

CONTRIBUIÇÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS PARA CONTROLO DAS PERDAS DE ÁGUA EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO

O caso do Concelho de Valongo

PEDRO HUBERTO FERREIRA PINTO

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

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge Valente Neves

Co-Orientador: Professor Doutor José Carlos Tentúgal Valente

JANEIRO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

À minha Família,
À Joana,

“Para sabermos bem as coisas, é preciso sabermos os pormenores, e como estes são quase infinitos, os nossos conhecimentos são sempre superficiais e imperfeitos.”

François La Rochefoucauld

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Mário Valente Neves pela orientação científica deste trabalho, pela confiança depositada na realização do mesmo, pelos conhecimentos desde sempre transmitidos e pela infindável disponibilidade no decorrer da realização deste trabalho.

Ao Professor Tentúgal Valente por ter aceite o convite para participar na orientação deste trabalho, e por todas as sugestões que contribuíram para o sucesso do mesmo.

A todas as pessoas com quem trabalho nas Águas de Valongo, por me terem ajudado a compreender quais as questões mais importantes de procurar resposta no âmbito do tema deste trabalho.

À minha família por me ter proporcionado condições para me dedicar a este trabalho, estando sempre disponível para me apoiar na minha formação.

Por fim um agradecimento especial à Joana pela imensa paciência e generosidade sempre demonstradas. Por me incentivar a querer fazer sempre melhor, e ajudar-me na sempre difícil missão de escolher o rumo a seguir.

RESUMO

As perdas de água significam uma menor qualidade do serviço prestado pelas entidades gestoras, com um significativo impacto a nível económico-financeiro, estimado em mais de 70 milhões de euros anuais a nível nacional.

O presente trabalho está estruturado em oito capítulos, sendo os dois primeiros dedicados a uma introdução, definição de objectivos, considerações gerais a respeito da problemática das perdas de água e enquadramento do trabalho. Contudo, este está muito focado na rede de distribuição de água do concelho de Valongo e a essa questão se dedicam os restantes capítulos, com excepção do quinto.

De facto, no Capítulo 3 descreve-se a rede, faz-se um balanço hídrico, avaliam-se as perdas e comentam-se alguns indicadores de desempenho, hoje institucionalizados.

O Capítulo 4 é dedicado à medição de caudais, explicando-se o funcionamento dos equipamentos em pormenor, para alicerçar sugestões quanto aos impulsos a considerar em cada um dos locais de medição actualmente utilizados.

O Capítulo 5 propõe duas novas abordagens teóricas para a problemática das perdas de água: (i) uma metodologia para quantificar as perdas reais nas canalizações e (ii) uma teoria que permite exprimir as perdas de água ao longo das condutas em função do material, do diâmetro e da pressão nas mesmas.

No Capítulo 6 faz-se a aplicação dessas novas teorias a 6 Zonas de Medição e Controlo existentes na rede do concelho de Valongo, o que leva a um melhor conhecimento do seu funcionamento, nomeadamente em período nocturno e à confirmação dessas teorias.

O Capítulo 7 é dedicado à análise das pressões na mesma rede, concluindo-se que não são inteiramente satisfatórias. Daí que se proponha a implementação de algumas medidas técnicas, conducentes a um melhor desempenho e significativa poupança económico-financeira, avaliada a partir do modelo teórico acima descrito.

Finalmente, no Capítulo 8 são apresentadas as conclusões mais relevantes, bem como sugestões, quer ao nível técnico, para implementação no concelho de Valongo, quer ao nível do desenvolvimento da investigação sobre as perdas de água nos sistemas de abastecimento.

PALAVRAS-CHAVE: Redes de distribuição de água, perdas de água, Valongo, modelação teórica das perdas de água, consumos nocturnos, medição de caudais, gestão das pressões.

ABSTRACT

Water-losses are synonymous of less quality service rendered by water companies, with a significant impact at the economic-financial level, estimated in 70 million euro per year in Portugal.

This work is structured in eight chapters, the first two offering an introduction, definition of objectives, considerations about water losses and the state-of-the art. However, the work is much focussed on Valongo network and the following chapters are dedicated to this subject, except for Chapter 5.

In fact, in Chapter 3 the network is described and water-balance presented, as well as water-losses evaluation and service-level comments.

Chapter 4 is dedicated to flow measurement, with a strong insight on equipment which allows the suggestion of the best options for the impulses to be considered in each measure zone.

Chapter 5 proposes two new theoretical approaches to the water-losses problem: (i) a method to evaluate real water-losses in the network and (ii) a theory to express the water- losses along the pipes as function of their material, diameter and pressure.

In Chapter 6 an application of those new theories to Valongo county network is done, which permits a better understanding of its functioning, namely at night, and a confirmation of those theories.

Chapter 7 is devoted to pressure analysis in the network and the conclusion is that, currently, they are not totally satisfactory. Therefore the implementation of some technical measures is proposed to achieve better level-services and significant savings in economic-financial terms, computed by means of the aforementioned theoretical model.

Finally in Chapter 8 the most relevant conclusions are presented, as well as suggestions considering both technical measures to implement in Valongo network, and water-losses research development.

KEYWORDS: Water networks, water losses, Valongo, theoretical modelling of water losses, night consumption, flow measurement, pressure management.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJECTIVOS DO PRESENTE TRABALHO	2
2. ENQUADRAMENTO	3
2.1. NOTA INTRODUTÓRIA	3
2.2. BALANÇO HÍDRICO	3
2.2.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS	3
2.2.2. QUADRO RESUMO	4
2.3. VERTENTES DO PROBLEMA DAS PERDAS DE ÁGUA	5
2.4. INDICADORES DE PERDAS	6
2.5. SOLUÇÕES PARA REDUZIR AS PERDAS DE ÁGUA	7
3. PERDAS DE ÁGUA NA REDE DO CONCELHO DE VALONGO	9
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	9
3.2. PERDAS DE ÁGUA DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO CONCELHO DE VALONGO ...	9
3.2.1. PERCENTAGEM DE PERDAS DE ÁGUA ANUAIS	9
3.2.2. VOLUME DE ÁGUA FACTURADO ANUALMENTE	9
3.2.2.1. Número de clientes	10
3.2.2.2. Consumo médio mensal por cliente	11
3.2.3. VOLUME DE ÁGUA NÃO FACTURADO ANUALMENTE	12
3.3. ESTRATÉGIA PARA REDUÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA NA REDE DO CONCELHO DE VALONGO	12
3.3.1. PRIMEIRA FASE – 2002 A 2004	13
3.3.2. SEGUNDA FASE – 2005 A 2009	14
3.4. SITUAÇÃO ACTUAL	15
3.4.1. ASPECTOS TÉCNICOS E OPERACIONAIS	15

3.4.2. DIAGNÓSTICO DAS PERDAS DE ÁGUA	17
3.4.3. PROBLEMAS, OBJECTIVOS E ESTRATÉGIA.....	19

4. MEDIÇÃO DE CAUDAIS EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO – ESTUDO DE CASOS EM VALONGO

21

4.1. INTRODUÇÃO	21
4.2. CADEIAS DE MEDIÇÃO	21
4.3. LOCALIZAÇÃO DE PONTOS DE MEDIÇÃO	24
4.4. EXEMPLO DE ESTUDO.....	25
4.4.1. NOTA INTRODUTÓRIA	25
4.4.2. ANÁLISE	25
4.4.3. RESULTADOS.....	27

5. MODELAÇÃO TEÓRICA DAS PERDAS DE ÁGUA REAIS

29

5.1. INTRODUÇÃO	29
5.2. DESENVOLVIMENTO DE TEORIA SOBRE PERDAS DE ÁGUA NAS CONDUTAS	29
5.3. TEORIA PARA ESTIMAR OS CONSUMOS NOCTURNOS NAS HABITAÇÕES E O CAUDAL DE PERDAS NAS CONDUTAS	30
5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
5.3.2. DESENVOLVIMENTO DA TEORIA.....	31

6. APLICAÇÃO DO MODELO A VÁRIAS ZMC DA REDE DA CIDADE DE ERMESINDE

33

6.1. DADOS RELATIVOS ÀS ZMC.....	33
6.2. APLICAÇÃO DA TEORIA ÀS ZMC.....	34

7. A INFLUÊNCIA DA GESTÃO DE PRESSÕES NA REDUÇÃO DAS PERDAS NUMA REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA – UM CASO DE VALONGO

37

7.1. INTRODUÇÃO	37
7.2. CASO DE ESTUDO	37
7.2.1. APRESENTAÇÃO.....	37
7.2.2. CONSUMO-BASE DOS NÓS	38

7.2.3. VARIAÇÃO TEMPORAL DE CONSUMO	38
7.2.4. CARGA HIDRÁULICA À ENTRADA DA ZMC	40
7.2.5. CENÁRIO SEM CONTROLO DE PRESSÃO	42
7.2.6. CENÁRIO COM CONTROLO DE PRESSÃO	43
7.3. EFEITOS DA REDUÇÃO DE PRESSÕES NA DIMINUIÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA	44
7.3.1. EVOLUÇÃO DAS PRESSÕES DE SERVIÇO	44
7.3.2. ESTIMATIVA DAS PERDAS REAIS, CASO NÃO HAJA CONTROLO DE PRESSÕES	46
7.3.3. ESTIMATIVA DAS PERDAS REAIS, COM CONTROLO DE PRESSÕES	47
8. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	49
8.1. SÍNTESES E CONCLUSÕES	49
8.2. ALGUMAS SUGESTÕES	51
BIBLIOGRAFIA	53

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Componentes do balanço hídrico	4
Fig.2.2 – Sistema de medição zonada	8
Fig.3.1 – Percentagem das perdas de água anuais	10
Fig.3.2 – Volume de água facturado anualmente (milhares m ³).....	10
Fig.3.3 – Número de clientes	11
Fig.3.4 – Volume médio mensal facturado por cliente (m ³ /mês)	11
Fig.3.5 – Volume de água não facturado anualmente (milhares m ³).....	12
Fig.3.6 – Balanço Hídrico na Águas de Valongo	18
Fig.4.1 – Exemplo esquemático de solução de medição de caudal	22
Fig.4.2 – Ilustração do conjunto de interfaces típicas num condicionador de sinal de um caudalímetro para escoamentos sob pressão	22
Fig.4.3 – Exemplo esquemático da solução acima descrita, com a função de aquisição de dados a cargo de um autómato programável	23
Fig.4.4 – Primário de caudalímetro electromagnético tubular instalado na conduta de distribuição de um reservatório.....	23
Fig.4.5 – Exemplo esquemático de solução de medição de caudal com medidor mecânico e aquisição de dados por meio de um <i>data logger</i>	24
Fig.4.6 – Solução de medição de caudal em ZMC com contador mecânico.....	24
Fig.5.1 – Esquema de caudais numa ZMC	31
Fig.6.1 – Comparação entre $q_{medidos}$ e $q_{teóricos}$	35
Fig.6.2 – Comparação entre $q_{medidos}$ e curva $q/D = 0,083 p^{1/2}$	36
Fig.7.1 – Distribuição espacial dos diâmetros das condutas na ZMC	38
Fig.7.2 – Perfil de caudais horários no contador da ZMC no dia da amostra.....	39
Fig.7.3 – Variação temporal dos caudais distribuídos no dia 16 de Maio de 2009 (sábado)	41
Fig.7.4 – Simulação da carga hidráulica no nó de entrada (EPANET com RNF)	41
Fig.7.5 – Isolinhas de pressão à hora de menor consumo (4:00).....	42
Fig.7.6 – Isolinhas de pressão à hora de maior consumo (20:00).....	42
Fig.7.7 – Isolinhas de pressão à hora de menor consumo (com controlo de pressão)	43
Fig.7.8 – Isolinhas de pressão à hora de maior consumo (com controlo de pressão)	44
Fig.7.9 – Variação da pressão ao longo do dia nos 2 cenários	45

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 – Variação do número de clientes em comparação com o ano anterior	10
Quadro 3.2 – Variação do consumo médio mensal por cliente em comparação com o ano anterior ...	11
Quadro 3.3 – Síntese da estratégia no período 2002 / 2004	13
Quadro 3.4 – Síntese da estratégia no período 2005 / 2009	15
Quadro 3.5 – Extensão da infra-estrutura	16
Quadro 3.6 – População abastecida e consumo doméstico	16
Quadro 3.7 – Água adquirida e consumos autorizados	16
Quadro 3.8 – Número de fugas e roturas	17
Quadro 3.9 – Indicadores de desempenho	17
Quadro 4.1 – Valor mínimo do impulso para os caudais máximos	26
Quadro 4.2 – Valor mínimo do impulso considerando o erro de medição dos caudalímetros	26
Quadro 4.3 – Síntese dos resultados	27
Quadro 6.1 – Dados das 6 ZMC	33
Quadro 6.2 – Síntese dos valores reais e calculados dos caudais unitários de perdas	35
Quadro 7.1 – Extensão de condutas por intervalos de diâmetros	37
Quadro 7.2 – Caudais horários no contador da ZMC	39
Quadro 7.3 – Carga hidráulica no nó de entrada da ZMC	41
Quadro 7.4 – Variação da pressão média ao longo do dia	45
Quadro 7.5 – Síntese das pressões nos 2 cenários	46
Quadro 7.6 – Caudais de perdas nas ZMC, caso não haja controlo de pressões	46

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Q - caudal [m^3/s]

v - velocidade [m/s]

D - diâmetro [m]

L - comprimento [m]

C_v – coeficiente de velocidade [–]

g – aceleração da gravidade [m/s^2]

p – pressão [Pa]

γ – peso volúmico [N/m^3]

ERSAR - Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos

IWA – International Water Association

RGSPDADAR - Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais

ANQIP – Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais

SIG - Sistemas de Informação Geográfica

ZMC - Zona de Medição e Controlo

ZA - Zona de Abastecimento

ZGP - Zona de Gestão da Pressão

VRP - Válvula Redutora de Pressão

PVC - Policloreto de Vinilo

FFD - Ferro Fundido Dúctil

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nem toda a água captada para utilização em meio urbano é bem aproveitada, sendo as perdas de água um indicador importante da eficiência das entidades responsáveis.

O aprofundamento da análise das perdas reais em sistemas públicos de abastecimento de água surge quer pelo aumento da preocupação com as questões ambientais, quer pela crescente competitividade no mercado da água, onde as perdas de água se podem reflectir significativamente tanto nos resultados económicos, como na percepção pública da qualidade do serviço prestado.

Múltiplos factores podem influenciar a ocorrência de fugas e roturas em redes de abastecimento de água, entre eles a idade, o material, classe de pressão, diâmetro e extensão de condutas e ramais, não esquecendo as condições de instalação das canalizações, designadamente o número de ramais, juntas e acessórios e a qualidade de execução das obras nem, finalmente, as condições em que a rede funciona, nomeadamente as pressões de serviço, sua variação ao longo do dia e velocidades de escoamento nas canalizações.

Para além destas condições intrínsecas à rede há também que considerar uma série de condições externas, como sejam o tipo de solo, o nível freático, o clima, as variações térmicas, o nível de cargas e assentamentos, entre outros.

1.2. OBJECTIVOS DO PRESENTE TRABALHO

O presente trabalho tem por objectivo proporcionar contribuições, quer de natureza teórica, quer de natureza prática, para reduzir o nível de perdas reais em sistemas públicos de abastecimento de água. Essas contribuições poderão ter mais interesse para entidades gestoras já com alguma experiência no controlo activo de perdas, e que procuram melhorar o aproveitamento dos recursos disponíveis.

Em termos teóricos procurou-se desenvolver um modelo que permita uma estimativa fundamentada do nível de perdas reais, a qual possa ser usada desde logo ao nível do projecto e da definição de estratégias comerciais e, depois, na monitorização da exploração

A metodologia teórica desenvolvida utiliza informação relativamente simples de obter, nomeadamente (i) diâmetros, extensões das canalizações e pressões de serviço, para estimativas das perdas antes da entrada em funcionamento das obras, e (ii) três zonas com características semelhantes em termos de diâmetros e pressões, onde possam ser medidos caudais, para obtenção do seu valor mínimo diário.

Relativamente aos temas práticos fazem-se aplicações concretas relativamente a medição de caudais (tecnologias e estratégias), determinação de perdas reais em redes extensas, controlo das pressões e seu efeito sobre as perdas de água.

Tais aplicações centraram-se sobre várias zonas da rede de abastecimento de água ao Concelho de Valongo, incluindo a rede da cidade de Ermesinde, confirmando satisfatoriamente a modelação teórica acima descrita.

2

ENQUADRAMENTO

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

O objectivo deste capítulo é definir conceitos e instrumentos de análise actuais, enquadrar a questão das perdas de água na gestão global de um sistema de abastecimento e referir metodologias para redução do nível de perdas. Falar-se-á, por isso, do balanço hídrico e suas componentes, das dimensões do problema, de indicadores de perdas, e de algumas soluções para o seu controlo.

O Guia Técnico sobre Controlo de Perdas de Água em Sistemas Públicos de Adução e Distribuição publicado pela Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos (ERSAR) [1] constitui um magnífico auxiliar para os objectivos deste capítulo

2.2. BALANÇO HÍDRICO

Em relação a esta matéria será de começar por apresentar os principais conceitos associados ao balanço hídrico, seguindo-se um quadro - resumo mostrando a articulação das suas componentes, indicações sobre a forma de cálculo e, por fim, possíveis explicações para cada componente das perdas.

2.2.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

Nesta matéria de perdas de água a terminologia é uma questão fundamental para a unificação de conceitos, pelo se passa a algumas das definições consideradas em [1] e que serão dessa forma interpretadas no decurso deste trabalho:

- i. **Água entrada no sistema:** volume anual introduzido na parte do sistema de abastecimento de água que é objecto do cálculo do balanço hídrico.
- ii. **Consumo autorizado:** volume anual de água, medido ou não medido, facturado ou não, fornecido a consumidores registados, a outros que estejam implícita ou explicitamente autorizados a fazê-lo para usos domésticos, comerciais ou industriais e à própria entidade gestora.
- iii. **Perdas de água:** volume correspondente à diferença entre o volume de **Água entrada no sistema** e o **Consumo autorizado**. As perdas de água dividem-se em **Perdas reais** e **Perdas aparentes**.

- iv. **Perdas reais:** volume de água correspondente às perdas físicas até ao contador do cliente, quando o sistema está pressurizado. O volume anual de perdas através de todos os tipos de fissuras, roturas e extravasamentos depende da frequência, do caudal e da duração média de cada fuga.
- v. **Perdas aparentes:** esta parcela das perdas contabiliza todos os tipos de imprecisões associadas às medições da água produzida (ou água entrada no sistema) e da água consumida, e ainda o consumo não autorizado (por furto ou uso ilícito).
- vi. **Água não facturada:** 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.

2.2.2. QUADRO RESUMO

A Figura 2.1. mostra as interligações das componentes do balanço hídrico, conforme entendidas pela *International Water Association (IWA)*.

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]		Uso não autorizado [m ³ /ano]	
				Erros de medição [m ³ /ano]	
		Perdas reais [m ³ /ano]		Fugas nas condutas de adução e/ou distribuição [m ³ /ano]	
				Fugas e extravasamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição [m ³ /ano]	
		Fugas nos ramais (a montante do ponto de medição) [m ³ /ano]			

Fig.2.1. – Componentes do balanço hídrico

O cálculo é habitualmente realizado para um ano completo, permitindo assim minimizar os efeitos dos consumos facturados por estimativa, que dependem da frequência das leituras dos contadores dos clientes.

Em linhas gerais, os passos para determinar o volume de água não facturada e o volume de perdas são os seguintes:

- i. Considerar o volume de **Água entrada no sistema**.
- ii. Considerar o Consumo facturado medido e o Consumo facturado não medido, que somados representam o Consumo autorizado facturado ou Água facturada.
- iii. Calcula-se o volume de **Água não facturada** (perdas comerciais), subtraindo o volume de Água facturada ao volume de Água entrada no sistema.
- iv. Definir o Consumo não facturado medido e o Consumo não facturado não medido, em que o total é o Consumo autorizado não facturado.
- v. Somar os volumes de água correspondentes ao Consumo autorizado facturado e ao Consumo autorizado não facturado, o que resulta no **Consumo autorizado**.
- vi. Calculam-se as **Perdas de água** como a diferença entre o volume de Água entrada no sistema e o Consumo autorizado.
- vii. Estimar os volumes relativos a Uso não autorizado e a Erros de medição, que somados representam as **Perdas aparentes**.
- viii. Calculam-se as **Perdas reais** subtraindo as Perdas aparentes às Perdas de água.

De entre as causas para a ocorrência das perdas explícitas no balanço hídrico, destacam-se:

- i. **Uso não autorizado** – Consumos ilícitos: furtos em hidrantes, ligações clandestinas e/ou desconhecidas, *by-passes*.
- ii. **Erros de medição** – Idade dos contadores e aparelhos desadequados aos caudais a medir (perfis de consumo).
- iii. **Fugas nas condutas e Fugas nos ramais (a montante do ponto de medição)** – Roturas nos materiais, juntas e acessórios; roturas provocadas por choque hidráulico, corrosão, excesso de cargas e assentamentos; acções acidentais de terceiros; excesso de pressão.
- iv. **Fugas e extravasamentos nos reservatórios** – Fissuras nas paredes e fundações; incidentes de exploração.

No próximo capítulo apresenta-se o balanço hídrico do sistema de abastecimento de água do Concelho de Valongo em 2009 o que, para além do interesse específico para a análise desse caso concreto, ilustra o procedimento acima indicado.

2.3. VERTENTES DO PROBLEMA DAS PERDAS DE ÁGUA

As perdas de água são tradicionalmente associadas a importantes questões de vária natureza, das quais se destacam:

- i. **Económica** – Considerando que “as perdas de água correspondem a água que não é facturada nem utilizada para outros usos autorizados, mas que é captada, tratada,

transportada em infra-estruturas de elevado valor patrimonial e com custos de operação e manutenção significativos” [1], compreende-se a sua importância económica, sendo esta uma das principais motivações que levam as entidades gestoras a investir na detecção activa de fugas.

- ii. **Técnica** – O volume de perdas reais numa rede de abastecimento de água diz muito sobre a qualidade da construção, estado de conservação e condições de operação da rede.
- iii. **Ambiental** – Em zonas de escassez de recursos hídricos, a quantidade de água perdida ganha uma importância acrescida.
- iv. **Saúde Pública** – A existência de fugas de água pressupõe que a estanqueidade da rede não é total, sendo as zonas de fuga potenciais fontes de contaminação da água, sobretudo em momentos em que a rede não esteja pressurizada, o que ocorre, por exemplo, quando há necessidade de interromper o fornecimento.
- v. **Social** – As perdas de água são um dos indicadores de ineficiência para o qual os consumidores estão mais atentos, sobretudo quando ocorrem aumentos nos tarifários.

2.4. INDICADORES DE PERDAS

São três os conceitos mais relevantes quando se pretende avaliar o potencial de redução de perdas num sistema de distribuição e definir uma estratégia de controlo de perdas:

- i. **Nível económico de perdas:** corresponde à melhor combinação entre o investimento efectuado nas medidas de redução de perdas e o retorno económico proporcionado pelas mesmas.
- ii. **Nível - base de perdas:** nível de perdas obtido após reparação de todas as fugas e roturas detectáveis.
- iii. **Nível passivo de perdas:** nível de perdas quando não há investimento em controlo activo de perdas, sendo apenas reparadas as fugas e roturas visíveis.

Dos três conceitos, o que mais determina a estratégia a seguir no combate às perdas é o nível económico das mesmas, pois permite avaliar até que ponto é economicamente rentável intensificar os meios para a sua redução.

Para se determinar o nível económico de perdas é necessário determinar o nível económico de perdas reais e o nível económico de perdas aparentes, pois os procedimentos para minimizar os erros de medição e os consumos não contabilizados são independentes dos procedimentos para minimização das perdas reais.

Só no que diz respeito às perdas reais, para ser possível o seu cálculo é necessário reunir um conjunto de dados específicos relativos ao sistema de abastecimento:

- i. Custo de mão-de-obra.
- ii. Custo da água.
- iii. Pressão de serviço.
- iv. Idade e estado de conservação das tubagens.
- v. Tipologia das roturas.
- vi. Métodos utilizados para controlo de fugas.

Ainda em relação ao nível económico de perdas reais pode dizer-se o seguinte:

- i. Varia de rede para rede.
- ii. Varia ao longo do tempo.
- iii. Pode ser afectado por sazonalidade na frequência de roturas.
- iv. Quando calculado com base no controlo activo de perdas é afectado por alterações de operação da rede como, por exemplo, a pressão de serviço.
- v. Depende do valor da água, que varia ao longo do tempo.
- vi. Depende das técnicas de detecção e reparação de fugas utilizadas.

Considerando que dificilmente se tem disponível toda a informação acima mencionada, a IWA sugere que se compare o indicador de perdas reais com um valor mínimo de referência calculado a partir de uma expressão empírica proposta por Lambert *e al.* a partir de resultados experimentais em sistemas bem construídos, operados e mantidos de diversos países:

$$\text{Perdas reais mínimas (litros/ramal/dia)} = \left(18 \times \frac{Lm}{Nc} + 0,8 + 0,025 \times Lp \right) \times \frac{P}{10} \quad (2.1)$$

Nesta expressão,

Lm – comprimento da rede (km)

Nc – número de ramais (-)

Lp – comprimento médio dos ramais, medido entre a borda da estrada e o ponto de medição de caudal (m)

P – pressão média de operação (kPa).

Esta equação não considera o efeito dos diâmetros das condutas nem do material sobre o nível de perdas. A influência destes factores foi, justamente, uma das questões investigadas no presente trabalho, conforme adiante se mostrará.

2.5. SOLUÇÕES PARA REDUZIR AS PERDAS DE ÁGUA

São quatro os métodos tradicionalmente utilizados para controlo das perdas de água em sistemas públicos de distribuição:

- i. Criação de Zonas de Medição e Controlo (ZMC) – Trata-se de dividir a rede em sectores de menor dimensão onde a água entra por um único ponto de afluência, conforme mostra a Figura 2.2. Este método permite um nível de avaliação de perdas mais detalhado do que o facultado por medições à saída dos reservatórios.
- ii. Gestão de pressões – Trata-se de assegurar níveis de pressão adequados para os utilizadores, mas tentando, simultaneamente, minimizar fugas e roturas e, por arrastamento, as perdas de água.
- iii. Localização de fugas – Pode falar-se de localização aproximada e detecção exacta:
 - a. Localização aproximada – Na maioria das situações executa-se um fecho sucessivo de secções da rede (*step testing*) em cada ZMC nas horas de menor consumo, começando nas mais afastadas e progredindo no sentido do medidor. Ao longo do teste regista-se o caudal nocturno para cada secção. A redução significativa de caudal de uma secção

para a seguinte permite delimitar espacialmente a posterior tentativa de detecção das fugas.

- b. Detecção exacta – O método mais comum é o da sondagem acústica directa com geofone, ou outros equipamentos do mesmo tipo.
- iv. Reparação do sistema – Por norma, a reparação de fugas detectadas enquadra-se num sistema de reparações pontuais e imediatas, semelhante ao adoptado para as roturas que afectam o normal abastecimento dos consumidores.

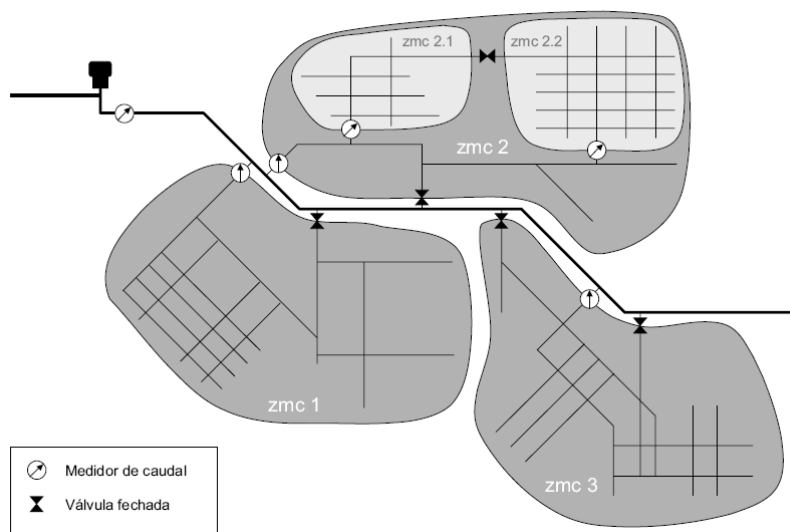


Fig.2.2. – Sistema de medição zonada, com 3 zonas principais, estando a ZMC 2 subdividida em duas subzonas [1]

3

PERDAS DE ÁGUA NA REDE DO CONCELHO DE VALONGO

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo pretende-se introduzir o problema das perdas nas suas dimensões técnicas e económico-financeiras, a partir do caso do sistema público de distribuição de água do concelho de Valongo. O capítulo desenvolve-se em três partes:

- Evolução dos resultados – apresentação de indicadores e variáveis relevantes para caracterizar a evolução da entidade gestora ao nível das perdas de água;
- Evolução da estratégia adoptada para a redução das perdas;
- Situação actual – enquadramento, identificação de factores actualmente limitativos e estratégia de evolução.

3.2. PERDAS DE ÁGUA DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO CONCELHO DE VALONGO

No final de 2009, o sistema de abastecimento de água do Concelho de Valongo era constituído por 17 reservatórios de distribuição abastecidos por 49 km de rede adutora. A rede de distribuição tinha uma extensão total de 439 km, à qual estavam ligados 20.092 ramais.

3.2.1. PERCENTAGEM DE PERDAS DE ÁGUA ANUAIS

Este indicador é o quociente entre o volume de água não facturado e o volume de água entrado no sistema. Na Figura 3.1. apresentam-se as percentagens de perdas de água desde 2002, ano a partir do qual há registos fíáveis.

3.2.2. VOLUME DE ÁGUA FACTURADO ANUALMENTE

Em 2002 procedeu-se a uma substituição muito significativa de contadores por antiguidade. A maioria tinha idades superiores a 30 anos, nunca tendo sequer sido revistos, e representavam entre 15% a 20% do parque de contadores. Essa acção resultou num significativo aumento do volume de água facturado a partir de 2003, conforme se pode observar na Figura 3.2. Por sua vez, entre 2003 e 2009 o volume de água facturado estabilizou.

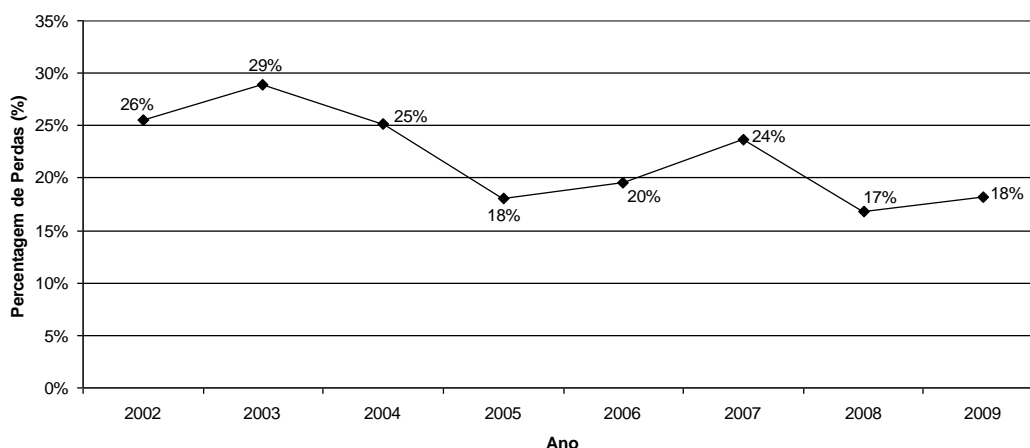


Fig.3.1. – Percentagem das perdas de água anuais

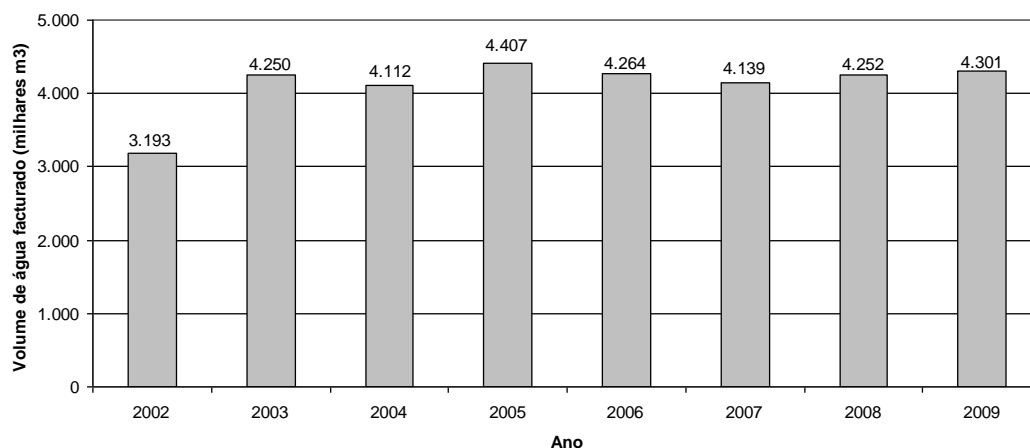


Fig.3.2. – Volume de água facturado anualmente (milhares m³)

Para melhor compreender este comportamento observou-se a evolução do número de clientes e o consumo médio mensal por contador.

3.2.2.1. Número de Clientes

A Figura 3.3. mostra a evolução do número total de clientes, sem discriminação por tipo de consumidor. Os valores são relativos ao dia 31 de Dezembro de cada ano, apresentando-se o histórico desde 2004, ano a partir do qual os registos são fiáveis.

Desde 2005 que se regista um aumento progressivamente inferior do número de consumidores face ao ano anterior, conforme mostra o Quadro 3.1.

Quadro 3.1. – Variação do número de clientes em comparação com o ano anterior

	2004	2005	2006	2007	2008	2009
Número de Clientes	35.399	36.693	37.630	38.395	39.000	39.532
Variação		+ 1.294	+ 937	+ 765	+ 605	+ 532

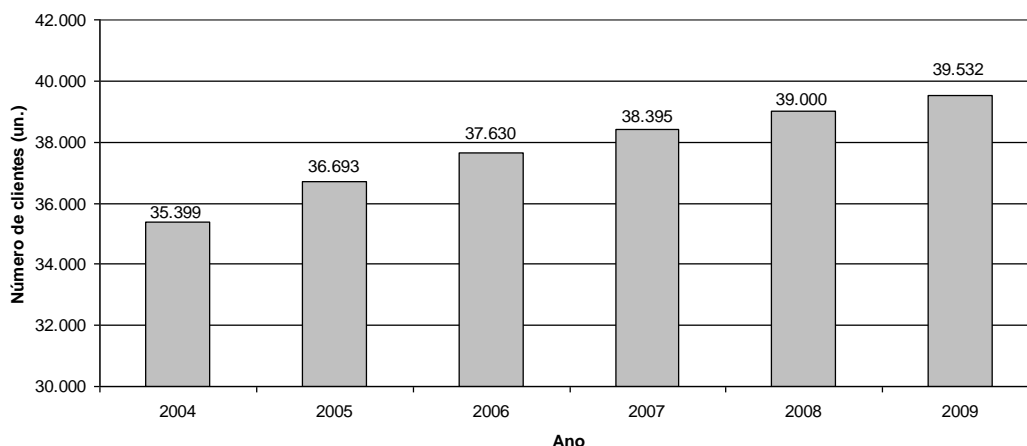


Fig.3.3. – Número de clientes

3.2.2.2 Consumo médio mensal por cliente

A Figura 3.4. ilustra a evolução do volume médio mensal facturado por cliente, igualmente sem qualquer distinção por tipo de consumidor. Os valores são relativos ao período compreendido entre 1 de Janeiro e 31 de Dezembro de cada ano e representam os resultados desde 2005.

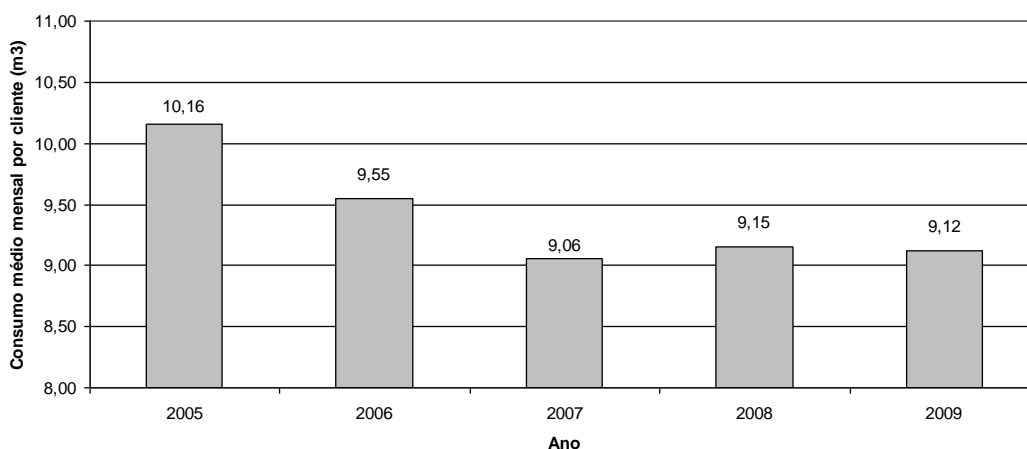


Fig.3.4. – Volume médio mensal facturado por cliente (m³/mês)

Entre 2005 e 2007 registou-se uma redução no consumo de água por cliente de aproximadamente 1m³ por mês. No período de 2007 a 2009, nota-se uma estabilização desse valor, conforme o Quadro 3.2.

Quadro 3.2. – Variação do consumo médio mensal por cliente em comparação com o ano anterior

	2005	2006	2007	2008	2009
Consumo mensal por cliente (m ³ /mês)	10,16	9,55	9,06	9,15	9,12
Variação		- 0,60	- 0,49	+ 0,09	- 0,03

Importa referir que variáveis relacionadas com o consumo de água são fortemente influenciadas por circunstâncias mais ou menos aleatórias, como a precipitação e a temperatura atmosférica, as quais podem ter influenciado os valores do Quadro 3.2.

3.2.3. VOLUME DE ÁGUA NÃO FACTURADO ANUALMENTE

Este indicador resulta da diferença entre o volume de água entrado no sistema e o volume de água facturado. Na Figura 3.5. apresentam-se os resultados desde 2002.

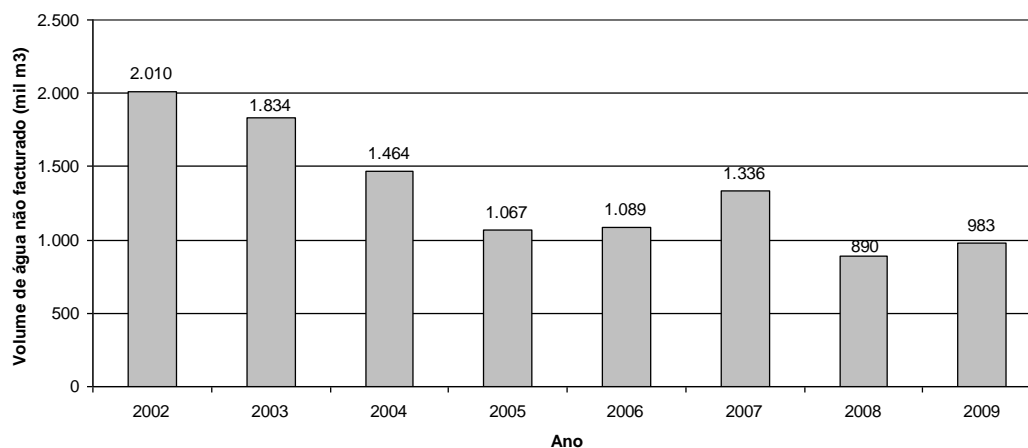


Fig.3.5. – Volume de água não facturado anualmente (milhares m³)

A Figura 3.5. evidencia uma redução no volume de água anualmente não facturado de, aproximadamente, um milhão de metros cúbicos entre 2002 e 2009.

De uma maneira geral esta redução de perdas resulta de um conjunto de medidas, das quais se destacam:

- i. Contínuo investimento em meios de detecção activa de fugas, da implementação de SIG (Sistemas de Informação Geográfica), da delimitação de ZMC (Zonas de Medição e Controlo), da instalação de equipamentos de telegestão e substituição de contadores com mais de 15 anos.
- ii. A redução das perdas de água proporciona poupanças económicas significativas à entidade gestora. A variável com maior peso nessa poupança é o custo de aquisição da água tratada *em alta*. Como o preço actual de compra de 1m³ de água à empresa Águas do Douro e Paiva é de 0,343€, a redução de 1 milhão de metros cúbicos no volume anual de perdas representa uma poupança anual próxima dos 350 mil euros.

3.3. ESTRATÉGIA PARA REDUÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA NA REDE DO CONCELHO DE VALONGO

Até 2001 não existia uma estratégia consistente para a redução das perdas de água na rede do concelho de Valongo, nem mesmo um programa de detecção activa de fugas. Neste sub-capítulo pretende-se mostrar a evolução, desde 2002, da estratégia adoptada pela empresa nesta matéria.

É possível distinguir duas fases, das quais se enumeram os investimentos realizados, procedimentos adoptados, melhorias e resultados alcançados.

3.3.1. PRIMEIRA FASE – 2002 A 2004

A estratégia adoptada entre 2002 e 2004 permitiu a redução da percentagem de perdas de água, de valores sistematicamente acima de 25%, para valores regularmente inferiores a 20% a partir de 2005.

Quadro 3.3. – Síntese da estratégia no período 2002 / 2004

Investimentos	
<ul style="list-style-type: none"> • Formação de uma equipa para a detecção de fugas • Aquisição de correlador, geofone, <i>data-loggers</i> • Formação para utilização de equipamentos de detecção de fugas • Viatura preparada para a equipa de detecção de fugas • Implementação da substituição de contadores de clientes com mais de 15 anos 	<ul style="list-style-type: none"> • Implementação de SIG • Levantamento da rede de abastecimento de água e registo no SIG ¹ • Delimitação de zonas de abastecimento (ZA) e zonas de medição e controlo (ZMC) e instalação de medidores de caudal • Implementação de sistema de telegestão • Formação para utilização de aplicações informáticas de suporte à actividade do controlo activo de perdas ²
Procedimentos	
<ul style="list-style-type: none"> • Registo no SIG das ZA e ZMC delimitadas no campo • Actualização e correcção do cadastro da rede com periodicidade semanal • Observação e registo dos caudais mínimos e dos volumes diários introduzidos pelos reservatórios e ZMC nas respectivas redes de distribuição ³ 	<ul style="list-style-type: none"> • Manobras de fecho progressivo da rede (<i>step testing</i>) • Método de sondagem acústica directa (geofone) • Registo de intervenções na rede no SIG
Melhorias	
<ul style="list-style-type: none"> • Maior capacidade para a detecção de fugas • Redução dos erros de medição nos contadores dos locais de consumo 	
Resultados	
<ul style="list-style-type: none"> • Percentagem de perdas de água inferiores a 20% 	

¹ O levantamento da rede de abastecimento de água incluiu condutas, ramais de ligação, válvulas de seccionamento, redutores de pressão, ventosas, descargas de fundo, bocas de rega, hidrantes e câmaras de manobra.

² O investimento em formação na utilização de aplicações informáticas compreendeu:

- Sistema de Informação Geográfica (*Giris Eau*); Sistema de Gestão de Bases de Dados (*Oracle*); *SQL Tools* – para o armazenamento e manutenção do cadastro da rede de abastecimento de água; definição das zonas de abastecimento (ZA) e zonas de medição e controlo (ZMC); consulta de informação gráfica e alfanumérica sobre a rede de abastecimento; registo de intervenções na rede;
- Telegestão (sistema *Sofrel*) – para consulta de volumes de água comprados, volumes distribuídos nas redes de adução e distribuição, curvas de caudais e níveis de reservatórios;
- Programas para recolha e análise dos registos dos *dataloggers* (*Radcom*) – para consulta de curvas de caudais, caudais mínimos nocturnos e volumes distribuídos em ZA e ZMC;
- Programa de gestão de clientes (ELAG) – para obter os volumes facturados aos clientes.

³ As subidas dos caudais mínimos e dos volumes diários distribuídos em proporções idênticas, deixam depreender o aparecimento e a demora na localização de fugas. A análise anterior, ponderada com outros indicadores de desempenho das redes relativos às perdas (nesta fase, o perfil dos caudais de distribuição e o índice de perdas por extensão de rede), permitia estabelecer prioridades de intervenção para a Equipa de Detecção de Fugas. Após a localização e reparação das fugas, confirmava-se a reposição dos valores habituais.

3.3.2. SEGUNDA FASE – 2005 A 2009

Nesta fase a estratégia seguida foi uma evolução da implementada no período 2002 / 2004, não se evidenciando qualquer investimento ou procedimento manifestamente inovador. Talvez por esse motivo, não há uma óbvia melhoria nos resultados alcançados entre os anos 2006 e 2009, por comparação com 2005.

O equipamento para análise contínua da variância do sinal acústico (*permalogs*) revelou-se um investimento pouco proveitoso, considerando o tempo necessário para a instalação e recolha dos sensores e a reduzida extensão de rede que os mesmos permitem monitorizar em contínuo.

Os procedimentos de trabalho adoptados foram não só os descritos no Quadro 3.4., como se mantiveram os já aplicados na primeira fase.

Quadro 3.4. – Síntese da estratégia no período 2005 / 2009

Investimentos	
<ul style="list-style-type: none"> • Prosseguimento da delimitação de ZMC • Prosseguimento da instalação de equipamento para controlo e aquisição de dados, como parte do sistema de telegestão 	<ul style="list-style-type: none"> • Instalação de contadores nos marcos de água mais utilizados • Aquisição de <i>dataloggers</i> com transdutores de caudal e pressão • Aquisição de <i>permalogs</i>
Procedimentos	
<ul style="list-style-type: none"> • Controlo diário do caudal mínimo nocturno e do volume diário distribuído nos pontos de medição com telegestão: reservatórios (ZA) e zonas de medição e controlo (ZMC) • Controlo com uma periodicidade no mínimo mensal do caudal mínimo nocturno e do volume diário distribuído nos outros locais de medição, usando <i>dataloggers</i> 	<ul style="list-style-type: none"> • Procura de fugas com <i>permalogs</i> nas redes de abastecimento das zonas urbanas mais densas • Leitura mensal dos contadores dos grandes consumidores • Leitura mensal dos consumidores sazonais nos meses de maior consumo
Melhorias	
<ul style="list-style-type: none"> • Menor período de tempo entre a ocorrência da fuga e a sua detecção 	
Resultados	
<ul style="list-style-type: none"> • Volumes de água não facturados inferiores a 1 milhão de metros cúbicos (corresponde a uma percentagem de perdas de aproximadamente 18%) 	

3.4. SITUAÇÃO ACTUAL

Neste sub-capítulo reúne-se informação que, de forma sumária, permite descrever a situação actual da entidade gestora ao nível das perdas de água. Expõe-se um conjunto de informação técnica e operacional determinante para o nível de perdas e um diagnóstico sumário com base no balanço hídrico e alguns dos mais utilizados indicadores de desempenho. Todos os dados apresentados são relativos ao ano 2009.

Por fim identificam-se factores susceptíveis de constituírem limitação à redução das perdas, servindo também de guia para assuntos a desenvolver neste trabalho.

3.4.1. ASPECTOS TÉCNICOS E OPERACIONAIS

Neste ponto apresenta-se uma selecção de informação técnica e operacional, dividida em quatro temas: extensão da infra-estrutura; população abastecida e consumo doméstico; água adquirida e consumos autorizados; número de fugas e roturas.

A informação está organizada em quadros de acordo com a divisão mencionada. Os comentários a dados apresentados surgem abaixo dos respectivos quadros.

Quadro 3.5. – Extensão da infra-estrutura

Comprimento da rede (km)	488
Rede adutora (km)	48
Rede de distribuição (km)	439
Número de ramais	20.092
Comprimento dos ramais (km)	94

O comprimento da rede de adução e da rede de distribuição foi consultado no SIG, onde cada conduta está classificada quanto à função como adutora ou distribuidora.

Quanto aos ramais de ligação, não existia um levantamento preciso desses elementos e, por isso, estimou-se esse número com base em informação armazenada no Sistema de Gestão de Clientes. Na referida aplicação não existe a entidade “ramal”, estando a informação utilizada associada aos locais de consumo. O raciocínio seguido foi que a cada conjunto único de valores dos campos que identificam a designação das ruas e números de polícia corresponde um ramal.

Em relação ao comprimento dos ramais, poderá não ser absolutamente rigoroso, considerando que somente após o início do contrato de concessão (ano 2000) existe um efectivo controlo mensal do comprimento dos ramais executados.

Quadro 3.6. – População abastecida e consumo doméstico

População abastecida	91.450
Número de clientes	39.532
Número de clientes domésticos	35.589
Consumo doméstico médio (m ³ /mês)	9,12

A população abastecida calculou-se considerando o número de locais de consumo de água com contrato activo em Dezembro de 2009 e o índice de habitantes por fogo ao nível do concelho no Censo de 2001, que é de 2,6 habitantes por fogo.

Quadro 3.7. – Água adquirida e consumos autorizados

Água entrada no sistema (m ³ /ano)	5.283.739
Água facturada (m ³ /ano)	4.300.833
Consumos próprios (m ³ /ano)	17.897
Outros consumos autorizados não facturados (m ³ /ano)	15.746

Os consumos próprios resultam de água utilizada em duas ETAR exploradas pelas Águas de Valongo e nos edifícios de serviços da empresa. No balanço hídrico, os consumos próprios correspondem ao consumo não facturado medido.

Os 15.746 m³ de outros consumos autorizados não facturados são relativos à estimativa de água utilizada na limpeza e manutenção das redes de água e saneamento e retirada dos marcos de água para combate a incêndios.

Quadro 3.8. – Número de fugas e roturas

Não visíveis	114
Comunicadas	393
Em adutoras	6
Em condutas	103
Em ramais	398

As fugas e roturas classificadas como não visíveis foram as detectadas no âmbito do Controlo Activo de Perdas.

3.4.2. DIAGNÓSTICO DAS PERDAS DE ÁGUA

No Quadro 3.9. apresentam-se diversos indicadores utilizados para avaliar o nível global de desempenho e determinar o potencial de melhoria na redução das perdas. Por sua vez, a Figura 3.6. mostra os resultados do balanço hídrico.

Como já referido em 3.1.4., a Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos considera que, para entidades gestoras de sistemas *em baixa*, o indicador adequado é o índice de perdas por ramal.

Quadro 3.9. – Indicadores de desempenho

Água não facturada (m ³)	982.906
Perdas de água (m ³)	949.906
Perdas de água (%)	18,0
Perdas reais de água (m ³)	723.986
Custo unitário assumido das perdas reais (€/ m ³)	0,343
Valor económico de 1% de redução das perdas reais de água (€/ano)	18.809
Índice de perdas reais por unidade de extensão de rede (m ³ /km/dia)	4,1
Índice de perdas reais por ramal (litros/ramal/dia)	99
Índice de perdas reais por cliente (litros/cliente/dia)	50

Água entrada no sistema 5283739 m3/ano 100%	Consumo autorizado 4334476 m3/ano 82,03%	Consumo facturado 4300833 m3/ano 81,40%	Consumo facturado medido 4300833 m3/ano 81,40%	Consumo facturado 4300833 m3/ano 81,40%
			Consumo facturado não medido 0 m3/ano 0%	
		Consumo autorizado não facturado 33643 m3/ano 0,64%	Consumo não facturado medido 17897 m3/ano 0,34%	
			Consumo não facturado não medido 15746 m3/ano 0,3%	Água não facturada 982906 m3/ano 18,60%
	Perdas de água 949263 m3/ano 17,97%	Perdas aparentes 225277 m3/ano 4,26%	Uso não autorizado 6191 m3/ano 0,12%	
			Erros de medição 219086 m3/ano 4,15%	
		Perdas reais (1) 723986 m3/ano 13,70%	Fugas nas condutas de adução e/ou distribuição 499258 m3/ano 9,45%	
	Perdas reais (2) 714818 m3/ano 13,53%		Fugas e extravasamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição 1593 m3/ano 0,03%	
			Fugas nos ramais (a montante do ponto de medição) 213967 m3/ano 4,05%	

Fig.3.6. – Balanço Hídrico na Águas de Valongo

O volume de perdas reais é o que consta do balanço hídrico ilustrado pela Figura 3.6. O custo unitário assumido das perdas reais é o preço de aquisição de 1m³ de água *em alta*, no presente caso à empresa Águas do Douro e Paiva.

O volume de água relativo a usos não autorizados resulta de uma estimativa do uso fraudulento de hidrantes e do consumo de água em ligações ilícitas.

O volume relativo a erros de medição resulta de se considerar um erro médio de 5% na medição dos contadores, nas leituras e nos registos.

O volume de extravasamentos em reservatórios foi determinado a partir de dados da telegestão: níveis das células e volumes de adução e distribuição no período de tempo em que ocorreu o extravasamento.

Importa ainda referir que se admitiu que o volume de fugas nos ramais correspondeu a 30% do volume de perdas reais e que se considerou um erro de 20% na determinação do consumo de água autorizado não medido.

3.4.3. PROBLEMAS, OBJECTIVOS E ESTRATÉGIA

Actualmente, identificam-se como factores susceptíveis de limitar a redução das perdas de água, os seguintes:

- Insuficiente caracterização das causas das avarias, o que torna difícil definir uma estratégia para minimizar o número de ocorrências;
- Número significativo de zonas com elevada pressão, em que na ocorrência de fugas ou roturas há grandes caudais de perdas. Para além disso, as altas pressões podem também ser a origem de avarias;
- Não estão previstos grandes investimentos na renovação da rede a curto e médio prazo, o que levará a um significativo aumento da idade das infra-estruturas nos próximos anos.

Para reduzir o volume de perdas de água é essencial reduzir o número de fugas e roturas, reduzir a pressão na rede e otimizar os investimentos na renovação de condutas e ramais.

Para se atingir os objectivos propostos, ter-se-á que desenvolver acções específicas nas seguintes áreas:

- *Gestão de activos* – melhorar a caracterização das causas das avarias e o conhecimento das condições de funcionamento da rede (pressão, velocidade); desenvolver métodos para otimizar os investimentos na renovação de infra-estruturas;
- *Gestão da pressão* – melhorar a caracterização e gestão da pressão na rede, com o objectivo de reduzir os caudais de perdas e, eventualmente, o número de avarias;
- *Contagem* – melhorar o processo de quantificação e caracterização das perdas aparentes.

4

MEDIÇÃO DE CAUDAIS EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO – ESTUDO DE CASOS EM VALONGO

4.1. INTRODUÇÃO

Para o correcto seguimento de um programa de controlo de perdas de água é essencial conhecer as características metrológicas dos sistemas de medição de caudal. Ter-se disponível informação de caudais com níveis de exactidão e resolução adequados é fundamental para a correcta quantificação dos níveis de perdas num sistema de abastecimento de água.

Atendendo ao anteriormente enunciado, e perante sistemas de medição já em funcionamento, que maioritariamente terão sido dimensionados para caudais no ano horizonte de projecto, é conveniente verificar nesses sistemas os parâmetros acima mencionados.

Como exemplo de estudo, procede-se, no fim deste capítulo, à análise desses parâmetros relativamente à informação de caudais de 5 postos de medição com caudalímetros electromagnéticos, instalados à saída de reservatórios do sistema de abastecimento de água do concelho de Valongo.

Previamente à análise indicada, apresentam-se alguns pontos pertinentes no âmbito do tema da medição de caudal, designadamente sobre:

- Cadeias de medição – breve descrição das soluções mais usuais em sistemas de medição de caudal;
- Localização dos pontos de medição para o controlo adequado dos fluxos de água no sistema;

4.2. CADEIAS DE MEDIÇÃO

A solução de medição de caudal genericamente mais recomendada pressupõe a disponibilidade de um caudalímetro com condicionador de sinal capaz de realizar a conversão para sinais digitais, e a aquisição de dados por meio de autómato programável, de acordo com o esquema da Figura 4.1.

Por norma, os condicionadores de sinal dos caudalímetros têm disponível um conjunto alargado de interfaces, nomeadamente analógico, saídas em frequência, etc., conforme o esquema da Figura 4.2.

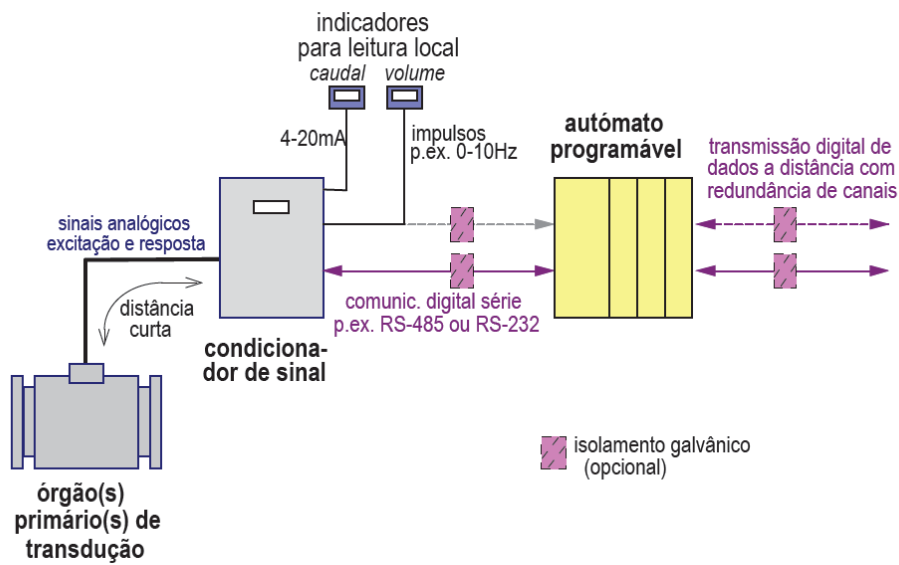


Fig.4.1. – Exemplo esquemático de solução de medição de caudal incorporando os princípios acima descritos. [2]

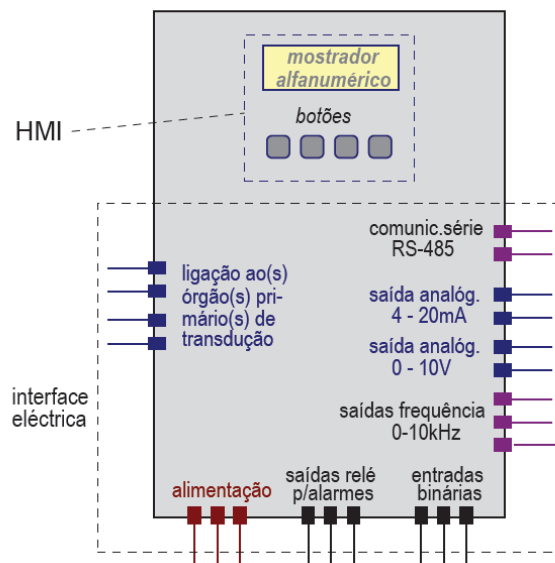


Fig.4.2. – Ilustração do conjunto de interfaces típicas num condicionador de sinal de um caudalímetro para escoamentos sob pressão. [2]

Outro tipo de solução muito praticada é aquela em que a informação de caudal é representada por sinal analógico – sendo a mais comum a 4 a 20mA –, e a de volume por totalização de impulsos (contagem), conforme representado na Figura 4.3.

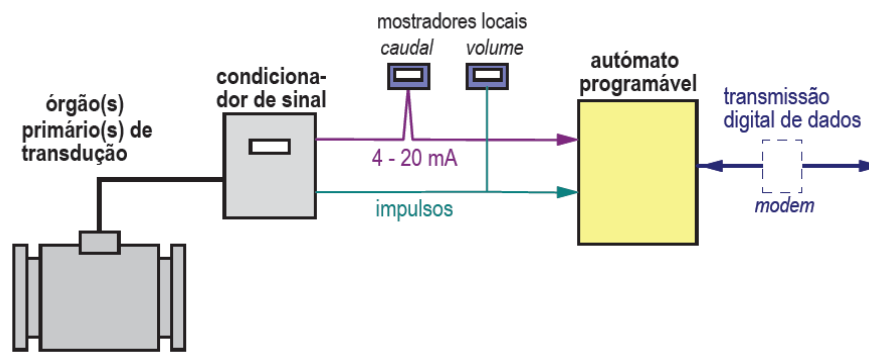


Fig.4.3. – Exemplo esquemático da solução acima descrita, com a função de aquisição de dados a cargo de um autómato programável. [2]

No caso dos caudalímetros da Águas de Valongo está a ser utilizada apenas a saída de sinal em frequência, o que resulta em informação de caudal e de volume por contagem de impulsos.

Na Figura 4.4. mostra-se o primário de um caudalímetro electromagnético na saída de um reservatório de distribuição de água. Na figura podem-se observar as ligações de equipotencialização entre o primário e os troços de conduta adjacente em ferro fundido dúctil e o cabo de ligação ao condicionador de sinal, também designado por secundário.



Fig.4.4. – Primário de caudalímetro electromagnético tubular instalado na conduta de distribuição de um reservatório

Nos casos em que se utiliza medidores mecânicos (contadores), o sistema de aquisição de dados fica normalmente a cargo de um *data-logger*.

Apesar das limitações metrológicas deste tipo de medidores, estes podem também permitir obter valores de caudal em tempo real se a detecção de partes móveis proporcionar um número considerável de impulsos por unidade de volume.

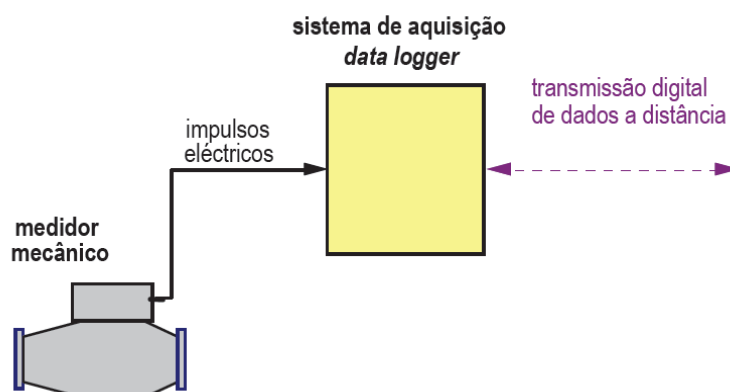


Fig.4.5. – Exemplo esquemático de solução de medição de caudal com medidor mecânico e aquisição de dados por meio de um *data-logger*. [2]

Na Figura 4.6. pode-se observar uma solução de medição de caudal idêntica à esquematizada na Figura 4.5., que neste caso constitui uma Zona de Medição e Controlo. A solução é composta por um medidor mecânico do tipo *Woltmann*, emissor de impulsos, ficha militar e *data-logger*. A instalação não inclui transmissão de dados para posto central de telegestão.



Fig.4.6. – Solução de medição de caudal em ZMC com contador mecânico

4.3. LOCALIZAÇÃO DE PONTOS DE MEDIÇÃO

Os locais de medição de caudal e/ou volume são determinados, maioritariamente, pelas necessidades de avaliação e controlo das perdas de água. Simultaneamente, os dados de caudal fornecidos por esses pontos de medição, permitem conhecer os fluxos de água no sistema de abastecimento. No caso de uma entidade gestora como a Águas de Valongo, que não tem qualquer captação própria, importando toda a água à Águas do Douro e Paiva, os caudais devem ser medidos nos seguintes locais:

- À saída de instalações que permitem a regularização de volumes e que têm redes de distribuição a jusante, nomeadamente reservatórios e estações elevatórias;
- À entrada das instalações acima mencionadas que têm redes de distribuição a montante;

- Em diversos pontos das redes de distribuição, devidamente seleccionados, que permitem melhorar o controlo operacional do sistema, originando as designadas Zonas de Medição e Controlo (ZMC).

Na ligação entre instalações em que não há distribuição de percurso, para efeitos de controlo de perdas de água, é suficiente medir o volume à saída da instalação a montante e à entrada da instalação a jusante.

Em entidades gestoras que tenham implementada uma solução aplicacional capaz de integrar dados do Sistema de Gestão de Clientes, Sistema de Informação Geográfica e do Sistema de Telegestão, tem interesse medir caudais nos pontos de entrega de água a utilizadores através de sistemas de telemetria.

4.4. EXEMPLO DE ESTUDO

4.4.1. NOTA INTRODUTÓRIA

Considerando que um dos dados fundamentais na avaliação das perdas de uma rede de distribuição é o caudal mínimo nocturno, pretende-se, com este trabalho, identificar melhorias na resolução da informação relativa a esses caudais, passíveis de se alcançar com simples alterações nas larguras de impulso parametrizadas.

A amostra utilizada neste trabalho é, tal como anteriormente referido, a informação de caudais relativa a 5 pontos de medição com caudalímetros electromagnéticos, instalados à saída de reservatórios do sistema de abastecimento de água do concelho de Valongo.

Importa acrescentar, que por caudal mínimo nocturno, entende-se o volume mínimo distribuído em intervalos de 5 minutos em período nocturno, e que a resolução e a exactidão da informação de caudais fornecida pelos sistemas de medição são, respectivamente, condicionadas pela largura de impulso e pela velocidade de escoamento.

Convém também mencionar, e de acordo com [2], que por resolução de um sistema de medição entende-se a menor variação no valor da grandeza mensurável com um instrumento de medição, que causa uma modificação perceptível na respectiva indicação. Já a exactidão define-se como a aproximação entre o resultado da medição e o valor verdadeiro da mensuranda.

4.4.2. ANÁLISE

Neste ponto verificam-se duas condições: o valor mínimo do impulso que garante a leitura dos caudais máximos históricos, e o valor mínimo do impulso que assegura dados de caudais com uma resolução compatível com a exactidão das medições dos caudalímetros.

Considerando os valores de impulso e o tempo de agregação das medições inicialmente parametrizados, calculou-se então a resolução actual das medições e o caudal máximo ($Q_{máx}$ no Quadro 4.1.) possível de contabilizar nos 5 locais de medição da amostra. Importa referir, que na determinação do caudal máximo mencionado, se pressupôs que o autómato necessitaria de um intervalo de tempo de 1 segundo para realizar a aquisição de dados.

Conforme se pode observar no Quadro 4.1., os caudais máximos possíveis de serem lidos, estavam, em todos os caudalímetros, significativamente acima dos ocorridos nas redes de distribuição em qualquer período do ano ($Q_{máx} \text{ histórico}$). Determinou-se, por isso, o valor mínimo de impulso suficiente para garantir a leitura desses caudais máximos. O Quadro 4.1. resume o raciocínio seguido.

Quadro 4.1. – Valor mínimo do impulso para os caudais máximos

Reservatório	Impulso (litros)	Tempo (min)	Resolução (m ³ /h)	Q _{máx} (m ³ /h)	Q _{máx} histórico (m ³ /h)	Impulso mínimo (litros)
Susão	1000	15	4	3600	72	20
Fonte da Senhora	1000	5	12	3600	516	143
Formiga	500	5	6	1800	264	73
Montes da Costa – saída 1	1000	5	12	3600	180	50
Montes da Costa – saída 2	1000	5	12	3600	120	33

Posteriormente, atendendo ao erro de medição dos caudalímetros para as velocidades de escoamento relativas aos caudais mínimos considerados, determinaram-se os valores mínimos dos impulsos que fornecem resultados dentro dos intervalos de valores nos quais se admitem que os valores reais das grandezas se podem encontrar. Importa referir, que os caudais mínimos considerados resultam do pressuposto que 15% seria a percentagem representativa do nível mínimo de volume de perdas possível de alcançar nestas redes.

A determinação do erro relativo das medições dos caudalímetros electromagnéticos foi baseada numa regra genérica e não em valores específicos dos fabricantes de cada caudalímetro. A maioria dos fabricantes apresenta na sua informação técnica essa mesma regra, que indica para velocidades de escoamentos iguais ou superiores a 0,5m/s um erro relativo nunca superior a 0,5%, e para velocidades de escoamento inferiores a 0,5m/s uma variação do erro relativo em função da velocidade de acordo com a expressão $0,25/U$.

Conforme se pode observar no Quadro 4.2., a exactidão permitida pelos caudalímetros é mais restritiva sobre os valores mínimos de impulso do que os caudais máximos nestas redes (cf. com o Quadro 4.1.), o que se explica pelas reduzidas velocidades de escoamento, consequência do sobredimensionamento dos diâmetros dos primários dos caudalímetros em estudo.

Quadro 4.2. – Valor mínimo do impulso considerando o erro de medição dos caudalímetros

Reservatório	Volume (m ³ /dia)	Q _{min} perdas 15% (m ³ /h)	Diâmetro órgão primário (mm)	U (m/s)	Erro relativo (%)	Erro absoluto (m ³ /h)	Resolução máxima (m ³ /h)	Impulso mínimo (litros)
Susão	479	3,0	300	0,012	21,2	0,64	1,27	106
Fonte da Senhora	3758	23,5	400	0,052	4,8	1,13	2,26	188
Formiga	3187	19,9	350	0,057	4,4	0,87	1,73	144
Montes da Costa – saída 1	1825	11,4	300	0,045	5,6	0,64	1,27	106
Montes da Costa – saída 2	2376	14,8	400	0,033	7,6	1,13	2,26	188

4.4.3. RESULTADOS

O Quadro 4.3. sintetiza os resultados do estudo, que termina com uma sugestão para os valores de impulso a implementar de modo a obterem-se resultados fáceis de interpretar, de acordo com os valores de resolução indicados. Referem-se, também, os caudais máximos possíveis de medir para os valores de impulso sugeridos.

Quadro 4.3. – Síntese dos resultados

Reservatório	Impulso mínimo – 1ª condição (litros)	Impulso mínimo – 2ª condição (litros)	Impulso sugerido (litros)	Resolução (m ³ /h)	Q ₃ ^{máx} (m ³ /h)
Susão	20	106	125	1,50	450
Fonte da Senhora	143	188	200	2,40	720
Formiga	73	144	150	1,80	540
Montes da Costa – saída 1	50	106	125	1,50	450
Montes da Costa – saída 2	33	188	200	2,40	720

5

MODELAÇÃO TEÓRICA DAS PERDAS DE ÁGUA REAIS

5.1. INTRODUÇÃO

Partindo da hipótese de que a área de orifícios por onde se perde água numa conduta está relacionada com a superfície lateral da mesma, pretende-se demonstrar que o caudal de perdas por unidade de comprimento de conduta é proporcional ao seu diâmetro e à raiz quadrada da pressão. Com base nessa demonstração, desenvolve-se depois uma teoria para estimar o caudal de perdas em condutas e os consumos nocturnos em habitações.

5.2. DESENVOLVIMENTO DE TEORIA SOBRE PERDAS DE ÁGUA NAS CONDUTAS

Segundo o princípio da continuidade, o caudal de perdas (Q) ao longo de um trecho de conduta será dado por:

$$Q = A_{ab} \cdot v \quad (5.1)$$

onde A_{ab} representa a área total de aberturas nesse trecho e v a velocidade média do escoamento através dessas aberturas.

A_{ab} deve estar relacionada com a superfície lateral do trecho de conduta, parecendo razoável admitir:

$$A_{ab} = f_1 \cdot \pi \cdot D \cdot L \quad (5.2)$$

onde D representa o diâmetro da conduta, L o comprimento do trecho da mesma e f_1 uma função que pode depender de múltiplos factores, tais como, a resistência da conduta, cuidados de assentamento, etc.

Considerando a “lei dos orifícios”, a velocidade será dada por:

$$v = c_v \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (5.3)$$

onde c_v é o coeficiente de velocidade e h a altura piezométrica. Recordando que a pressão (p) é dada por

$$p = \gamma \cdot h \quad (5.4)$$

pode escrever-se:

$$v = k_1 \cdot p^{1/2} \quad (5.5)$$

onde k_1 é praticamente uma constante.

Por sua vez,

$$Q = q \cdot L \quad (5.6)$$

onde q representa o caudal de perdas por unidade de comprimento da conduta.

Introduzindo as relações (5.2), (5.5) e (5.6) em (5.1), obtém-se

$$q = f_2 \cdot D \cdot p^{1/2} \quad (5.7)$$

onde f_2 é uma função proporcional a f_1 .

Em suma, numa determinada conduta, q será proporcional ao diâmetro e à raiz quadrada da pressão a que está sujeita.

Uma grandeza ainda com mais significado, pois incorpora a dimensão da conduta, é q/D , que se pode exprimir, por exemplo, em l/s/km/metro de diâmetro. A equação (5.7) deixa entender que para determinada conduta:

$$\frac{q}{D} \propto p^{1/2} \quad (5.8)$$

isto é, o caudal de perdas por unidade de comprimento e de perímetro é proporcional à raiz quadrada da pressão.

No capítulo seguinte procura-se confirmar esta teoria com dados relativos a Zonas de Medição e Controlo (ZMC) da rede de Valongo, podendo desde já adiantar-se que os resultados são francamente animadores.

5.3. TEORIA PARA ESTIMAR OS CONSUMOS NOCTURNOS NAS HABITAÇÕES E O CAUDAL DE PERDAS NAS CONDUTAS

5.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Em regra, o caudal medido numa ZMC corresponde à soma dos caudais nos diversos contadores com o caudal perdido nas condutas e ramais da rede (Figura 5.1). Se partíssemos do princípio de que a determinadas horas da noite não há consumos, então o caudal medido na ZMC representaria as perdas. Contudo, numa rede de média dimensão haverá, com certeza, consumos a assinalar, ao menos durante um período razoável digamos, uma hora.

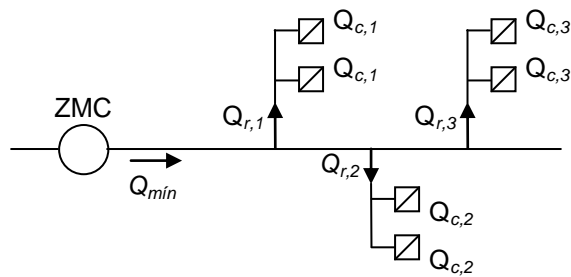


Fig.5.1. – Esquema de caudais numa ZMC

Parece lógico admitir que as perdas de água nas condutas são máximas quando o consumo na rede é mínimo, porque nessa altura as pressões são mais elevadas, situação que costuma verificar-se à noite.

Considerando o número de ramais e de contadores, o caudal numa determinada ZMC 1 será dado por:

$$Q_{\min,1} = q_1 \cdot L_1 + N_{r,1} \cdot Q_{r,1} + N_c \cdot Q_{c,1} \quad (5.9)$$

onde $N_{r,1}$ e $Q_{r,1}$ representam, respectivamente, o número de ramais e o caudal perdido em cada ramal da ZMC 1, sendo N_c e $Q_{c,1}$ o número de contadores e os caudais aí medidos, supostos aproximadamente idênticos.

Caso tenhamos 3 ZMC onde os diâmetros e as pressões sejam semelhantes, poderemos admitir apenas 3 incógnitas, q , Q_r e Q_c , que poderão ser determinadas a partir de equações escritas para essas ZMC.

Para confirmar esta ideia o procedimento foi aplicado às ZMC 49, 50 e 36 e depois às ZMC 49,50 e 45 (os dados relativos a essas ZMC estão no Quadro 6.1). Em ambos os casos se encontraram valores levemente negativos para Q_r , o que fisicamente parece não ter explicação. Assim, entendeu-se considerar $Q_r = 0$, pelas seguintes razões:

- i. A validade da equação (5.9) parece inquestionável;
- ii. Os ramais até aos contadores são curtos (da ordem dos 3m) com perdas insignificantes perante os caudais nos contadores, que envolvem consumos e perdas no interior dos edifícios;
- iii. Estamos a lidar com caudais nas ZMC muito pequenos, por vezes tão pequenos como 0,5 l/s (equivalentes a 3 ou 4 torneiras em funcionamento), e redes muito extensas (por vezes 30 km), pelo que os resultados se tornam muito sensíveis a qualquer pequeno erro;
- iv. O que está em causa, neste momento, é avaliar as perdas na conduta principal, as quais se verificou serem pouco sensíveis aos pequenos valores encontrados para Q_r .

Enfim, tomando $Q_r = 0$, basta aplicar a equação (5.9) a duas ZMC para se obter q e Q_c .

5.3.2. DESENVOLVIMENTO DA TEORIA

Tendo em conta o que foi dito poderá então escrever-se:

$$Q_{\min} = Q_{\text{perdas condutas}} + \sum Q_{\text{contador}} \quad (5.10)$$

onde Q_{\min} é o caudal mínimo registado na ZMC, $Q_{\text{perdas condutas}}$ é igual a $q \cdot L$ (expressão 5.6) e $\sum Q_{\text{contador}}$ é o somatório dos caudais nos contadores.

Assim, para duas determinadas ZMC, por exemplo 1 e 2, teremos as seguintes equações:

$$\text{Na ZMC 1} \quad Q_{\text{mín}, 1} = q_1 \cdot L_1 + N_1 \cdot Q_{\text{contador}} \quad (5.11)$$

$$\text{Na ZMC 2} \quad Q_{\text{mín}, 2} = q_2 \cdot L_2 + N_2 \cdot Q_{\text{contador}} \quad (5.12)$$

As incógnitas são Q_{contador} , q_1 e q_2 . A indeterminação deixa de existir se em (5.11) e (5.12) os diâmetros dos tubos e as pressões forem muito semelhantes, porque se poderá admitir $q_1 \approx q_2 \approx q$, e o sistema ficará então:

$$Q_{\text{mín}, 1} = q L_1 + N_1 Q_{\text{contador}} \quad (5.13)$$

$$Q_{\text{mín}, 2} = q L_2 + N_2 Q_{\text{contador}} \quad (5.14)$$

Quer dizer, conhecendo-se o caudal mínimo em duas ZMC com tubos de diâmetros e pressões da mesma ordem de grandeza, poderá fazer-se uma razoável estimativa do caudal de perdas nas condutas e do caudal nos contadores. Foi esta a metodologia seguida para o estudo de casos que se segue, relativo à rede da cidade de Ermesinde.

6

APLICAÇÃO DO MODELO A VÁRIAS ZMC DA REDE DA CIDADE DE ERMESINDE

6.1. DADOS RELATIVOS ÀS ZMC

No Quadro 6.1 apresentam-se dados relativos a 6 ZMC da rede da Cidade de Ermesinde abastecidas pelo mesmo reservatório de distribuição, o reservatório da Formiga. Os dados referem-se a Março de 2010.

Quadro 6.1. – Dados das 6 ZMC

ZMC	3.1	36	45	49	50	67
Volume (m ³ /dia)	174	258	794	830	531	230
Q mínimo (l/s)	0,42	0,50	1,80	1,90	1,10	0,67
Nº contadores	115	1001	2731	3051	2168	768
Comprimento (m)	2458	4812	16741	30337	16053	3187
Diâmetro ponderado (mm)	330	118	92	107	110	91
Nº ramais	21	324	1115	2102	1144	160
Pressão média (m.c.a.)	31,51	36,39	51,62	49,96	47,11	30,77

Sobre o Quadro 6.1 importa referir o seguinte:

- i. Q mínimo (l/s) – é o caudal mínimo na ZMC, determinado a partir do volume mínimo distribuído num intervalo de 5 minutos (por norma, ocorre em período nocturno);
- ii. Volume (m³/dia) – é o volume diário médio distribuído no mês de Março de 2010;
- iii. Diâmetro ponderado (mm) – diâmetro calculado com base no peso relativo do comprimento de condutas de cada diâmetro no comprimento total da rede;
- iv. Pressão média (m.c.a.) – resulta da média aritmética das pressões em todos os nós da ZMC à hora de menor consumo.

Em termos de materiais, todas as condutas são em PVC da classe de pressão PN10, excepto na ZMC 3.1, onde numa extensão total de 2.458 m de condutas, 2.086 m são em FFD.

6.2. APLICAÇÃO DA TEORIA ÀS ZMC

Aplicando a teoria desenvolvida no capítulo anterior, como há duas ZMC com condutas e pressões de serviço semelhantes, a ZMC 49 (condutas em PVC, $D = 107\text{mm}$, $p_{\text{média}} = 49,96\text{m.c.a.}$) e ZMC 50 (PVC, $D = 110\text{mm}$, $p_{\text{média}} = 47,11\text{m.c.a.}$), escrever-se-á, atendendo à equação (5.10):

$$\text{Na ZMC 49} \quad 1,90 = 30,337 q + 3051 Q_{\text{contador}} \quad (6.1)$$

$$\text{Na ZMC 50} \quad 1,10 = 16,053 q + 2168 Q_{\text{contador}} \quad (6.2)$$

com q em l/s/km.

Resolvendo o sistema, encontra-se:

$$q = 0,045 \text{ l/s/km}$$

$$Q_{\text{contador}} = 0,00018 \text{ l/s/contador} = 0,65 \text{ l/h/contador}$$

Como o diâmetro da rede é da ordem dos 110mm, escrever-se-á:

$$q_{110} = 0,045 \text{ l/s/km (para } p_{\text{média}} \approx 48,5\text{m.c.a.)}$$

Conhecendo-se Q_{contador} , que era uma das incógnitas da equação (5.10), aplicando essa mesma equação a outras ZMC, será possível estimar o caudal unitário de perdas noutras redes. Por exemplo, para a ZMC 3.1:

$$0,42 = 2,458 q_{330} + 115 \cdot 0,00018 \quad (6.3)$$

de onde resulta:

$$q_{330} = 0,162 \text{ l/s/km (para } p_{\text{média}} \approx 31,51\text{m.c.a.)}$$

Em suma, de igual modo se obtêm os caudais unitários de perdas para as restantes ZMC, os quais estão indicados na coluna q_{medidos} do Quadro 6.2, em geral com valores lógicos, o que confirma a metodologia proposta em 5.3. Foram designados por q_{medidos} porque, efectivamente, decorrem de medições e da topologia das redes.

Pretende-se agora verificar a teoria desenvolvida em 5.2, segundo a qual q é proporcional ao diâmetro e à raiz quadrada da pressão.

A partir da equação (5.7) e conhecendo-se q_{medidos} determinou-se f_2 para cada ZMC (Quadro 6.2). Pelo menos em relação às redes de PVC seria de esperar um mesmo valor e, de facto, as diferenças encontradas (à excepção de ZMC 67) são compatíveis com as dificuldades experimentais inerentes a redes desta extensão. Para fixar um valor para f_2 determinou-se o valor médio (não considerando ZMC 67), tendo-se chegado a $f_2 = 0,083$.

Quadro 6.2. – Caudais unitários de perdas nas diversas ZMC

ZMC	D (m)	q_{medidos} (l/s/km)	f_2	$q_{\text{teóricos}}$ (l/s/km)
3.1	0,330	0,162	0,088	0,154
36	0,118	0,066	0,093	0,059
45	0,092	0,078	0,118	0,055
49	0,107	0,045	0,059	0,063
50	0,110	0,044	0,059	0,063
67	0,091	0,166	0,328	0,042

Com este valor, e para testar a equação (5.7), determinaram-se os $q_{\text{teóricos}}$ a partir do diâmetro e da pressão, com os resultados também indicados no Quadro 6.2. Trata-se, portanto, dos valores obtidos pela teoria desenvolvida em 5.2.

No gráfico da Figura 6.1. comparam-se os caudais “teóricos” em cada ZMC com os caudais “medidos”. Com excepção do caso da ZMC 67, verifica-se que os pares de valores das outras 5 ZMC estão próximos da recta $y = x$, o que confirma a validade da teoria exposta em 5.2 e da metodologia descrita em 5.3.

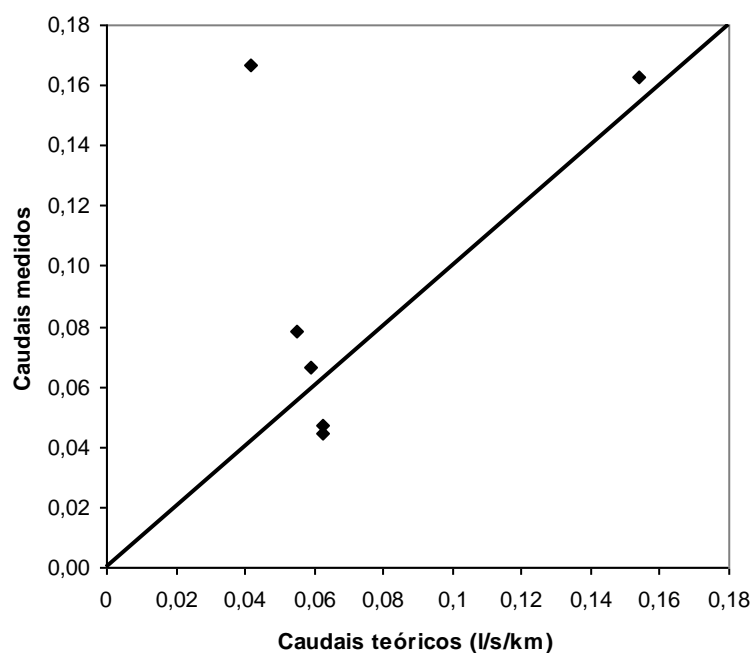


Fig.6.1. – Comparação entre q_{medidos} e $q_{\text{teóricos}}$

No gráfico da Figura 6.2. estão representados no eixo das ordenadas os valores medidos de q/D (excepto o da ZMC 67 pelos motivos acima indicados), e as pressões p no eixo das abcissas. No mesmo gráfico está representada a curva $\frac{q}{D} = 0,083p^{1/2}$. Observando o comportamento dos valores

medidos de q/D em relação à curva, parece confirmar-se a validade da dedução exposta em 5.2, de que o caudal de perdas por unidade de comprimento e de perímetro é proporcional à raiz quadrada da pressão (expressão 5.8).

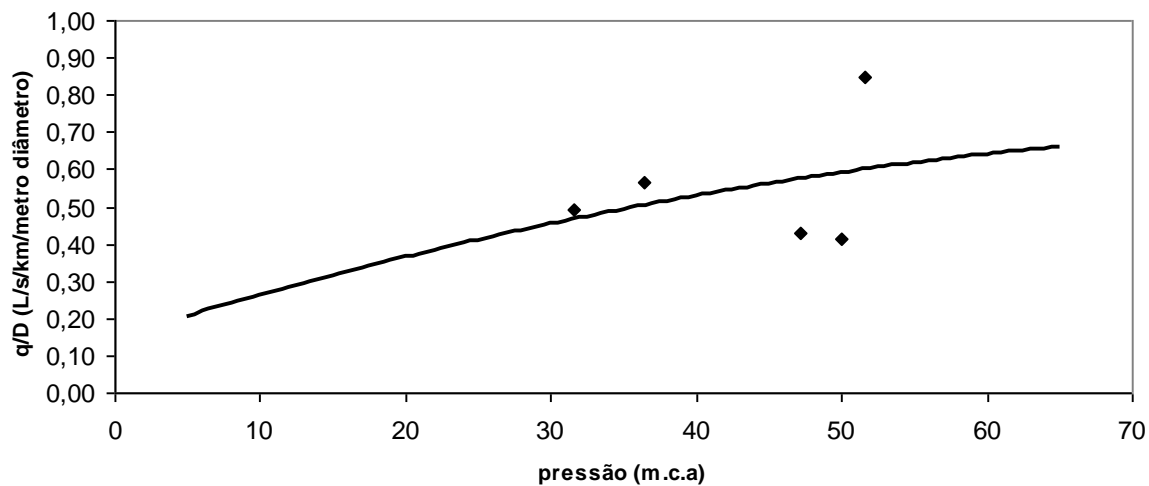


Fig.6.2. – Comparação entre q/D medidos e a curva $q/D = 0,083 p^{1/2}$

7

A INFLUÊNCIA DA GESTÃO DE PRESSÕES NA REDUÇÃO DAS PERDAS NUMA REDE DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA – UM CASO DE VALONGO

7.1. INTRODUÇÃO

Pretende-se, neste capítulo, estudar o efeito das pressões de serviço nas redes de distribuição, no que diz respeito a perdas de água em fugas e roturas.

O assunto será desenvolvido a partir do modelo de simulação em EPANET do caso real de uma rede pública de distribuição que se funciona com elevadas pressões de serviço numa parte significativa da sua extensão, antes da implementação de medidas para controlo das pressões. O trabalho passará por estabelecer sectores de rede com pressão diferenciada – Zonas de Gestão da Pressão (ZGP) – e evidenciar os benefícios de manter as pressões em patamares que minimizem o número de novas fugas e roturas e os caudais de perdas nas já existentes, sem deixar de garantir bons níveis de conforto.

Aproveita-se este caso para, mais uma vez, testar a metodologia descrita no Capítulo 5.

7.2. CASO DE ESTUDO

7.2.1. APRESENTAÇÃO

A rede estudada constitui uma Zona de Medição e Controlo (ZMC) com uma extensão total de condutas de 27,2km. As condutas são em material plástico (PVC) de diversos diâmetros, desde 63mm até 250mm. Na Figura 7.1 apresenta-se o traçado da rede com a indicação da distribuição espacial dos diâmetros das condutas, e no Quadro 7.1 indicam-se os comprimentos discriminados por diâmetros.

Quadro 7.1. – Extensão de condutas por intervalos de diâmetros

D (mm)	< 90	90	110	125	≥ 160
Extensão (km)	5,3	12,8	3,1	3,2	2,8

Acrescenta-se que o número de ramais é de 1074, com um comprimento médio de 3,0m, isto é, bastante curtos.

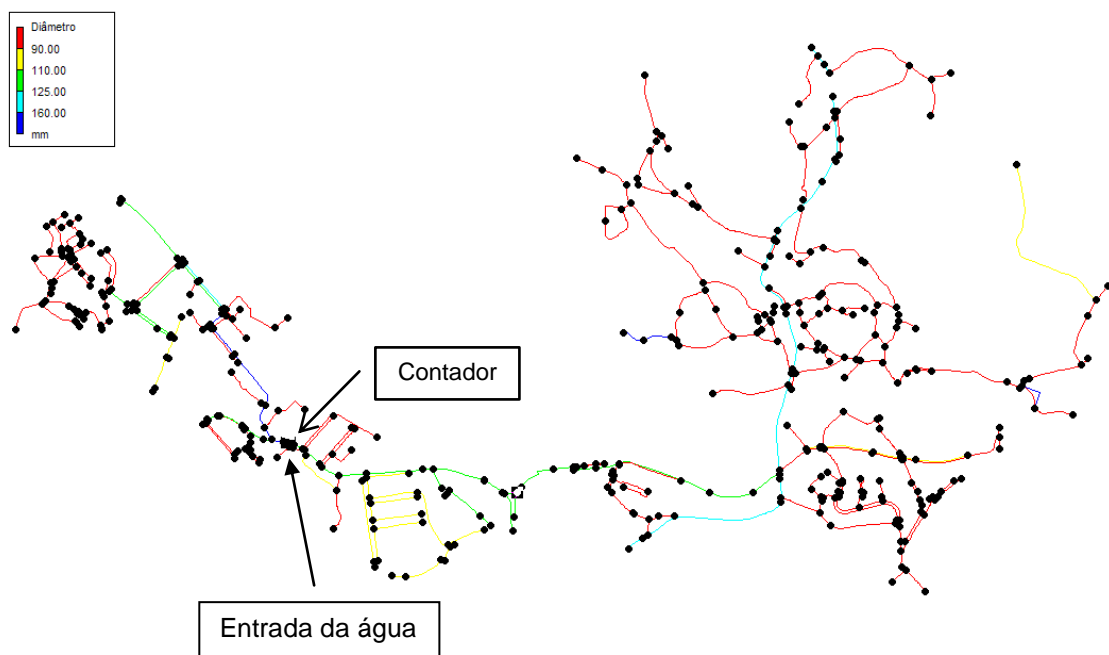


Fig.7.1. – Distribuição espacial dos diâmetros das condutas na ZMC

7.2.2. CONSUMOS-BASE

O facto de a rede em estudo constituir uma ZMC facilita a obtenção de dados relativos a volumes e caudais de distribuição, informação essencial para a realização do estudo. Neste caso a aquisição de dados foi feita com um *data-logger* ligado ao contador por onde passa a água entrada na ZMC.

Consideraram-se caudais unitários de percurso uniformes, isto é, a distribuição dos caudais ao longo da rede foi feita proporcionalmente ao comprimento dos troços. De acordo com o procedimento usual no EPANET, o caudal atribuído a cada nó resultou da soma dos caudais de percurso em metade do comprimento de cada troço convergente nesse nó.

7.2.3. VARIAÇÃO TEMPORAL DE CONSUMO

Para representar o gráfico de consumos exposto na Figura 7.2 consideraram-se os caudais registados a um sábado (no dia 16 de Maio de 2009), por ser o dia da semana em que o consumo de água nesta ZMC é maior o que, aliás, é característico de redes de distribuição com grande predominância de clientes do tipo doméstico.

Quadro 7.2. – Caudais horários no contador da ZMC

Tempo (horas)	Caudal (l/s)	Variação temporal (factor multiplicativo)
0:00	5,93	0,77
1:00	5,16	0,66
2:00	3,62	0,46
3:00	2,69	0,33
4:00	2,46	0,29
5:00	3,08	0,36
6:00	5,54	0,62
7:00	7,46	0,81
8:00	8,93	0,96
9:00	9,47	1,02
10:00	9,93	1,07
11:00	10,16	1,10
12:00	10,23	1,11
13:00	9,93	1,09
14:00	9,39	1,04
15:00	8,54	0,95
16:00	8	0,89
17:00	7,54	0,82
18:00	8,16	0,87
19:00	10,16	1,05
20:00	11,08	1,16
21:00	10,08	1,11
22:00	9,47	1,11
23:00	7,62	1,00

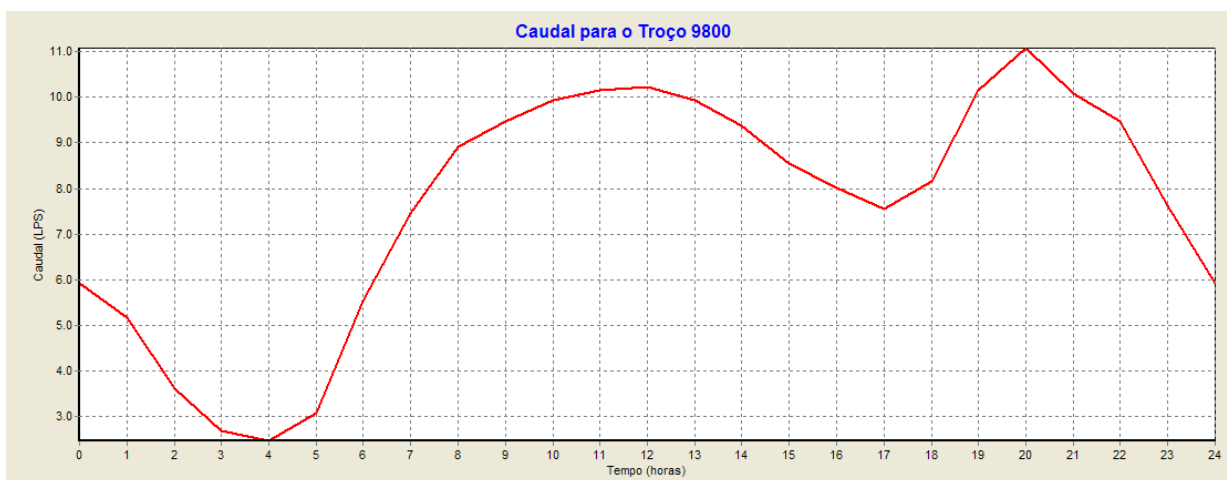


Fig.7.2. – Caudais horários no contador da ZMC no dia da amostra (sábado)

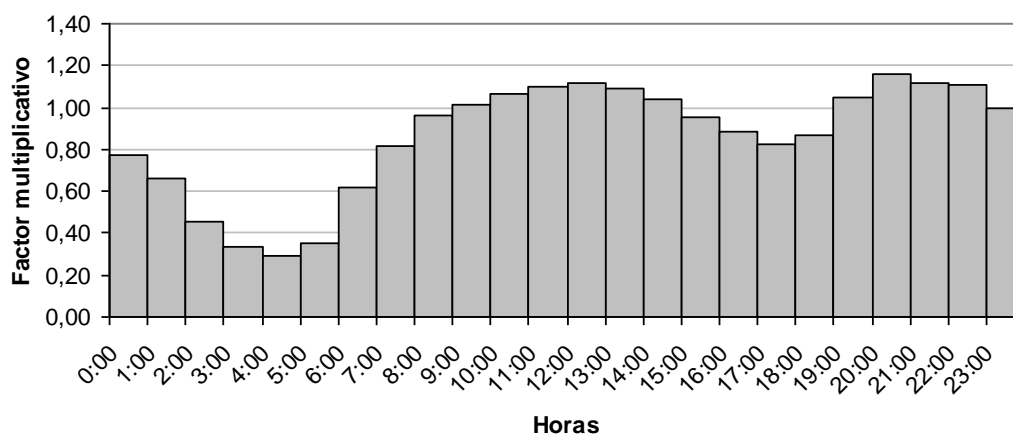


Fig.7.3. – Variação temporal dos caudais distribuídos no dia 16 de Maio de 2009 (sábado)

7.2.4. CARGA HIDRÁULICA À ENTRADA DA ZMC

Para determinar a carga hidráulica e a respectiva variação temporal no nó de entrada da ZMC instalou-se, também no sábado de 16 de Maio de 2009, um registador de pressão num acessório da rede em local de cota topográfica conhecida (126,0 m). Os resultados dessa medição surgem no Quadro 7.3.

Para simular no EPANET a carga hidráulica à entrada da ZMC considerou-se um reservatório com a cota da água seguindo a lei definida no Quadro 7.3, isto é, maior ou menor, conforme a pressão registada nesse nó.

Quadro 7.3. – Carga hidráulica no nó de entrada da ZMC

Tempo (horas)	Pressão (bar)	Pressão (m.c.a.)	Factor multiplicativo (-)	Carga hidráulica (m)
0:00	6,48	65,1	0,996	191,1
1:00	6,55	65,8	1,007	191,8
2:00	6,60	66,3	1,014	192,3
3:00	6,61	66,4	1,016	192,4
4:00	6,62	66,5	1,018	192,5
5:00	6,61	66,4	1,016	192,4
6:00	6,56	65,9	1,008	191,9
7:00	6,65	66,8	1,022	192,8
8:00	6,62	66,5	1,018	192,5
9:00	6,50	65,3	0,999	191,3
10:00	6,39	64,2	0,982	190,2
11:00	6,43	64,6	0,988	190,6
12:00	6,40	64,3	0,984	190,3
13:00	6,50	65,3	0,999	191,3
14:00	6,50	65,3	0,999	191,3
15:00	6,58	66,1	1,011	192,1
16:00	6,40	64,3	0,984	190,3
17:00	6,36	63,9	0,978	189,9
18:00	6,45	64,8	0,991	190,8
19:00	6,55	65,8	1,007	191,8
20:00	6,45	64,8	0,991	190,8
21:00	6,48	65,1	0,996	191,1
22:00	6,39	64,2	0,982	190,2
23:00	6,46	64,9	0,993	190,9

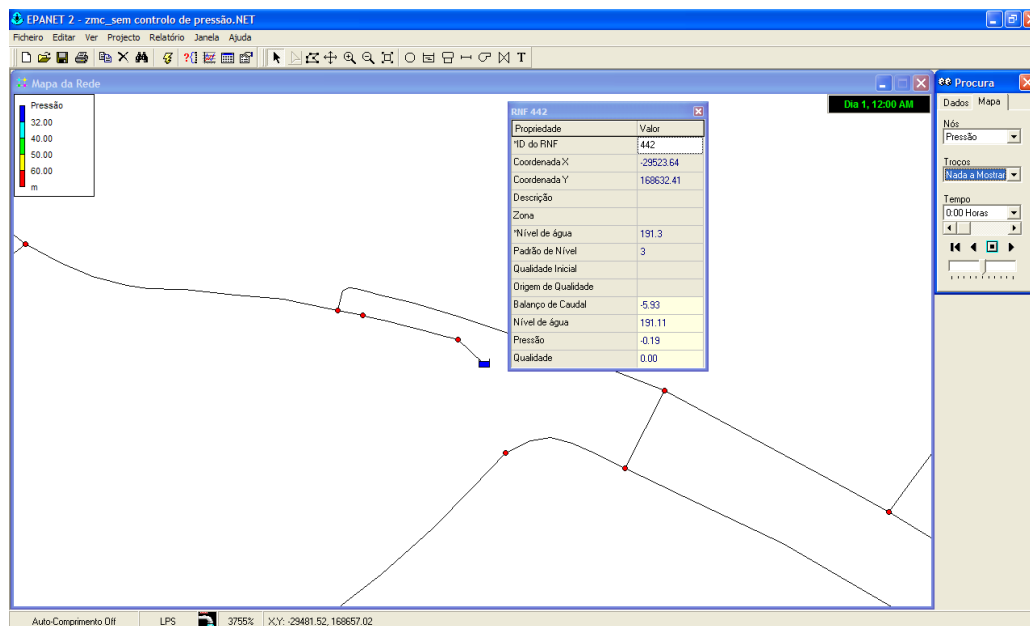


Fig.7.4. – Simulação da carga hidráulica no nó de entrada (EPANET com RNF)

7.2.5. CENÁRIO SEM CONTROLO DE PRESSÃO

Executou-se uma primeira simulação hidráulica com a rede a funcionar no estado actual, ou seja, sem controlo de pressão, operando toda a ZMC com uma única zona altimétrica. Nas Figuras 7.5 e 7.6 apresentam-se, respectivamente, os gráficos de isolinhas de pressão à hora de menor consumo (4h) e à hora de maior consumo (20h), resultado da simulação hidráulica em EPANET nas condições mencionadas.

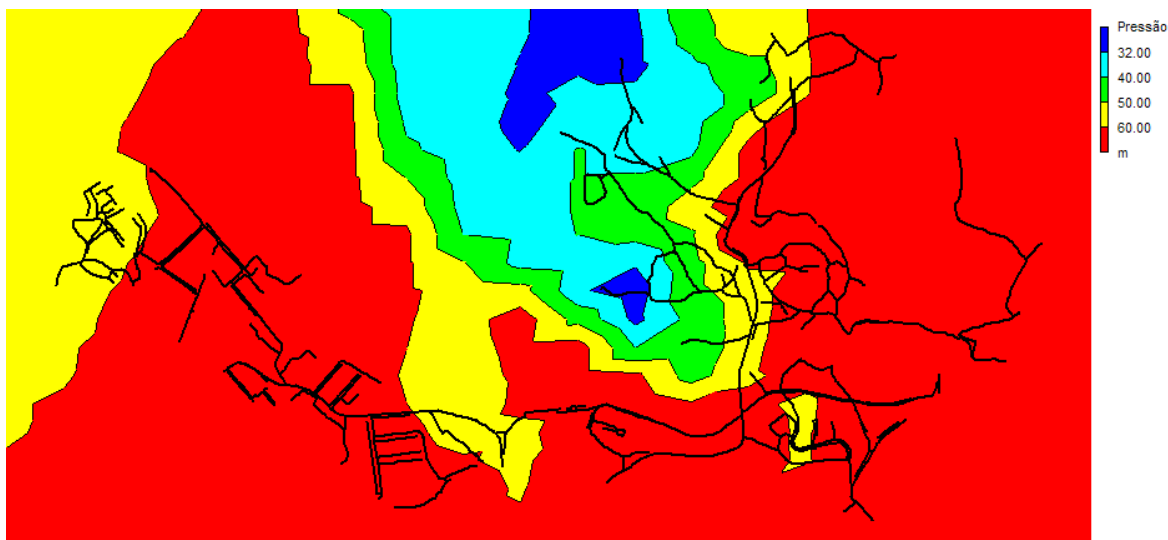


Fig.7.5. – Isolinhas de pressão à hora de menor consumo (4:00)

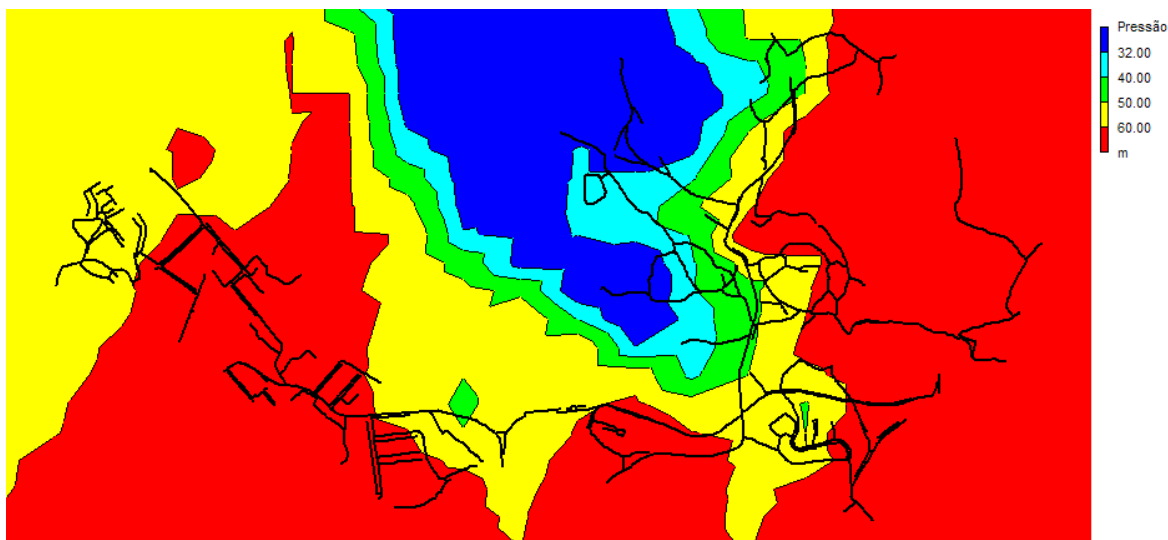


Fig.7.6. – Isolinhas de pressão à hora de maior consumo (20:00)

Pelas duas figuras acima apresentadas é perceptível que uma grande extensão de rede funciona com pressões acima dos 60m.c.a. ao longo de todo o dia. Concretamente, à hora de menor consumo, e de

um total de 441 nós, observa-se que 288 nós têm uma pressão acima de 60m.c.a, quando o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR) refere que essa pressão não deve sequer ser ultrapassada em regime estático. À hora indicada verifica-se, inclusivamente, que 97 nós têm uma pressão superior a 70m.c.a, 49 acima de 80m.c.a e 11 acima de 90m.c.a, sendo que a pressão máxima verificada num nó é de 93,3m.c.a.

Em relação às pressões mínimas, identificaram-se os nós (17 no total) em que à hora de maior consumo, se verificam valores abaixo dos 32m.c.a., valor ditado pelas seguintes considerações:

- i. Satisfação de uma pressão não inferior a 20m.c.a. nos dispositivos de utilização predial – A Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais (ANQIP) recomenda que, por razões de conforto, essa pressão se situe entre 15m.c.a. e 30m.c.a;
- ii. Edifícios até 3 pisos, incluindo o piso térreo, com abastecimento directo da rede pública (sem pressurização) – As normas técnicas da entidade gestora Águas de Valongo permitem que edifícios até essa cêrcea funcionem deste modo;
- iii. Pressão mínima ao nível do solo dada por $H = 20 + 4n$, em que H está expressa em m.c.a. e n representa o número de pisos acima do solo, incluindo o térreo – a expressão tem estrutura idêntica à do artigo 21.º do RGSPDADAR, com a diferença de exigir 20m.c.a nos dispositivos de utilização.

7.2.6. CENÁRIO COM CONTROLO DE PRESSÃO

Perante as pressões observadas na ZMC procurou-se uma solução que permitisse a sua diminuição nos sectores com valores acima dos 60m.c.a., e o seu aumento nos sectores com valores abaixo dos 32m.c.a.

Verificou-se que uma solução poderia ser a criação de 9 Zonas de Gestão da Pressão (ZGP): 8 para diminuição da pressão através de válvulas redutoras de pressão (VRP) e 1 para elevação da pressão por meio de um sobrepessor. As VRP previstas são de actuação mecânica com pressão de saída fixa, dado que, em qualquer das 8 situações, a jusante das mesmas não se verificam grandes variações de consumo ou perdas de carga significativas. Em relação ao sobrepessor, considera-se que as bombas são de velocidade variável.

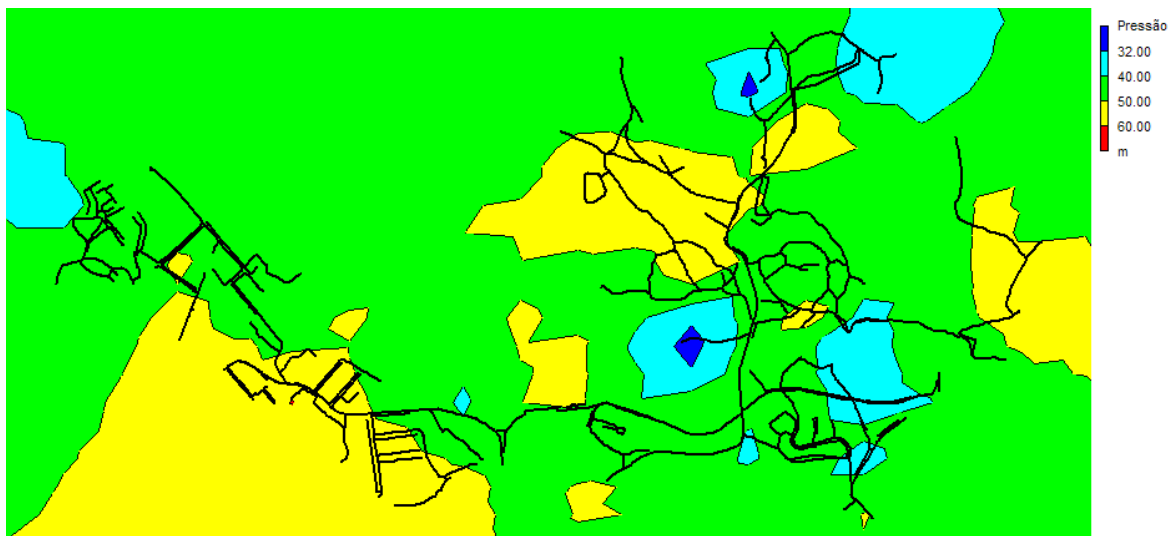


Fig.7.7. – Isolinhas de pressão à hora de menor consumo (com controlo de pressão)

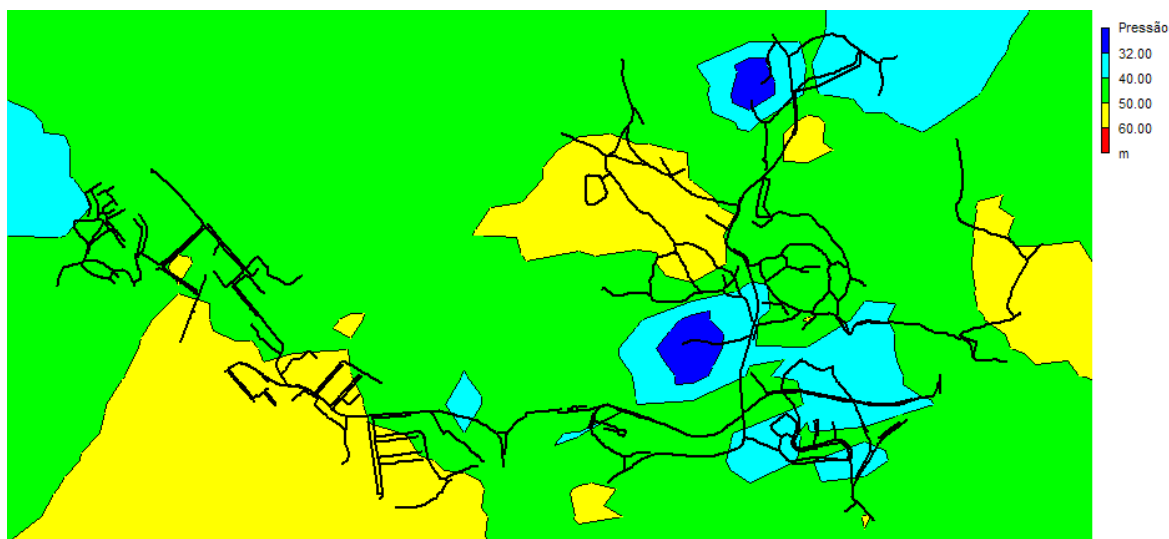


Fig.7.8. – Isolinhas de pressão à hora de maior consumo (com controlo de pressão)

Conforme se pode observar, algumas partes da rede permanecem com pressões abaixo do mínimo que se pretendia garantir: à hora de maior consumo há 9 nós com registos entre 20,6m.c.a. e 31,7m.c.a. Contudo, elevar a pressão nesses nós para 32m.c.a, significaria exceder os 60m.c.a noutros. Como se verificou que os locais de consumo nesses nós correspondem a edifícios com um único piso, decidiu-se manter a solução descrita.

7.3. EFEITO DA REDUÇÃO DE PRESSÕES NA DIMINUIÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA

7.3.1. EVOLUÇÃO DAS PRESSÕES DE SERVIÇO

No Quadro 7.4. e na Figura 7.9 mostra-se a variação da pressão ao longo do dia, no cenário actual (sem controlo da pressão) e no cenário que prevê a instalação de 8 VRP e 1 sobreprensor. A pressão em cada hora, indicada no Quadro 7.4 resulta da média aritmética da pressão em todos os nós.

Quadro 7.4. – Variação da pressão média ao longo do dia

Tempo (horas)	Pressão – sem controlo (m.c.a.)	Pressão – com controlo (m.c.a.)
0:00	61,8	45,8
1:00	62,6	45,9
2:00	63,6	46,1
3:00	63,8	46,2
4:00	64,0	46,2
5:00	63,7	46,1
6:00	62,7	45,9
7:00	62,9	45,6
8:00	61,8	45,3
9:00	60,4	45,2
10:00	60,0	45,1
11:00	59,9	45,1
12:00	59,8	45,1
13:00	60,1	45,1
14:00	60,4	45,2
15:00	61,6	45,4
16:00	59,9	45,5
17:00	59,8	45,6
18:00	60,4	45,5
19:00	60,4	45,1
20:00	58,9	44,9
21:00	59,8	45,1
22:00	59,2	45,2
23:00	60,9	45,6

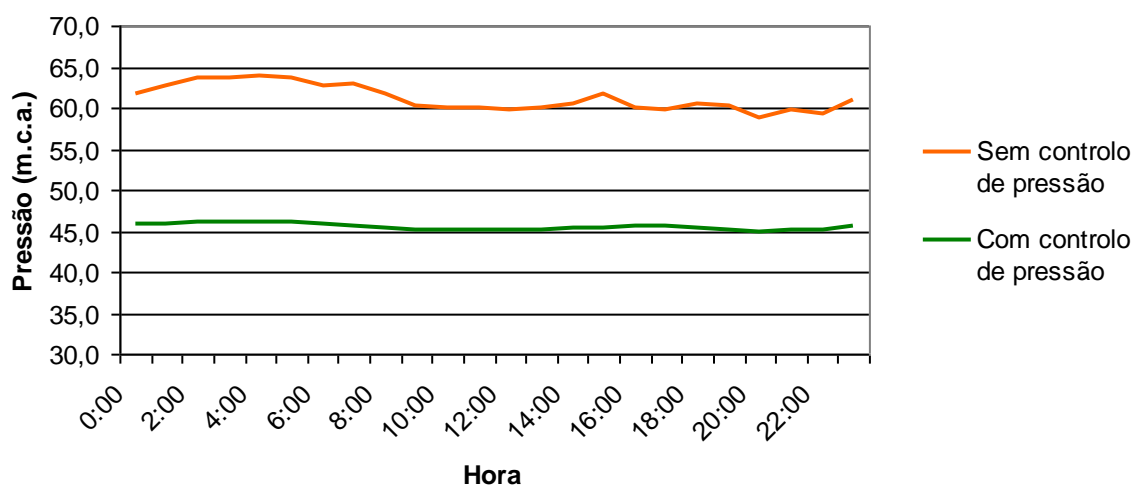


Fig.7.9. – Variação da pressão média ao longo do dia nos 2 cenários

A Figura 7.9 mostra uma significativa redução das pressões na ZMC (a pressão média diminuiu 15,7m.c.a.), assim como uma maior estabilidade das pressões na rede (a variação da pressão média ao longo do dia foi reduzida de 5,1m.c.a para apenas 1,3m.c.a.). O Quadro 7.5. sintetiza os valores comentados.

Quadro 7.5. – Síntese das pressões médias nos dois cenários

	Pressão, sem controlo (mca)	Pressão, com controlo (mca)	Redução das pressões (mca)
Pressão máxima (4h)	64,0	46,2	17,8
Pressão mínima (20h)	58,9	44,9	14,0
Varição de pressão	5,1	1,3	3,8
Pressão média	61,2	45,5	15,7

7.3.2. ESTIMATIVA DAS PERDAS REAIS, CASO NÃO HAJA CONTROLO DE PRESSÕES

Conforme se mostrou, o modelo teórico apresentado no capítulo anterior permite uma estimativa das perdas reais nas canalizações. Mostrou-se que neste caso concreto de Valongo, por várias razões, em que prevalece a curta extensão dos ramais domiciliários (comprimento médio de 3 metros), as perdas mais significativas ocorrem na rede principal, tendo-se chegado à conclusão, confirmada por experiências atrás descritas, de que essas perdas podem ser estimadas, pelo menos para redes de PVC, através da expressão

$$q/D = 0,083 p^{1/2} \quad (7.1)$$

onde D representa o diâmetro da conduta, em metros, q o caudal de perdas em L/s/km e p a pressão, em m.c.a.

O Quadro 7.6 mostra os cálculos efectuados para estimar as perdas em toda a ZMC em estudo, considerando a pressão média de 61,2 mca.

Quadro 7.6 – Caudais de perdas na ZMC, caso não haja controlo de pressões

DN (mm)	L (km)	q (L/s/km)	q L (L/s)
75	5,3	0,049	0,26
90	12,8	0,058	0,75
110	3,1	0,071	0,22
125	3,2	0,081	0,26
160	2,8	0,104	0,29
Total	27,2		1,78

Conclui-se, portanto, que caso não haja controlo de pressões o caudal de perdas na ZMC deve ser da ordem dos 1,78 L/s, ou seja, 6,4 m³/h, o que ao fim de um dia conduz a 154 m³.

7.3.3. ESTIMATIVA DAS PERDAS REAIS, HAVENDO CONTROLO DE PRESSÕES

Conforme mostra o Quadro 7.5, caso haja controlo de pressões, o seu valor médio passa para 45,5 m.c.a.

Segundo a equação (7.1) o caudal de perdas é proporcional à raiz quadrada da pressão, pelo que igualmente o será o volume diário, o que quer dizer que tal volume, havendo controlo de pressões, poderá ser estimado por

$$V = 154 \times (45,5/61,2)^{1/2} = 133 \text{ m}^3 \quad (7.2)$$

Em suma, presume-se que o controlo de pressões na ZMC poderá conduzir a uma redução das perdas de água igual a 21 m³ por dia, ou seja, cerca de 8 000 m³ por ano.

8

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

8.1. SÍNTESE E CONCLUSÕES

O trabalho realizado foi descrito nos sete capítulos anteriores, a respeito dos quais se podem apresentar as seguintes sínteses e conclusões.

O Capítulo 1, “Introdução”, indica os objectivos do trabalho e mostra, por assim dizer, o modo como se encontra estruturado.

O Capítulo 2, “Enquadramento”, começa com uma definição dos principais conceitos relacionados com o balanço hídrico, aborda a natureza dos problemas tradicionalmente associados às perdas de água, apresenta os métodos genericamente empregues no controlo das perdas, e termina com algumas considerações sobre os indicadores de desempenho mais adequados.

O Capítulo 3, intitulado “Perdas de Água na rede do Concelho de Valongo”, analisa o problema nas suas vertentes técnicas e económico-financeiras, tomando põe referência o sistema público de distribuição de água ao concelho de Valongo. Uma análise retrospectiva a partir de 2002 mostra, entre outras conclusões, as seguintes:

- i. O número de clientes tem vindo a aumentar continuamente, desde 35 339 em 2004, até 39 532 em 2009;
- ii. O volume de água tem permanecido praticamente constante desde 2003, com um valor típico de 4,3 milhões de metros cúbicos por ano;
- iii. Consequentemente, o volume facturado por cliente tem vindo a diminuir de forma sensível a partir de 2006, cifrando-se em 9,12 m³/mês em 2009. A principal razão será muito provavelmente a diminuição dos consumos “per capita”, geralmente representados pelas capitações;
- iv. De um modo geral as perdas de água anuais, entendidas como a diferença relativa entre o volume de água entrado no sistema e o volume de água facturado, têm vindo a diminuir, desde 29% em 2003 até 17% - 18% em 2008 e 2009, mercê de uma série de factores dos quais se destacam um contínuo investimento em meios de detecção activa de fugas, implementação de SIG (Sistemas de Informação Geográfica), delimitação de ZMC (Zonas de Medição e Controlo), instalação de equipamentos de telegestão e substituição de contadores com mais de 15 anos;

Este Capítulo 3 prossegue com a análise da situação actual no concelho de Valongo, apresentando um balanço hídrico (Figura 3.6) e indicadores de desempenho (Quadro 3.9).

Para uma eficiente exploração de um sistema de abastecimento de água e, nomeadamente, controlo das perdas, é fundamental dispor de bom equipamento para medição de caudais, assunto ao qual foi dedicado o Capítulo 4, onde se inclui, também, o estudo de uma aplicação à rede do concelho de Valongo.

Procurando colmatar alguma falta de informação sistematizada sobre esta matéria, começa-se por descrever bons exemplos ao nível da tecnologia actual das cadeias de medição. Segue-se a descrição da estratégia adoptada para a localização dos pontos de medição de caudal na rede de distribuição em estudo e depois a análise de alguns exemplos, designadamente em termos de impulsos a considerar em cada um dos actuais locais de medição, variando os seus valores entre um mínimo de 125 litros em Susão e Montes da Costa (saída 1) e um máximo de 200 litros em Fonte da Senhora e Montes da Costa (saída 2).

No Capítulo 5 apresenta-se um modelo teórico original para dois tipos de questões:

- i. Avaliação das perdas de água ao longo das condutas;
- ii. Quantificação dos consumos nocturnos e das perdas nas condutas e ramais.

A primeira questão é abordada em termos de Análise Dimensional e com aplicação da equação da continuidade e da “lei dos orifícios”.

A quantificação dos consumos nocturnos é importante para uma análise das perdas de água na canalização, isto é, rede de distribuição e ramais domiciliários. A teoria desenvolvida parte do princípio de que os caudais mínimos nocturnos em cada contador (Q_c) são da mesma ordem de grandeza, bem como os caudais de perdas nos ramais domiciliários (Q_r).

As perdas nas condutas são representadas por $q.L$, e como q depende de vários factores, entre eles a dimensão da conduta, a pressão e o material, conforme se havia mostrado no ponto anterior, por cada conduta pode estabelecer-se uma equação de continuidade mas cada qual introduz um q diferente, de modo que o sistema de equações resulta indeterminado. A indeterminação deixa de existir se se dispuser de informação a respeito de 3 ZMC com características semelhantes em termos de materiais, diâmetros e pressões, o que não é difícil encontrar em redes de distribuição, geralmente de pequeno diâmetro e pressões balizadas por limites técnicos. Nesse caso é razoável admitir que q é aproximadamente igual em cada ZMC, pelo que o sistema constituído pelas 3 equações de continuidade (uma para cada ZMC) permite determinar q , (Q_r) e (Q_c).

No Capítulo 6 analisa-se uma parte significativa da rede do concelho de Valongo (mais concretamente, a da cidade de Ermesinde) com o duplo objectivo de um aprofundamento técnico sobre a mesma, no qual se possam alicerçar, por exemplo, futuras acções de remodelação e, do mesmo passo, confirmar o modelo teórico proposto no capítulo anterior.

Disponha-se de dados relativos a 6 ZMC, representando cerca de 67 km de condutas com diâmetros variando desde 90 mm até 330 mm e pressões médias desde 31 mca até 52 mca.

Eis algumas das conclusões resultantes da aplicação da teoria:

- i. O caudal mínimo horário durante a noite é da ordem dos 0,65 l/h/contador;
- ii. Em tubagem de PVC o caudal de perdas poderá ser estimado por

$$q/D = 0,083 p^{1/2} \quad (8.1)$$

onde q/D representa o caudal de perdas por unidade de comprimento e por metro de diâmetro da conduta (neste caso expresso em l/s por cada quilómetro e por metro de diâmetro) e p a pressão média, expressa em m.c.a.

Os valores efectivamente calculados para a rede dão suporte experimental à teoria exposta.

Finalmente, no Capítulo 7 analisam-se as pressões na rede do concelho de Valongo, tirando partido das excelentes potencialidades do programa EPANET.

Confirmou-se que existem sectores com pressões superiores aos 60 mca regulamentares e outras com valores inferiores ao mínimo desejado pela entidade gestora, 32 mca, neste caso (o Decreto Regulamentar nº 23/95 é menos exigente).

A resolução destes problemas poderá ser conseguida, por exemplo, com introdução de 8 válvulas redutoras de pressão e uma instalação sobrepessora, conforme é mostrado com novas simulações feitas com EPANET.

Utilizando a teoria desenvolvida no Capítulo 5 mostra-se que o controlo das pressões com as medidas propostas permitiria ainda uma significativa redução ao nível das perdas reais, de cerca de 8 000 m³/ano, com uma redução da ordem dos 2 700 euros anuais na factura de compra da entidade gestora.

8.2. ALGUMAS SUGESTÕES

A finalizar este trabalho recordam-se algumas sugestões para melhoria do desempenho da rede de distribuição do concelho de Valongo, ao que se seguem outras, relativas a trabalho de investigação para o futuro.

Nas primeiras incluem-se, por exemplo:

- i. - *Gestão da pressão* – Introdução de 8 válvulas redutoras de pressão e uma instalação sobrepessora para melhor gestão das pressões na ZMC analisada, oferecendo um serviço de melhor qualidade e reduzindo o nível de perdas, com os resultados acima descritos;
- ii. Desenvolvimento de um conjunto de acções específicas nas seguintes áreas:
 - *Gestão de activos* – melhorar o conhecimento das causas das avarias e das condições de funcionamento da rede (pressão, velocidade), desenvolver métodos para otimizar os investimentos na renovação de infra-estruturas, etc;
 - *Contagem* – melhorar o processo de caracterização e quantificação das perdas aparentes.

Quanto a futuros trabalhos de investigação julga-se que teria muito interesse a extensão do trabalho experimental feito na rede do concelho de Valongo a outros sistemas de abastecimento de água.

Para além de um melhor conhecimento do funcionamento dos mesmos, poderão obter-se mais dados para uma mais cabal confirmação das teorias aqui desenvolvidas: (i) avaliação concreta dos consumos nocturnos e das perdas nas canalizações, e (ii) dedução de expressões para estimar essas perdas, mesmo nos estudos que antecedem o lançamento das obras.

Para complemento da informação já existente teria especial interesse o estudo de canalizações com diâmetros superiores a 120 mm e/ou materiais diferentes do PVC, caso do polietileno de alta densidade (PEAD), por exemplo, que são situações relativamente fáceis de encontrar na prática. Ou então canalizações sujeitas a pressões médias inferiores a 31 mca ou superiores a 52 mca, o que também não se afigura difícil de encontrar.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Alegre, Helena; Coelho, Sérgio Teixeira; Almeida, Maria do Céu; Vieira, Paula. *Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2005.
- [2] Henriques, José Duarte; da Palma, João Carlos Pires; Ribeiro, Álvaro Silva. *Medição de caudal em sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2006.
- [3] Coelho, Sérgio Teixeira; Loureiro, Dália; Alegre, Helena. *Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2006.
- [4] Rossman, Lewis A. *EPANET 2 User's Manual*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, 2004.
- [5] Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. *Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa, 1995.
- [6] <http://www.anqip.pt/documentos/FAQ%20ANQIP%20Projectos%20Redes%20Prediais%20Abastecimento%20Água%20Final.pdf>. Consultado em 26 Novembro 2010.
- [7] Maggs, Ian. *Demand management: a simplified operational method for targeting resources to water loss*. 12 Março 2008. http://www.wioa.org.au/conference_papers/07_nsw/paper6.htm. Consultado em 02 Outubro 2010.
- [8] http://www.primayer.com/downloads/PDF_English/Socrates_customer_night_use.pdf. Consultado em 02 Outubro 2010.
- [9] <http://www.aquaenvironmental.com/index.php/consulting/minimum-night-flow-monitoring/>. Consultado em 02 Outubro 2010.
- [10] Neves, Mário Valente. *Apontamentos das aulas da disciplina de Sistema de Abastecimento de Água da Licenciatura em Engenharia Civil da FEUP*. 2006.
- [11] Lencastre, Armando. *Hidráulica Geral*. HIDROPROJECTO, Lisboa, 1983.
- [12] Matos, José Pedro; Monteiro, António Jorge. *Utilização de redes neuronais artificiais para a modelação da degradação de sistemas de distribuição de água*. Águas & Resíduos, Janeiro a Abril 2009, páginas 38 a 49, APESB, Lisboa.
- [13] Silva, Júlio F. Ferreira da; Pinto, Marta Alexandra Quintã. *Caracterização, modelação e previsão de utilizações de água utilizando ferramentas estatísticas*. 8º Congresso da Água, 2006, Figueira da Foz, Associação Portuguesa de Recursos Hídricos.
- [14] Oliveira, Paula Milheiro de. *Estatística – versão 2002/2003*. Departamento de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2003.
- [7] Águas de Valongo. *Regulamento do Serviço de Abastecimento de Água e Saneamento*. Valongo, 2008.

