of water distribution systems to leakage." *NATO Security Through Science Series - C: Environmental Security, Security of Water Supply Systems: From Source to Tap* 8: 51-63.

RGSPDADAR (1995). *Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais*. Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 de Agosto de 1995, Lisboa.

WRc (1994). *Managing leakage reports A-J*. WRc plc, Water Services Association, Water Companies Association, Swindon (United Kingdom).

Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água

Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

Capítulo VI

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1. Conclusões

As perdas em sistemas de abastecimento de água representam uma grande preocupação, tanto no âmbito internacional como no nosso País. Por outro lado, também é verdade que o custo e o valor económico das perdas variam de sistema para sistema, e de país para país, sendo maior onde a escassez de água potável é mais acentuada, e menor onde este recurso é mais abundante. Actualmente, o sector do abastecimento de água em Portugal está a passar por uma fase de profunda mudança. Ainda que nos últimos anos as Entidades Gestoras tenham efectuado um enorme esforço no sentido de uma gestão mais racional e ambientalmente correcta dos sistemas de abastecimento de água, a percentagem de perdas de água é ainda muito elevada, e, em média, as perdas rondam os 35% da totalidade da água produzida. Sabendo-se que é na “baixa” que existe o maior potencial de ganho de eficiência, dada a extensão e complexidade das redes, torna-se imprescindível identificar as causas de ineficiência, estabelecer objectivos, definir as medidas a implementar e avaliar os resultados. De entre os vários problemas identificados, a redução do volume total de perdas é, sem dúvida, aquele que terá maior influência em termos de ganho de eficiência para a maior parte das Entidades Gestoras. Por outro lado, uma vez alcançado o nível económico de perdas, este deve manter-se em níveis considerados tecnicamente viáveis e economicamente aceitáveis, mediante a implementação de programas de monitorização adequados, sensibilização dos utilizadores, controlo activo de perdas, gestão da pressão e incentivo à renovação das infra-estruturas – sob pena de os resultados obtidos até então se tornarem temporários e os esforços inúteis.

No âmbito da gestão e exploração sustentável de sistemas de distribuição de água, a implementação de ZMC, divisão dos sistemas em subsistemas de menor dimensão, é uma prática relativamente recente. Este conceito foi introduzido, pela primeira vez, no Reino Unido, na década de 1980, e, desde então, tem vindo a ser aplicado, de forma mais ou menos empírica, por inúmeras Entidades Gestoras a nível mundial. Embora a sectorização da rede de distribuição de água não permita directamente o controlo de perdas, é crucial no que concerne à sua detecção, caracterização e distribuição espacial. Além disso, facilita a implementação de estratégias activas de controlo de perdas, a localização e a quantificação das perdas mediante implementação de níveis de zonamento progressivamente mais detalhado, o estabelecimento de prioridades de intervenção entre ZMC, a gestão das pressões ao longo do dia e em função do consumo, o controlo da facturação e monitorização de parâmetros relacionados com a qualidade da água. No entanto é um processo difícil, e por vezes muito dispendioso, que necessita de técnicas e de recursos humanos especializados. Além do mais, quando não implementado correctamente, pode originar problemas ao nível da qualidade do serviço prestado – uma vez que envolve o seccionamento de válvulas de fronteira e o comportamento hidráulico do sistema pode ser muito diferentes do original.

Os modelos computacionais devidamente calibrados, associados a sistemas de monitorização e controlo, são ferramentas essenciais quando se pretende atingir elevados níveis de eficiência em termos de gestão dos sistemas. Fornecem informação de grande relevância no apoio a tarefas como a operação diária, o controlo de perdas, a reabilitação dos sistemas, a avaliação do impacto do licenciamento de novos loteamentos, a escolha de pontos de amostragem, o estudo de reforço de cloragem, a optimização na gestão de volumes bombeados, entre outros. Atendendo às necessidades do sector, e às boas práticas para gestão das perdas, duas aplicações computacionais escritas em FORTRAN são propostas neste trabalho para auxílio à gestão e exploração de sistemas de distribuição de água gravíticos, com o objectivo de maximizar o desempenho hidráulico desses sistemas através da sectorização da rede e/ou da gestão da pressão ao longo do dia e em função do consumo.

Um dos procedimentos mais usados, um pouco por todo o mundo, para reduzir o valor global das perdas de água e a ocorrência de novas roturas é a gestão da pressão. Existem diversas alternativas para o fazer, considerando as particularidades de cada sistema, tais como a sectorização da rede, a optimização do funcionamento de reservatórios e de estações elevatórias, a utilização de sobrepessoras (para aumentar pontualmente as pressões de serviço ao longo da rede), e, ainda, a instalação de dispositivos de redução da pressão (VRP). A primeira aplicação computacional, desenvolvida e proposta neste trabalho, aborda a temática da gestão das perdas de água através da redução da pressão à entrada do sistema ou subsistema, mediante a instalação e ajuste das condições de funcionamento de diferentes tipos de VRP em função da flutuação do consumo. Esta metodologia baseia-se na interpretação do CMN, que ocorre geralmente entre as 2:00 e as 4:00 horas da madrugada, e num simulador hidráulico em regime quase-permanente, baseado na formulação dos nós e resolvido através do método de *Newton-Raphson* com controlo do passo (escrito em FORTRAN). A interpretação do CMN é particularmente interessante

porque este corresponde a horários em que praticamente não há consumo, pelo que a maior parte do caudal à entrada do sistema está relacionado com a ocorrência de perdas de água ao longo da rede. Na interpretação efectuada, as perdas de água a montante do contador são consideradas como dependentes da pressão e o consumo é decomposto em duas parcelas: consumo independente da pressão (enchimento de autoclismos, banheiras, reservatórios prediais e máquinas de lavar roupa e loiça) e consumo dependente da pressão (uso de chuveiros e lavatórios, rega de jardins, entre outros). Neste contexto, há ainda a referir que as perdas de água a jusante do contador foram assumidas como facturadas, e consideradas como dependentes da pressão – importante para sistemas com uma elevada densidade de contadores. Para determinar as perdas de água nos restantes períodos do dia, fez-se uso das metodologias BABE e FAVAD e admitiu-se que as perdas de água correspondem a uma percentagem do caudal global atribuído a cada nó da rede (sendo que as perdas de água e a parte do consumo dependente da pressão variam em função da pressão nodal). Esta metodologia tem em consideração as características físicas da rede e a influência da pressão no cálculo do caudal atribuído a cada nó da rede, bem como a perda de facturação associada à redução do consumo em consequência da redução da pressão (diferença entre a pressão mínima requerida para fazer face ao consumo, e a pressão de serviço antes da redução da pressão). Neste caso, admitiu-se que todo o consumo autorizado é medido e facturado.

A aplicação computacional descrita, poderá constituir uma ferramenta de auxílio aos operadores de sistemas de distribuição de água, quando se pretende inserir ou verificar se as condições de funcionamento das VRP existentes são as mais adequadas. Nos estudos de caso analisados (para uma rede de pequena dimensão e outra de grande dimensão), os resultados demonstram que a redução da pressão pode levar a uma considerável poupança económica em termos da redução das perdas de água, apesar de poder haver alguma redução da receita proveniente da venda de água, se bem que a sua magnitude é quase irrelevante quando comparada com os benefícios em termos da redução dos custos de produção da água. No entanto, outros benefícios, como por exemplo, a redução da frequência de roturas, a redução dos custos de controlo activo de fugas, a redução do consumo de energia e a redução do número de queixas de clientes, podem ser adicionados. Por outro lado, pode concluir-se que quanto maior a pressão à entrada do sistema maiores serão os benefícios a alcançar com a redução da pressão. Dos três tipos de dispositivos usados para reduzir a pressão à entrada do sistema, o que se mostrou mais eficiente foi a VRP modulada por pressão no ponto crítico, seguido da VRP modulada por tempo e, por último, a VRP de pressão fixa à saída. Além disso, ficou também demonstrado que a parte do consumo considerado como dependente da pressão, durante o período CMN, influencia o volume total facturado e, como tal, o cálculo do benefício económico directo diário. Os resultados revelam ainda que o benefício económico directo diário é tanto maior quando menor for o consumo dependente da pressão.

Qualquer projecto de engenharia deve incluir um estudo de viabilidade e sustentabilidade económica (particularmente numa conjuntura económico-financeira difícil), seja para fins de hierarquização perante outras alternativas, seja para sua apresentação a instituições financeiras na procura de recursos para sua

implementação, e, ainda, para a avaliação global do programa de controlo de perdas. A experiência tem demonstrado que a pressão à entrada do sistema pode variar significativamente ao longo do dia e em função do consumo, pelo que na maior parte dos casos é possível reduzir a pressão à entrada do sistema, e, conseqüentemente, as perdas de água e os respectivos custos de produção e transporte. Neste caso, a redução da frequência de novas roturas, também poderá ser bastante significativa. Partindo deste pressuposto, e no seguimento da primeira metodologia desenvolvida, a segunda aplicação computacional proposta baseia-se no estudo prévio da viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água, incluindo a monitorização do caudal e a gestão da pressão ao longo da rede e durante o horizonte de projecto, permitindo definir diferentes zonas de pressão (sendo que cada zona de pressão pode incluir mais do que uma ZMC). Além disso, pode ser usada para planear os investimentos em diferentes momentos ao longo do horizonte de projecto, e ajustar o investimento total de acordo com as reais necessidades e recursos financeiros da Entidade Gestora. A metodologia proposta baseia-se na teoria dos grafos (algoritmo de *Floyd-Warshall*) para definir a geometria ou limites entre ZMC, e num algoritmo de optimização (baseado na meta heurística *Simulated Annealing*) ligado a simulador hidráulico em regime quase-permanente para estudar as condições de fronteira entre ZMC, bem como o reforço da capacidade de transporte da rede e a gestão da pressão ao longo do dia e durante o horizonte de projecto. Neste caso, foi usada a primeira aplicação computacional desenvolvida, para a gestão da pressão à entrada do sistema e/ou em cada subsistema.

Para os vários estudos de caso analisados, os resultados obtidos ilustram que o valor actual líquido (VAL) do projecto, relacionado com a sectorização da rede de distribuição de água e a gestão da pressão durante o horizonte de projecto, varia com o aumento do consumo, degradação das infra-estruturas e o número de pontos de entrada em cada ZMC, que, por sua vez, depende do custo de instalação de estações de monitorização do caudal e gestão da pressão, e, ainda, da necessidade de substituição/reforço de condutas na rede. Os benefícios advêm da redução da pressão média no sistema, em consequência da redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, da substituição/reforço da rede, do aumento do consumo e da degradação das infra-estruturas, e, ainda, da possibilidade de gestão da pressão ao longo da rede fixando o tipo de VRP ou usando diferentes tipos de VRP (VRP de pressão fixa à saída, VRP modulada por tempo e VRP modulada por pressão no ponto crítico). É possível verificar ainda que um pequeno reforço na rede, para ajustar a máxima velocidade ao longo da rede e a pressão no ponto crítico, pode aumentar o benefício global, e, em certos casos, pode ser suficiente para viabilizar o projecto de sectorização da rede ou reforçar a sua viabilidade económica (isto, quando a gestão da pressão é incluída durante o processo de optimização). Nos estudos de caso analisados, a redução da pressão média no sistema devida apenas à redução do número de pontos de entrada em cada ZMC, à degradação da infra-estrutura e ao acréscimo do consumo não foi significativa, e isso deve-se ao facto de os pontos de entrada serem seleccionados de forma a reduzir o impacto negativo causado pelo fecho das válvulas de fronteira. Os maiores benefícios, resultantes da redução da pressão média no sistema, advêm da localização e ajuste das condições de

funcionamento de VRP ao longo da rede de distribuição de água. Tendencialmente, quando o número de pontos de entrada em cada ZMC é elevado, deixa de ser tecnicamente e economicamente viável monitorizar todas essas zonas da rede, pelo que se deve definir para cada sistema qual o número ideal de pontos de entrada em cada ZMC (estações de monitorização). Os resultados obtidos permitem verificar que quando o número de pontos de entrada em cada ZMC aumenta, o custo global de instalação de estações de monitorização também aumenta e o reforço da rede baixa – pois o comportamento hidráulico do sistema vai-se aproximando do original. Além disso, também ficou demonstrado que a incerteza relativamente à avaliação da evolução do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas, durante o horizonte de projecto, poderão pôr em causa a viabilidade e a sustentabilidade do projecto de sectorização do sistema, bem como a qualidade do serviço prestado a médio e longo prazo.

A sectorização de redes de distribuição de água constitui um problema de optimização, e, neste caso, foi resolvido com recurso à meta heurística *Simulated Annealing*, que produziu soluções bastante satisfatórias, com tempos de resolução aceitáveis, face ao número de combinações possíveis. A máxima diferença encontrada para os vários estudos de caso analisados foi inferior a 10%, e em alguns casos é mesmo inferior a 5%, e está relacionada com pequenos ajustes ao nível do reforço da rede. No que se refere ao tempo de execução, difere entre os vários estudos de caso, e depende da dimensão de cada problema, que por sua vez está relacionado com: 1) o número de troços a substituir/reforçar; 2) o número de ZMC a constituir; 3) o número de estações de monitorização à entrada de cada ZMC; e, ainda, 4) com a possibilidade de gestão da pressão ao longo da rede, usando diferentes tipos de VRP. O tempo médio de processamento variou entre 4 horas (estudo de caso III) e 24 horas (estudo de caso V), e foram obtidos num conjunto de 50 computadores de secretária com as seguintes características: Pentium IV a 3,2 GHz e 2,0 GB de memória RAM. Porém, para redes mais complexa o tempo de resolução poderá ser superior. No entanto, este aspecto não é encarado como um inconveniente da metodologia proposta, uma vez que este tipo de projecto pode demorar vários meses a ser implementado. Por último, à a referir que, embora as soluções apresentadas evidenciem a robustez da aplicação computacional desenvolvida, não é possível assegurar que a melhor solução encontrada corresponda à solução óptima global de cada problema, já que estes pertencem à classe NP-difícil.

Como nota final, refira-se que este documento não se encontra abrangido pelo novo acordo ortográfico.

6.1.1. Publicações no âmbito do trabalho de investigação desenvolvido

Referência às publicações efectuadas durante o período em que decorreu o programa de doutoramento, e no âmbito do trabalho de investigação desenvolvido.

Revistas internacionais

Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011c). "Support methodology to divide a large network into suitable District Metered Areas." *Water Science and Technology* (em revisão).

Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011b). "Methodology to divide a large network in suitable district metered areas and implement pressure management." *Urban Water Journal* (em revisão).

Gomes, R., Sá Marques, A., Sousa, J. (2011a). "Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems." *Urban Water Journal* 8(2): 65-77.

Congressos internacionais

Gomes, R., Sá Marques A., Sousa J. (2010b). "Metodologia geral para concepção de Zonas de Medição e Controlo em sistemas de distribuição de água." 14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico (ENaSB), em simultâneo com o 14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental (SILUBESA), Porto (Portugal), 26 - 29 Outubro.

Gomes, R., Sá Marques A., Sousa J. (2010a). "Estimativa dos custos/benefícios relacionados com a concepção de Zonas de Medição e Controlo em sistemas de distribuição de água." 14.º Encontro Nacional de Saneamento Básico (ENaSB), em simultâneo com o 14.º Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental (SILUBESA), Porto (Portugal), 26 - 29 Outubro.

Revistas nacionais

Gomes, R., Sá Marques A., Sousa, J. (2010c). "Metodologia geral para concepção de Zonas de Medição e Controlo em sistemas de distribuição de água." *Revista Águas&Resíduos*, APESB, n.º 14, Série III, APESB (Setembro a Dezembro).

Congressos nacionais

Gomes, R., Sá Marques A., Sousa J. (2012). "Estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água." 11º Congresso da água, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH), Porto (centro de congressos do hotel Porto Palácio), 6-8 Fevereiro (resumo submetido).

Gomes, R., Sá Marques A., Sousa J. (2008). "Estimativa dos benefícios resultantes da implementação do controlo da pressão em sistemas de distribuição de água." 9º Congresso da água, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH), Cascais (Centro de Congresso do Estoril), 2-4 Abril.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

O resultado de qualquer investigação é sempre um produto inacabado, pois pode ser sempre melhorado. Além disso, uma vez alcançado um determinado objectivo, outros vão surgindo. Tal como inicialmente proposto, este trabalho culminou com a apresentação e validação de duas aplicações computacionais para auxílio à gestão e exploração de sistemas de distribuição de água gravíticos, com o objectivo de maximizar o desempenho hidráulico desses sistemas, através da sectorização da rede e/ou da gestão da pressão ao longo do dia e em função do consumo. No entanto, outros estudos poderão ser seguidos neste domínio, pelo que se deixam aqui quatro sugestões para trabalhos futuros:

1ª Sugestão: Estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água, de forma a incluir a incerteza relativamente à avaliação da evolução do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas durante o horizonte de projecto.

O planeamento e o projecto de sectorização de redes de distribuição de água requerem um conhecimento prévio das condições topológicas da rede, e, ainda, do modo de operação e comportamento global do sistema durante o horizonte de projecto. No entanto, a incerteza relativamente à avaliação da evolução do consumo e da taxa de degradação das infra-estruturas, durante o horizonte de projecto, poderão pôr em causa a viabilidade e a sustentabilidade do projecto de sectorização do sistema, bem como a qualidade do serviço prestado a médio e longo prazo.

2ª Sugestão: Estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água, de forma a incluir parâmetros da qualidade da água e outros indicadores de desempenho.

A divisão de redes de distribuição de água em subsistemas de menor dimensão pode aumentar consideravelmente o número de condutas de extremidade, produzindo impactos negativos em termos da qualidade da água. Por outro lado, o reforço da capacidade de transporte da rede e/ou a redução do consumo e das perdas de água (devido ao controlo activo de perdas e à gestão da pressão), acabam por agravar ainda mais os problemas da qualidade da água. Neste âmbito, refira-se, como exemplo, o decaimento do cloro e/ou o aumento da idade da água devido à sua permanência na rede. Em Portugal, para evitar estes problemas, a legislação portuguesa obriga à colocação de descargas de fundo nas condutas onde a velocidade seja inferior a 0,3 m/s; além disso, impõe a obrigatoriedade das descargas de fundo serem activadas regularmente de forma a promover a renovação da água na rede – na prática, este procedimento traduz-se num custo relacionado com a instalação/manutenção/operação de descargas de fundo e numa redução da água facturada devido às perdas de água, cujo impacto global poderá ser significativo, caso o número destes acessórios seja elevado.

3ª Sugestão: Estudo de viabilidade e sustentabilidade do projecto de sectorização de redes de distribuição de água, de forma a incluir a optimização do funcionamento de estações elevatórias e/ou hidropressoras.

Em sistemas de distribuição de água cujo fornecimento seja praticado, total ou parcialmente, com recurso a estações elevatórias e/ou hidropressoras, o custo da energia consumida durante o horizonte de projecto pode representar uma parcela significativa dos custos operacionais. Neste caso, a optimização do funcionamento dos equipamentos electromecânicos é fundamental, e, em combinação com a sectorização da rede, pode traduzir-se num acréscimo significativo dos benefícios diários, durante o horizonte de projecto.

4ª Sugestão: Aplicação das metodologias propostas a estudos de caso reais.

A validação do desempenho das metodologias desenvolvidas assentou num conjunto de exemplos hipotéticos, que representam os dados a retirar de um sistema real. Porém, sugere-se a sua implementação a estudos de caso reais, de forma a demonstrar na prática as conclusões retiradas dos estudos de caso analisados.