

**João Pedro Gaspar Caetano**

**AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE SISTEMAS PÚBLICOS DE  
ABASTECIMENTO DE ÁGUA COM BASE NA GESTÃO  
PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS  
– CASO DE ESTUDO DA QUINTA DO LAGO –**



**março de 2018**

**João Pedro Gaspar Caetano**

**AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE SISTEMAS PÚBLICOS DE  
ABASTECIMENTO DE ÁGUA COM BASE NA GESTÃO  
PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS  
– CASO DE ESTUDO DA QUINTA DO LAGO –**

**Mestrado em Engenharia Civil  
Área de Especialização: Construção  
Dissertação**

Trabalho efetuado sob a orientação de:  
Prof. Doutor Rui Miguel Madeira Lança



**março de 2017**

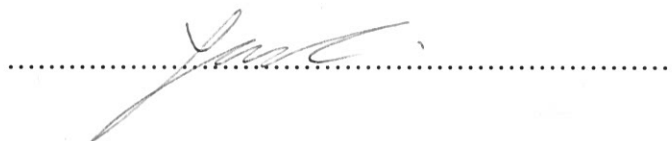
# **AVALIAÇÃO E REABILITAÇÃO DE SISTEMAS PÚBLICOS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA COM BASE NA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS – CASO DE ESTUDO DA QUINTA DO LAGO –**

Mestrado em Engenharia Civil

## **Declaração de Autoria do Trabalho**

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados serão devidamente citados na listagem de referências incluída.

João Pedro Gaspar Caetano



## **Direitos de Cópia ou Copyright**

© **Copyright:** João Pedro Gaspar Caetano

A universidade do Algarve tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

*A mente que se abre a uma nova ideia, jamais voltará ao seu tamanho original*

*Albert Einstein*



## **AGRADECIMENTOS**

Ao Dr. Victor Faria, presidente do Conselho de Administração da InfraQuinta à data do início da dissertação, pela oportunidade que me deu e por acreditar em todos os momentos que eu era capaz de contribuir para a melhoria da empresa.

Ao Pedro Viana, pela paciência ao longo deste percurso, apoiando-me sempre, nunca me deixando desistir.

Ao meu orientador Professor Doutor Rui Lança que contribuiu para a concretização deste trabalho, pelas horas despendidas, por todo o trabalho realizado em conjunto e por todo o progresso, crescimento e descoberta concretizada.

À Professora Dídida Covas, pelo apoio e orientação no desenvolvimento dos trabalhos, sendo peça fundamental para realização e implementação do Plano Tático de Gestão Patrimonial de Infraestruturas, no seio da organização.

Ao Ivo Silvestre e Regina Casimiro, pelas horas dependidas em longos debates acerca da melhor forma de gerir a informação, de modo a otimizar os trabalhos.

Aos meus amigos e namorada Soraia Almeida, pelas palavras e momentos oferecidos, colocando sempre em mim o pensamento e a certeza de que iria conseguir.



## **RESUMO**

Nas últimas décadas foram realizados investimentos significativos na construção e ampliação de infraestruturas para o abastecimento de água às populações, atingindo-se taxas de cobertura do serviço muito elevadas e criando a sensação de que o acesso a este serviço é um direito de cidadania, em que a localização não é um fator condicionante.

Estas taxas de cobertura originam a longo prazo impactes significativos nas sociedades, o que justifica a criação de metodologias para uma gestão racional das infraestruturas que possibilite a sustentabilidade do serviço.

Com vista a enfrentar as questões relacionadas com o envelhecimento das infraestruturas existentes, alterações de procura face às previsões e regulamentação cada vez mais exigente, é pertinente que as Entidades Gestoras implementem sistemas de Gestão Patrimonial de Infraestruturas, com o objetivo de promover as melhores práticas para preservar, manter e reabilitar o património infraestrutural e garantir que o nível do serviço prestado seja mantido no presente e também no futuro.

Este estudo teve como objetivo a análise do sistema de abastecimento de água da Quinta do Lago no âmbito da Gestão Patrimonial de Infraestruturas da Entidade Gestora. Para efeitos de análise, recorreu-se a indicadores de desempenho e índices de desempenho técnico para comparar a situação de referência com as alternativas propostas, afim de selecionar a alternativa que mais se coaduna com os objetivos de maximizar o desempenho e minimizar os custos e os riscos.

Como resultado deste estudo, foram estabelecidas as prioridades de atuação e os tipos de soluções a adotar para a reabilitação das infraestruturas e para a metodologia de gestão da informação.

**PALAVRAS-CHAVE:** gestão patrimonial de infraestruturas, sistema de abastecimento de água, reabilitação, modelo hidráulico, sistema de avaliação de desempenho.



## **ABSTRACT**

In the last decades, significant investments have been made in the construction and development of water supply infrastructures. Consequently, very high coverage rates were attained and nowadays the population has the perception that the access to this service is mandatory and the location is not a conditioning factor.

These coverage rates create significant long-term impacts on the water supply companies, which justifies the creation of methodologies for the rational management of the infrastructures in order to make the service sustainable.

To manage the aging of existing infrastructures, changes in demand, deviations from forecasts and new regulations, it is appropriate to implement programmes for Infrastructure Asset Management, with the purpose to promote best practices for preserving, maintaining and rehabilitating the infrastructure assets and ensure that the provided level of service is maintained in the present and also in the future.

This study aimed to analyse the water supply system of Quinta do Lago in the scope of the programme for Infrastructure Asset Management. For the purposes of the analysis, performance indicators and technical performance indexes were used to characterize and compare the actual situation with the proposed alternatives, in order to select the alternative that complies with the objectives of maximizing performance and minimizing costs and risk.

As a result of this study, it is possible to choose the priorities of action and the solutions for the rehabilitation of water supply infrastructures and for the information management.

**KEYWORDS:** Infrastructure asset management, water supply system, rehabilitation, hydraulic modelling, performance assessment system.



## **ÍNDICE GERAL**

<b>CITAÇÃO</b> .....	i
<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	iii
<b>RESUMO</b> .....	v
<b>ABSTRACT</b> .....	vii
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO .....	2
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. CONCEITO DE GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS .....	6
2.3. EVOLUÇÃO DAS POLÍTICAS E ESTRATÉGIAS PARA O SETOR DA ÁGUA EM PORTUGAL.....	6
2.4. GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS EM CONTEXTO EMPRESARIAL .....	10
2.4.1. APLICABILIDADE DE SISTEMAS DE GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS .....	10
2.4.2. NÍVEL ESTRATÉGICO NO ÂMBITO DA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS .....	10
2.4.3. NÍVEL TÁTICO NO ÂMBITO DA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS .....	11
2.4.3.1. Objetivos táticos, critérios de avaliação e medidas de desempenho .....	12
2.4.3.2. Elaboração de diagnóstico da situação de referência.....	12
2.4.3.3. Identificação de alternativas de intervenção .....	13
2.5. INDICADORES DE DESEMPENHO .....	14

2.5.1. INTRODUÇÃO.....	14
2.5.2. PERDAS DE ÁGUA .....	15
2.5.3. INEFICIÊNCIA NO USO DOS RECURSOS HÍDRICOS.....	18
2.5.4. CAPACIDADE DE RESERVA DE ÁGUA TRATADA.....	18
2.5.5. ENERGIA EM EXCESSO POR UNIDADE DE ÁGUA ENTRADA NO SISTEMA .....	19
2.5.6. CONSUMO ESPECÍFICO DE ENERGIA NAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS .....	19
2.5.7. ENERGIA DE BOMBAGEM .....	19
2.5.8. RÁCIO DE ENERGIA EM EXCESSO.....	20
<b>2.6. MEDIDAS DE CONTROLO DE FUGAS E DE REDUÇÃO DE PERDAS.....</b>	<b>20</b>
2.6.1. CONTROLO ATIVO DE FUGAS .....	20
2.6.2. MEDIDAS DE REDUÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA .....	21
2.6.3. CONTROLO DE PERDAS ATRAVÉS DA LIMITAÇÃO DA PRESSÃO.....	21
<b>2.7. GESTÃO DE ATIVOS E ÍNDICE DE VALOR DA INFRAESTRUTURA .....</b>	<b>24</b>
2.7.1. GESTÃO DE ATIVOS .....	24
2.7.2. ÍNDICE DE VALOR DA INFRAESTRUTURA .....	25
<b>2.8. NÍVEIS DE DESEMPENHO TÉCNICO .....</b>	<b>30</b>
2.8.1. INTRODUÇÃO.....	30
2.8.2. VARIÁVEL DE ESTADO - PRESSÃO .....	31
2.8.3. VARIÁVEL DE ESTADO - VELOCIDADE .....	33
<b>2.9. FERRAMENTAS DE MODELAÇÃO HIDRÁULICA.....</b>	<b>35</b>
2.9.1. MODELO DE SIMULAÇÃO HIDRÁULICA EPANET .....	35
2.9.2. CÁLCULO DAS VARIÁVEIS HIDRÁULICAS – MÉTODO HÍBRIDO NÓ-MALHA .....	35
2.9.3. CÁLCULO DAS VARIÁVEIS DA QUALIDADE DE ÁGUA – ALGORITMO LAGRANGEANO DE TRANSPORTE .....	39

<b>3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO</b> .....	43
<b>3.1. CARACTERIZAÇÃO DAS INFRAESTRUTURAS</b> .....	43
<b>3.2. CARACTERIZAÇÃO DO PARQUE HABITACIONAL</b> .....	49
<b>3.3. AQUISIÇÃO DE DADOS DE CAUDAL E PRESSÃO</b> .....	51
<b>3.4. ANÁLISE DE CONSUMOS ATUAIS</b> .....	52
3.4.1. EVOLUÇÃO ANUAL DE CONSUMOS – ANÁLISE DE TENDÊNCIAS DE CONSUMOS .....	53
3.4.2. DISTRIBUIÇÃO MENSAL DO CONSUMO – EFEITO DA SAZONALIDADE .....	55
3.4.3. DISTRIBUIÇÃO SEMANAL DO CONSUMO .....	57
3.4.4. PERFIS PADRONIZADOS DE CONSUMO – IMPORTÂNCIA DO CONSUMO PARA REGA.....	59
3.4.5. IMPORTÂNCIA RELATIVA DOS CONSUMIDORES.....	60
<b>3.5. PREVISÕES DE NOVOS CONSUMOS – NOVOS LOTEAMENTOS</b> .....	63
<b>3.6. CENÁRIOS DE CONSUMO</b> .....	65
<b>3.7. RECOLHA DE INFORMAÇÃO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO PARA A SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA</b> .....	68
3.7.1. MODO DE OPERAÇÃO.....	68
3.7.2. DISCRETIZAÇÃO EM ÁREAS DE ANÁLISE .....	69
3.7.3. AVALIAÇÃO DA SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA .....	70
3.7.3.1. Avaliação de desempenho em termos de pressões .....	70
3.7.3.2. Avaliação de desempenho em termos de velocidades .....	75
<b>3.8. ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE OPERAÇÃO</b> .....	78
3.8.1. ALTERNATIVA 1 .....	78
3.8.1.1. Descrição .....	78
3.8.1.2. Avaliação de desempenho .....	79
3.8.2. ALTERNATIVA 2 .....	84
3.8.2.1. Descrição .....	84

3.8.2.2. Avaliação de desempenho .....	85
3.8.3. DESEMPENHO EM SITUAÇÃO DE EMERGÊNCIA.....	90
<b>4. GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS .....</b>	<b>95</b>
<b>4.1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>95</b>
<b>4.2. OBJETIVO E ÂMBITO .....</b>	<b>95</b>
<b>4.3. IDENTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DA INFORMAÇÃO DISPONÍVEL .....</b>	<b>96</b>
<b>4.4. CADASTRO DA INFRAESTRUTURA .....</b>	<b>97</b>
<b>4.5. OBJETIVOS, CRITÉRIOS E MÉTRICAS .....</b>	<b>98</b>
4.5.1. OBJETIVOS TÁTICOS E ALINHAMENTO COM OS OBJETIVOS ESTRATÉGICOS .....	98
4.5.2. ALINHAMENTO ENTRE OS CRITÉRIOS E OS OBJETIVOS TÁTICOS .....	99
<b>4.6. ÍNDICE DO VALOR DA INFRAESTRUTURA .....</b>	<b>102</b>
<b>4.7. AVALIAÇÃO DA SITUAÇÃO ATUAL E FUTURA .....</b>	<b>105</b>
<b>4.8. COMPARAÇÃO ENTRE A SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA E AS ALTERNATIVAS .....</b>	<b>107</b>
<b>4.9. TÁTICAS INTEGRADAS NO PLANO .....</b>	<b>112</b>
4.9.1. TÁTICAS INFRAESTRUTURAIS (ANÁLISE MULTICRITÉRIO) .....	112
4.9.2. OUTRAS TÁTICAS NÃO INFRAESTRUTURAIS .....	118
<b>4.10. RECURSOS NECESSÁRIOS À IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO TÁTICO .....</b>	<b>119</b>
4.10.1 RECURSOS HUMANOS.....	119
4.10.2 RECURSOS TECNOLÓGICOS .....	119
4.10.3 RECURSOS FINANCEIROS.....	119
<b>4.11. MONITORIZAÇÃO E REVISÃO DO PLANO TÁTICO DE GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS .....</b>	<b>120</b>
4.11.1 PROCEDIMENTO DE MONITORIZAÇÃO.....	120
4.11.2 PROCEDIMENTO DE REVISÃO .....	120

<b>5. RESILIÊNCIA DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA DA QUINTA DO LAGO</b> .....	121
5.1. INTRODUÇÃO .....	121
5.2. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA .....	121
5.3. CONSUMOS .....	123
5.4. MODELO HIDRÁULICO .....	125
5.5. CRITÉRIO DE AVALIAÇÃO .....	127
5.6. ANÁLISE DE RESULTADOS .....	128
5.7. CONCLUSÕES .....	130
<b>6. UTILIZAÇÃO DE MODELOS HIDRÁULICOS E DE QUALIDADE DE ÁGUA COMO FERRAMENTA DE SUPORTE À DECISÃO EM ENTIDADES GESTORAS</b> .....	131
6.1. INTRODUÇÃO .....	131
6.2. METODOLOGIA .....	132
6.2.1. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO .....	132
6.2.2. MODO ATUAL DE OPERAÇÃO E MODO ALTERNATIVO DE OPERAÇÃO .....	134
6.2.3. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO SISTEMA RELATIVO À PRESSÃO .....	135
6.2.4. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO SISTEMA RELATIVO À IDADE DA ÁGUA NA REDE .....	136
6.3. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	136
6.3.1. ADEQUAÇÃO DA PRESSÃO .....	136
6.3.2. IDADE DA ÁGUA NA REDE .....	139
6.4. CONCLUSÕES .....	141

<b>7. GISWATER - UMA SOLUÇÃO INTEGRADA PARA GESTÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA. O CASO DE ESTUDO NA QUINTA DO LAGO</b> .....	143
7.1. INTRODUÇÃO.....	143
7.2. ENQUADRAMENTO.....	143
7.3. GISWATER .....	144
7.3.1. ARQUITETURA DE DADOS .....	145
7.3.2. COMUNICAÇÃO COM O EPANET 2.0 .....	146
7.4. CASO DE ESTUDO DA QUINTA DO LAGO .....	147
7.5. CONCLUSÃO .....	148
<b>8. CONCLUSÕES</b> .....	151
8.1. CONCLUSÕES .....	151
8.2. TRABALHO FUTURO.....	153
<b>10. BIBLIOGRAFIA</b> .....	155

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Relação entre as variações de pressão e o caudal de perdas, adaptado de Alegre <i>et al.</i> (2005).....	23
Fig. 2.2 – Funções de custo para condutas em FFD, adaptado de Covas <i>et al.</i> (2017).....	27
Fig. 2.3 – Funções de custo para condutas em PVC, adaptado de Covas <i>et al.</i> (2017) .....	28
Fig. 2.4 – Funções de custo para condutas em PEAD, adaptado de Covas <i>et al.</i> (2017).....	28
Fig. 2.5 – Funções de custo para ramais de ligação, adaptado de Covas <i>et al.</i> (2017) .....	29
Fig. 2.6 – Exemplo de funções de penalidade referentes às: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão ao longo do dia.....	32
Fig. 2.7 – Exemplo de funções de penalidade referentes às: (a) velocidade mínima e (b) velocidade máxima .....	34
Fig. 2.8 – Comportamento dos segmentos em conformidade com o Método Lagrangeano, adaptado de Rossman (2000) .....	41
Fig. 3.1 – Esquema do sistema de distribuição de água.....	43
Fig. 3.2 – Mapa com os loteamentos (UOP5 – Plano de Urbanização da Quinta do Lago) .....	44
Fig. 3.3 – Distribuição dos materiais nas condutas.....	46
Fig. 3.4 – Distribuição pelos anos de instalação de condutas .....	47
Fig. 3.5 – Vida útil remanescente.....	48
Fig. 3.6 – Área de influência dos hidrantes .....	49
Fig. 3.7 – Data de construção dos edifícios na área de intervenção da InfraQuinta.....	50
Fig. 3.8 – Tipologia dos edifícios na área de intervenção da InfraQuinta .....	50
Fig. 3.9 – Altura dos edifícios na área de intervenção da InfraQuinta .....	50

Fig. 3.10 – Localização dos medidores de caudal e pressão utilizados para controlo da rede de distribuição da InfraQuinta .....	52
Fig. 3.11 – Variação mensal do consumo médio diário ao longo dos meses, no período de 2005 a 2014 .....	53
Fig. 3.12 – Evolução dos volumes mensais (médio, máximo e mínimo) no período de 2005 a 2014 .....	54
Fig. 3.13 – Evolução dos volumes diários (médio, máximo e mínimo) no período de 2005 a 2014 .....	54
Fig. 3.14 – Evolução da base de clientes em números de camas e contadores instalados no período de 2006 a 2014 .....	55
Fig. 3.15 – Variação mensal no período de 2005 a 2014 .....	56
Fig. 3.16 – Fator de carga mensal para 2014 .....	57
Fig. 3.17 – Caudal médio horário e caudal máximo horário registado nos diversos dias da semana do mês de agosto 2014 .....	58
Fig. 3.18 – Caudal médio horário e caudal máximo horário registado nos diversos dias da semana do mês de dezembro 2014 .....	58
Fig. 3.19 – Fator de carga máximo diário em agosto de 2014 e dezembro de 2014 .....	59
Fig. 3.20 – Perfil padronizado de consumo, para o conjunto dos dias da semana (valor médio e intervalo de confiança de 90%) .....	60
Fig. 3.21 – Histograma dos coeficientes de variação dos consumos .....	61
Fig. 3.22 – Localização do peso relativo dos consumidores na rede.....	63
Fig. 3.23 – Localização das zonas de expansão (UOP5 – Plano de Urbanização da Quinta do Lago).....	65
Fig. 3.24 – Esquema de funcionamento da rede de abastecimento de água .....	68
Fig. 3.25 – Zonas funcionais da InfraQuinta definidas para o atual modo de operação .....	69
Fig. 3.26 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário B, para a situação de referência da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão .....	71
Fig. 3.27 – Representação espacial, em cenário B, para a situação de referência da: (a) pressão máxima para a hora de menor consumo: 19h, (b) pressão mínima para a hora de maior consumo: 5h e (c) flutuação máxima de pressão ao longo do dia .....	73

Fig. 3.28 – Diagramas de sistema em cenário B, para a situação de referência da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão .....	75
Fig. 3.29 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário B, para a situação de referência da: (a) velocidade máxima e (b) velocidade mínima .....	76
Fig. 3.30 – Representação espacial, em cenário B, para a situação de referência da: (a) velocidade máxima para a hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h .....	77
Fig. 3.31 – Diagramas de sistema em cenário B, para a situação de referência da: (a) velocidade máxima à hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h.....	78
Fig. 3.32 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão .....	81
Fig. 3.33 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) pressão máxima para a hora de menor consumo: 19h, (b) pressão mínima para a hora de maior consumo: 5h e (c) flutuação máxima de pressão ao longo do dia .....	82
Fig. 3.34 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) velocidade máxima e (b) velocidade mínima .....	83
Fig. 3.35 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) velocidade máxima para a hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h .....	84
Fig. 3.36 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão .....	87
Fig. 3.37 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) pressão máxima para a hora de menor consumo: 19h, (b) pressão mínima para a hora de maior consumo: 5h e (c) flutuação máxima de pressão ao longo do dia .....	88
Fig. 3.38 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) velocidade máxima e (b) velocidade mínima .....	89
Fig. 3.39 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) velocidade máxima para a hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h .....	90
Fig. 3.40 – Mapa de hidrantes que podem ser usados em situação de emergência.....	91
Fig. 3.41 – Mapa de hidrantes que podem ser usados na Alternativa 1 .....	92
Fig. 3.42 – Mapa de hidrantes que podem ser usados na Alternativa 2 .....	93

Fig. 4.1 – Alinhamento entre critérios de avaliação ao nível estratégico e objetivos e critérios ao nível tático.....	100
Fig. 4.2 – Evolução do IVI e do nível de serviço no período de 1972 a 2015.....	102
Fig. 4.3 – Evolução do IVI e do nível de serviço sem investimento em renovação .....	102
Fig. 4.4 – Necessidades de investimentos na opção de substituição dos ativos no final da sua vida útil .....	103
Fig. 4.5 – Necessidades de investimentos na opção de manter o IVI em 0,5 .....	103
Fig. 4.6 – Evolução do IVI e necessidade de capital para a taxa anual de renovação de 3% .....	104
Fig. 4.7 – Evolução do IVI para um investimento médio anual de 300 k€ .....	104
Fig. 4.8 – Evolução do material das condutas no período de 2016 a 2020 .....	117
Fig. 4.9 – Evolução do investimento e IVI no período de 2016 a 2020.....	117
Fig. 4.10 – Mapas das prioridades de investimento.....	118
Fig. 5.1 – Representação do sistema de distribuição de água: (a) componentes físicos e pontos de consumo e (b) áreas de influência das três estações de bombeamento .....	122
Fig. 5.2 – Fator de carga mensal .....	123
Fig. 5.3 – Padrão de consumo típico: (a) com furo para rega e (b) sem furo para rega .....	124
Fig. 5.4 – Localização das captações privadas.....	124
Fig. 5.5 – Risco de intrusão salina (APA).....	125
Fig. 5.6 – Representação da rede de distribuição de água: (a) rede com as alterações necessárias para viabilizar o modo de operação alternativo e (b) áreas de influência das estações elevatórias no modo operacional alternativo.....	126
Fig. 5.7 – Funções de penalidade: (a) pressão mínima; (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão .....	127
Fig. 5.8 – Diagramas de sistema para pressões mínimas: (a) modo de operação de referência e (b) modo de operação alternativo .....	128
Fig. 5.9 – Diagramas de sistema para pressões máximas: (a) modo de operação de referência e (b) modo de operação alternativo .....	129
Fig. 5.10 – Diagramas de sistema para flutuação de pressão: (a) modo de operação de referência e (b) modo de operação alternativo .....	129

Fig. 6.1 – Esquema do sistema de distribuição: nós de rede classificados de acordo com o seu peso para o consumo geral de água, localização das válvulas a manobrar no modo de operação alternativo e troço a ser construído (em verde).....	133
Fig. 6.2 – Zonas funcionais: (a) modo atual de operação e (b) modo alternativo de operação .....	134
Fig. 6.3 – Funções de desempenho para: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão .....	135
Fig. 6.4 – Avaliação de desempenho para a pressão mínima: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II .....	137
Fig. 6.5 – Avaliação de desempenho para a pressão máxima: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II .....	138
Fig. 6.6 – Avaliação de desempenho para a flutuação de pressão: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II .....	139
Fig. 6.7 – Avaliação da idade da água: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II .....	140
Fig. 6.8 – Idade da água em duas condutas principais no modo de operação atual (azul) e no modo alternativo de operação (vermelho).....	140
Fig. 7.1 – Arquitetura de dados EPANET 2.0.....	146
Fig. 7.2 – Processo de migração do SIG proprietário para uma base de dados em PostgreSQL.....	148



## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Balanço Hídrico, adaptado de Jacob (2006) .....	17
Quadro 2.2 – Valores recomendados para o expoente $n$ , adaptado de Alegre <i>et al.</i> (2005) .....	23
Quadro 2.3 – Vida útil técnica, adaptado de Covas <i>et al.</i> (2017) .....	26
Quadro 2.4 – Coeficiente da fórmula de perda de carga para condutas novas, adaptado de Rossman (2000) .....	37
Quadro 3.1 – Materiais das condutas .....	47
Quadro 3.2 – Lista dos 20 maiores consumidores e sua importância relativa em período de verão e inverno .....	62
Quadro 3.3 – Consumos estimados para as áreas de expansão (valores em $m^3/mês$ ) .....	64
Quadro 4.1 – Caracterização da informação utilizada no plano tático .....	97
Quadro 4.2 – Objetivos, critérios de avaliação e métricas do planeamento tático .....	101
Quadro 4.3 – Cálculo das métricas para a situação de referência .....	105
Quadro 4.4 – Comparação de métricas para as várias alternativas de funcionamento com o Cenário C .....	109
Quadro 4.5 – Investimentos para o período de 2016 .....	113
Quadro 4.6 – Investimentos para o período de 2017 .....	113
Quadro 4.7 – Investimentos para o período de 2018 .....	114
Quadro 4.8 – Investimentos para o período de 2019 .....	114
Quadro 4.9 – Investimentos para o período de 2020 .....	115
Quadro 4.10 – Recursos tecnológicos necessários à implementação do plano tático .....	119
Quadro 4.11 – Sumário do investimento estimado para o período de 2016 a 2020 .....	119
Quadro 5.1 – Características das estações de bombeamento .....	122



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$A$  – Matriz Jacobiana (NxN) [-]

$A3$  – Água entrada no sistema [ $m^3$ ]

$C$  – Coeficiente da fórmula de Hazen-Williams

$C_i$  – Concentração do constituinte na tubagem  $i$  em função da distância  $x$  e tempo  $t$

$C_{ilk}$  – Concentração do constituinte que entra na conduta  $i$  proveniente do nó  $k$

$C_{jlx=Lj}$  – Concentração do constituinte no final da tubagem  $j$

$C_{k,ext}$  – Concentração do constituinte no caudal de origem externa no nó  $k$

$CS_{i,t}$  – Custo de substituição do ativo [€]

$C2$  – Capacidade de reserva de água tratada [ $m^3$ ]

$D$  – Diâmetro interior da conduta [mm]

$D$  – Diâmetro económico [mm]

$d$  – Diâmetro interno da tubagem [mm]

$D_i$  – Diâmetro do trecho  $i$  [mm]

$D_i$  – Consumo no nó [ $m^3/h$ ]

$DN$  – Diâmetro nominal [mm]

$E_{Excesso}$  – Energia em excesso [kWh/ano]

$E_{fornecida}$  – Energia em excesso [kWh/ano]

$E_{minima}$  – Energia em excesso [kWh/ano]

$E1$  – Energia em excesso por unidade de água entrada no sistema [kWh/ $m^3$ ]

$E3$  – Rácio de energia em excesso [-]

$F$  – Vetor ( $N \times 1$ ) dos termos do lado direito da equação

$g$  – Aceleração da gravidade [ $m^2/s$ ]

$H$  – Cota piezométrica [m]

$H$  – Vetor ( $N \times 1$ ) de incógnitas em termos de cota piezométrica [m]

$h$  – Perda de carga total [m]

$h_0$  – Altura de elevação para o ponto de funcionamento em vazio [m]

$H1$  – Duração do período de referência [dias]

$I_k$  – Conjunto de tubagens que concorrem no nó  $k$  [-]

$K$  – Coeficiente da perda de carga singular [-]

$L$  – Comprimento da conduta [m]

$L_i$  – Comprimento do trecho  $i$  [m]

$m$  – Coeficiente de perda de carga localizada

$n$  – Expoente

$N$  – Número total de ativos

$n$  – Número de pisos acima do solo incluindo o piso térreo [-]

$N$  – Número de nós do sistema [-]

$n$  – Expoente associado à fórmula de Hazen-Williams [-]

$n$  – Coeficiente da curva da bomba [-]

$NL$  – Número de trechos do sistema

$P_{final}$  – Pressão final após redução [m]

$P_{FP}$  – Desempenho de flutuação de pressão global [%]

$P_{ij}$  – Inverso da derivada da perda de carga total no trecho entre os nós  $i$  e  $j$  em relação ao caudal [m]

$P_{inicial}$  – Pressão final anterior à redução [m]

$Pm_{FPi}$  – Desempenho de pressão no nó [%]

$P_{min}$  – Pressão mínima [m]

$Pm_{Pi}$  – Desempenho de pressão no nó [%]

$Pm_{vi}$  – Desempenho de velocidade no trecho i [%]

$P_p$  – Desempenho de pressão global [%]

$P_v$  – Desempenho de velocidade global [%]

$Q$  – Caudal [ $m^3/h$ ]

$Q$  – Caudal na tubagem j [ $m^3/h$ ]

$Q_{final}$  – Caudal de perdas após redução da pressão [ $m^3/s$ ]

$Q_i$  – Consumo no nó i [ $m^3/h$ ]

$Q_{inicial}$  – Caudal de perdas antes redução da pressão [ $m^3/s$ ]

$Q_{k,ext}$  – Caudal de origem externa que entra na rede no nó k [ $m^3/h$ ]

$r$  – Termo de perda de carga

$r$  – Coeficiente da curva da bomba [-]

$R^2$  – Coeficiente de determinação [-]

$r(C_i)$  – Taxa de reação, em função da concentração constituinte

$t$  – Ano em que se está a fazer a avaliação do IVI

$U$  – Velocidade de escoamento [m/s]

$U_i$  – Velocidade média de escoamento na conduta i [m/s]

$V_{fornecido}$  – Volume fornecido [ $m^3/ano$ ]

$V_{máx}$  – Velocidade máxima [m/s]

$vr$  – Vida útil residual do ativo [ano]

$vu$  – Vida útil técnica do ativo [ano]

$W_{FPI}$  – Peso do desempenho de flutuação de pressão no nó i [%]

$W_{Pi}$  – Peso do desempenho de pressão no nó i [%]

$W_{vi}$  – Peso do desempenho de velocidade no trecho i [-]

$\eta$  – Rendimento [-]

$\omega$  – Regulação de velocidade

AA – Abastecimento de Água

AWWA – American Water Works Association

DN – Diâmetro nominal

EE – Estações Elevatórias

EG – Entidade Gestora

ERSAR – Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos

GPI – Gestão Patrimonial de Infraestruturas

IRAR – Instituto Regulador de Águas e Resíduos

IVI – Índice de Valor da Infraestrutura

IWA – International Water Association

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

PEAASAR – Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais.

SAD – Sistema de Avaliação de Desempenho

SCADA – Sistema de Supervisão e Aquisição de Dados

SF/C – Sistema de Faturação/Clientes

SGBD – Sistema de Gestão e Base de Dados

SGD – Sistema de Gestão de Clientes

SIG – Sistema de Informação Geográfica

TG – Sistema de Telegestão/Telemedição

ZMC – Zona de Monitorização e Controlo

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. ENQUADRAMENTO GERAL**

A construção de sistemas de abastecimento de água, é essencial nas sociedades desenvolvidas, pois a saúde pública e o bem-estar das populações depende em grande parte deste serviço.

Nas últimas décadas, os governos têm vindo a investir na construção de sistemas centralizados de captação e distribuição de água que progressivamente foram ganhando dimensão, servindo aglomerados populacionais com menor densidade e servindo quase a totalidade da população.

No entanto, durante a fase de infraestruturização, não foram devidamente avaliados os impactes a longo prazo que a manutenção, reparação, renovação e substituição destas infraestruturas têm na sociedade. Atualmente é reconhecido que sem uma análise profunda desta temática, nunca se pode garantir a sustentabilidade do serviço.

Como os serviços de abastecimento público de água mobilizam elevados montantes de capital para cobrir os custos de exploração é urgente garantir-se a gestão racional das infraestruturas como forma de garantir a sustentabilidade do setor.

Os principais problemas associados à exploração dos sistemas de abastecimento de água são o envelhecimento do património existente, alterações de procura face às previsões e a introdução de requisitos regulamentares e regulatórios cada vez mais exigentes. Para enfrentar estes novos problemas é necessário implementar sistemas de Gestão Patrimonial de Infraestruturas (GPI), com o objetivo de adotar as melhores práticas para preservar, manter e valorizar o património infraestrutural, garantindo que o nível de serviço a que se destina é eficazmente satisfeito no presente e também no futuro.

No presente estudo, procede-se à análise e avaliação do sistema de abastecimento de água da Quinta do Lago, da forma mais detalhada possível tendo em conta dos dados disponíveis para o efeito.

A análise considera o cenário atual e futuro de exploração, assim como alternativas de intervenção, que possibilitem uma melhoria significativa, face à situação de referência.

Os resultados das análises são avaliados através de indicadores de desempenho e índices de desempenho que possibilitam a quantificação de ganhos ou perdas de desempenho face às alternativas propostas. Para o efeito foram construídos modelos numéricos de simulação hidráulica, com recurso ao EPANET 2.0. Os resultados da modelação traduzidos em variáveis

de estado foram transformados em índices desempenho globais, permitindo desta forma a comparação eficaz entre alternativas.

O principal objetivo desta dissertação é contribuir para o desenvolvimento de metodologias de avaliação e melhoria contínua dos sistemas de GPI em sistemas de abastecimento de água, com vista ao suporte à decisão sobre o que reabilitar e quando e como realizar as intervenções a curto e médio prazo, com a finalidade de manter os níveis de serviço aceitáveis. As decisões de investimento e de planeamento são suportadas por vários critérios que refletem, em simultâneo, os objetivos de maximização do desempenho e minimização de custos e de risco de falhas no serviço.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO**

A presente dissertação é composta por 9 capítulos. No capítulo 1, é feito um enquadramento do estudo e uma apresentação sumária da estrutura.

No capítulo 2 é apresentada a síntese de conhecimentos, onde se referem os conceitos fundamentais e as principais referências bibliográficas utilizadas no estudo.

No capítulo 3 é realizada a caracterização do sistema de distribuição de água da Quinta do Lago ao nível das infraestruturas e dos consumos. Ainda no mesmo capítulo é apresentada a avaliação de desempenho da situação de referência e das alternativas propostas em termos de pressões e velocidades para cada cenário considerado.

No capítulo 4 é efetuada uma avaliação decorrente da aplicação dos indicadores de desempenho e índices de desempenho, com vista à priorização dos investimentos a realizar entre 2016 e 2020 na reabilitação do sistema de abastecimento de água da Quinta do Lago.

No capítulo 5 é efetuada uma análise da resiliência do sistema de distribuição de água, face a um cenário em que os utilizadores optam por regar as áreas verdes privadas com água do sistema público de distribuição, em alternativa ao uso de água proveniente de captações de água subterrânea. Cenário que se pode concretizar devido ao aumento da concentração de sais por intrusão salina no aquífero.

No capítulo 6 é apresentado um exemplo de avaliação de modos alternativos de operação face ao modo atual com o recurso a modelos de qualidade da água e a modelos hidráulicos. A avaliação das alternativas é efetuada em termos de flutuação de pressão e de idade da água no sistema de abastecimento.

O capítulo 7 tem como objetivo a apresentação de um sistema integrado para a gestão da rede de abastecimento de água da Quinta do Lago. Esta solução permite a comunicação entre a base de dados de suporte ao cadastro (SIG), os dados de consumo (SCADA), e o software de modelação hidráulica EPANET 2.0. O armazenamento e gestão dos dados geográficos são garantidos pelo Sistema de Gestão de Bases de Dados (SGBD) PostgreSQL, juntamente com a respetiva extensão PostGIS. A visualização e edição dos dados geográficos é realizada através do software QGIS.

No capítulo 8 são apresentadas as conclusões, com ênfase para os aspetos mais relevantes do estudo e para os possíveis desenvolvimentos futuros.

No capítulo 9 são apresentadas as referências bibliográficas que estabelecem os princípios e os fundamentos que forneceram o suporte científico a este estudo.



## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. INTRODUÇÃO**

As infraestruturas de abastecimento de água são imprescindíveis em sociedades desenvolvidas, pois a saúde pública e o bem-estar das populações dependem em grande parte deste setor que é basilar no desenvolvimento económico e cultural dos países.

Os governos mundiais investiram na construção de sistemas centralizados de captação e distribuição de água que gradualmente se foram expandindo e abrangendo os aglomerados populacionais com menor densidade populacional. Atualmente, nos países desenvolvidos, a população considera os serviços públicos de abastecimento de água como um direito de cidadania, em que a localização não é um fator condicionante, Alegre (2008).

O crescimento das cidades, com a criação de novos equipamentos sociais, tem consequências enormes em termos económicos e de crescimento, sendo imperativo a construção de infraestruturas que deem respostas a este desenvolvimento. No entanto, não são avaliados os impactes a longo prazo que a manutenção, a reparação, a renovação e a substituição destas infraestruturas poderão ter na sociedade. Sem uma análise profunda desta temática, nunca se pode garantir a sustentabilidade do serviço, Alegre (2008).

Devido à importância estruturante destas infraestruturas nas sociedades, a sua construção foi total ou parcialmente subsidiada pelos governos centrais ou regionais, ou em alguns casos por entidades externas. Após um período de infraestruturização que decorreu em Portugal até 2013, pretende-se que os sistemas se tornem financeiramente autossustentáveis, através de sistemas de tarifários que possibilitem cobrir a totalidade dos custos de exploração. Esta matéria ainda carece de otimização, pois é corrente que as tarifas não sejam suficientes para suportar a totalidade dos custos de exploração, ficando as Entidades Gestoras (EG) aprisionadas aos subsídios governamentais, Alegre (2008).

Este problema foi primeiramente identificado e enfrentado, na Austrália e Nova Zelândia, onde o South Australian Public Accountants Committee publicou em 1986/1987 uma série de oito relatórios referenciando a problemática da degradação dos serviços públicos de abastecimento de água e apontando para a necessidade de racionalizar a gestão do seu património infraestrutural (Burns *et al.*, 1999 *in* Alegre, 2008).

Nos Estados Unidos, um estudo da American Water Works Association (AWWA, 2001 *in* Alegre 2008), refere que até 2030, a maioria das EG terão que gastar cerca de três vezes e meia mais em substituição de condutas devido ao seu envelhecimento, do que atualmente. Mesmo assim, a maioria das entidades gestoras gastarão três vezes mais em reparações naquele ano, do que gastam atualmente, pois à medida que as condutas envelhecem tornam-se mais propensas a fugas e roturas.

No Canadá, os custos anuais de manutenção, reparação e renovação de infraestruturas urbanas (na sua globalidade) são da ordem de CND\$100.000 milhões. Porém, estudos do Nacional Research Council do Canada (Vanier, 2001b *in* Alegre 2008) estimam que as necessidades reais equivalem ao dobro dos montantes efetivamente despendidos.

Deste modo, percebe-se a dimensão desta problemática, mesmo em países com elevada capacidade económica, tornando-se assim essencial encontrar soluções adequadas.

## **2.2 CONCEITO DE GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS**

O setor dos serviços de abastecimento público de água mobiliza montantes elevados, sendo assim indispensável a gestão racional das infraestruturas de suporte para garantir a sustentabilidade do setor. Perante problemas de envelhecimento do património existente, alterações de procura face às previsões e introdução de requisitos regulamentares e regulatórios cada vez mais exigentes, os gestores começam a considerar seriamente a necessidade de implementar sistemas de “gestão de ativos”, Alegre (2008).

Os sistemas de “gestão de ativos” são algo redutores, no âmbito dos serviços públicos de abastecimento de água, pois tendem a menosprezar a vertente da engenharia, pelo que surge a necessidade de criar uma nova disciplina da engenharia intitulada “Gestão Patrimonial de Infraestruturas” (GPI), que tem por objetivo a adoção das melhores práticas para preservar, manter e valorizar o património infraestrutural, garantindo que o nível de serviço a que se destina é eficazmente satisfeito no presente e também que as próximas gerações continuem a ser servidas com o mesmo nível de serviço, Alegre (2008).

## **2.3 EVOLUÇÃO DAS POLÍTICAS E ESTRATÉGIAS PARA O SETOR DA ÁGUA EM PORTUGAL**

De acordo com dados da Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos (ERSAR), no ano de 1941, em Portugal, apenas 26% da população tinha acesso a sistemas de abastecimento de água e não existiam dados nacionais acerca das redes de saneamento. Passados cerca de 30 anos, esta percentagem já seria de 40% para os sistemas de abastecimento de água e de 17% para as redes de águas residuais.

Após este aumento vagaroso, da taxa de cobertura, segue-se um período de grande expansão, entre 1975 e 1990, onde os níveis de atendimento da população com serviços de águas e saneamento passam de 40% e 17%, respetivamente, para 80% e 62%.

Com a integração de Portugal na União Europeia, em 1986, e com a conseqüente disponibilidade de fundos comunitários, começam a definir-se os contornos da primeira grande reforma nacional neste domínio.

Na década de 1990 a alteração da lei de delimitação de setores (Lei n.º 88-A/97, de 25 de julho), possibilita o acesso de capitais privados às atividades de captação, tratamento e distribuição de água para consumo público e de recolha, tratamento e rejeição de efluentes. Nesta década foram realizadas as primeiras experiências de implementação de sistemas de

âmbito regional criados nos termos do artigo 3.º do Decreto-Lei n.º 379/93, de 5 de novembro onde se distinguem os sistemas multimunicipais dos municipais. Esta diferenciação é conseguida, considerando os sistemas multimunicipais, vulgarmente chamados de sistemas “em alta”, de importância estratégica, sempre que abranjam a área de pelo menos dois municípios e exijam um investimento predominante do Estado. Por outro lado, os sistemas municipais, vulgarmente chamados de sistemas “em baixa” são todos os outros, independentemente de a sua gestão poder ser municipal ou intermunicipal.

Com estas alterações no setor, a gestão e a exploração dos sistemas multimunicipais passam a poder ser diretamente efetuadas pelo Estado ou concessionadas a entidades públicas de natureza empresarial ou a empresas que resultem da associação de entidades públicas, em posição obrigatoriamente maioritária no capital social, com outras entidades privadas.

Neste contexto de reestruturação do setor, torna-se imperativo a criação de um órgão regulador; então nos termos do artigo 21.º do Decreto-Lei n.º 230/97, de 30 de agosto, procedeu-se à criação do Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR). O objetivo da sua criação, está descrito nos estatutos aprovados através do Decreto-Lei n.º 362/98, em que o IRAR visa assegurar a qualidade dos serviços prestados pelos sistemas multimunicipais e municipais de água de abastecimento público, de águas residuais urbanas e de resíduos sólidos urbanos, supervisionando a conceção, execução, gestão e exploração dos sistemas e garantindo o equilíbrio do setor e a sustentabilidade económica desses sistemas.

Com a entrada em vigor do Decreto-Lei n.º 243/2001, de 5 de setembro, o IRAR passa a ser a autoridade competente no que toca à fiscalização e controlo da qualidade da água para consumo humano, efetuando desde então, ações de inspeção relativas à qualidade da água em qualquer ponto de abastecimento público, cabendo-lhe alertar a autoridade de saúde e a EG para a ocorrência de eventuais irregularidades.

Mais tarde sofre nova reestruturação de acordo com o Diário da República, 1.ª série – N.º 208 – 27 de outubro de 2006, e passa a designar-se Entidade Reguladora dos Serviços de Água e dos Resíduos, I.P. (ERSAR), com as seguintes atribuições, aplicáveis até à presente data:

- Regular os serviços de abastecimento de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos sólidos urbanos, incluindo quaisquer atividades complementares e acessórias;
- Exercer as funções de autoridade competente para a qualidade da água para consumo humano junto de todas as entidades gestoras de abastecimento de água;
- Assegurar a regulação estrutural do setor de abastecimento de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos sólidos urbanos, contribuindo para uma melhor organização e para a clarificação das regras do seu funcionamento, nomeadamente colaborando na formulação das políticas e dos diplomas respeitantes a estes serviços;
- Assegurar a regulação económica das entidades gestoras, garantindo a prática de preços que, num ambiente de eficiência e eficácia na prestação do serviço, permitam assegurar a viabilidade económica e financeira dessas entidades;
- Assegurar a regulação da qualidade de serviço prestado aos utilizadores pelas entidades gestoras, avaliando o desempenho dessas entidades e promovendo a

- melhoria dos níveis de serviço;
- Assegurar, como autoridade competente para a qualidade da água para consumo humano, a aplicação de legislação, designadamente por meio da inspeção aos sistemas de abastecimento e supervisão dos laboratórios de análise da água para consumo humano;
- Promover a comparação e a divulgação pública da atividade das entidades gestoras, materializando um direito fundamental de acesso à informação que assiste a todos os utilizadores e consolidando uma cultura de disponibilização de informação concisa, credível e de fácil interpretação.

A função do regulador é de extrema importância no setor, pelas razões acima descritas, embora no âmbito do presente estudo seja mais relevante a implementação do sistema de avaliação de desempenho, pois permite avaliar o desempenho e identificar áreas que carecem de melhoria, quer a nível nacional para a elaboração de estratégias nacionais, quer em contexto empresarial, com a finalidade de dar seguimento aos processos de melhoria contínua das EG.

Entre 2000 e 2013 vigoraram, em Portugal, dois planos estratégicos de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais, o PEAASAR e PEAASAR II, documentos estes que serviram como linha orientadora dos objetivos e políticas nacionais para o setor da água. O PEAASAR teve um papel essencial na estruturação de todo o setor, o que originou progressos notáveis, quer a nível de cumprimento de legislação nacional e comunitária, quer a nível de aumento de taxas de cobertura. As estratégias nacionais apresentadas no PEAASAR II contribuíram para que se prosseguisse com o processo de infraestruturização, Serra *et al.* (2007).

Após esta época, onde em Portugal continental, 95% e 90% da população tinham acesso aos serviços de abastecimento de água e saneamento de águas residuais, respetivamente, é apresentada por Despacho n.º 4385/2015 de 30/04/2015 do Gabinete do Secretário de Estado do Ambiente, uma nova estratégia para o período de 2014 a 2020, o PENSAAR 2020.

Afim da definição das estratégias adequadas à nova realidade nacional, foi necessário analisar a situação de referência, ou seja, elaborar um balanço após conclusão do período de implementação do PEASSAR II. A metodologia de análise passou pela comparação dos indicadores de desempenho reportados, pelas EG, à entidade reguladora com os objetivos fixados no PEASSAR II. A análise dos indicadores reportados à ERSAR é um ótimo meio para compreender o desempenho das EG a nível nacional, pois são medidos e auditados anualmente. Esta análise permitiu identificar os principais constrangimentos, que carecem de resolução, afim de se poder identificar os aspetos a melhorar.

Segundo Frade *et al.* (2015), os principais constrangimentos identificados foram os seguintes:

- O desconhecimento das Infraestruturas de Abastecimento de Água (AA) por parte de um grande número de Entidades Gestoras (EG) que gerem sistemas de abastecimento “em baixa”;
- O grau de utilização de algumas infraestruturas, a adesão dos utilizadores ao serviço “em baixa” e a ligação dos sistemas municipais aos multimunicipais, com valores abaixo do que seria desejável;

- O ritmo de reabilitação dos ativos é claramente insuficiente, sendo estimado em cerca de 50% do recomendado pelas boas práticas, com riscos para a qualidade dos ativos e repercussões negativas no desempenho do setor, nomeadamente nas perdas físicas de água distribuída;
- Os volumes de água não faturada apresentam valores bastantes elevados;
- O desconhecimento dos gastos na prestação dos serviços de AA por parte de um grande numero de EG que gerem sistemas “em baixa”;
- A recuperação de gastos abaixo de níveis que garantam a sustentabilidade económica e financeira das EG e do setor em geral;
- As tarifas atualmente praticadas são suficientemente baixas para permitir uma acessibilidade económica a quase a totalidade dos utilizadores do serviço, mas com repercussões negativas na sustentabilidade económico-financeira das EG, criando grandes assimetrias entre EG;
- Os problemas atuais de disponibilidade de recursos financeiros, nomeadamente o acesso ao endividamento das EG.

Como consequência dos resultados do diagnóstico nasce assim, um novo paradigma que norteou as estratégias implementadas no PENSAAR 2020, baseado numa “estratégia menos centrada na realização de infraestruturas para aumento da cobertura e focalizando-se mais na gestão dos ativos, seu funcionamento e na qualidade dos serviços prestados com uma sustentabilidade abrangente”, Frade *et al.* (2015), em que a manutenção e a reabilitação dos sistemas já não tem um papel secundário como tinha no PEASAAR II.

Atualmente, tendo a total consciência de que é necessário enfrentar com racionalidade, eficácia e objetividade uma nova fase da vida das infraestruturas, em que os principais problemas se colocam em relação às necessidades de manutenção e renovação, é unânime que os sistemas de abastecimento de água requerem serviços de qualidade, altamente profissionais e que sejam sustentáveis nos aspetos sociais, económicos e financeiros, afim de assegurar a resiliência e a segurança dos mesmos.

Esta mudança de paradigma centrada na diminuição dos projetos de infraestruturização e no aumento da atenção para com os aspetos relacionados com a otimização da gestão operacional, eliminação de ineficiências e recuperação integral dos gastos via tarifário, pode originar dificuldades de definição, conceção e implementação no seio de grande parte das EG. Este plano estratégico de desenvolvimento sustentável do setor, de âmbito nacional, veio auxiliar os intervenientes a integrar esta nova realidade nas suas estruturas organizacionais ajudando a definir os objetivos pretendidos na avaliação das necessidades de investimento, identificação de medidas necessárias para implementar estratégias e definir os instrumentos de monitorização.

## **2.4 GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS EM CONTEXTO EMPRESARIAL**

### **2.4.1. APLICABILIDADE DE SISTEMAS DE GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS**

As recentes estratégias nacionais no âmbito da GPI, foram reconhecidas na legislação através da publicação do Decreto-Lei n.º 194/2009, de 20 de agosto, com alterações introduzidas pelo Decreto-Lei n.º 92/2010, de 20 julho e posteriormente pela Lei n.º 12/2014, de 6 de março. Este documento legal veio determinar que as EG devem dispor de informação sobre a situação atual e projetada das infraestruturas, a sua caracterização e a avaliação do seu estado funcional e de conservação, obrigando as EG que sirvam mais de 30 000 habitantes a promover e manter um sistema de GPI.

A implementação de um sistema de GPI, requer que todos os níveis da organização colaborem e criem sinergias com o intuito de atingirem os objetivos traçados para a organização. Assim a atividade das EG de abastecimento de água deverá ser planeada a nível estratégico, tático e operacional. A cada um destes níveis correspondem planos distintos, com horizontes temporais e âmbitos geográficos e temáticos diferenciados, Alegre e Covas (2010).

Os planos estratégicos, promovidos pela Administração das organizações, estabelecem os objetivos e respetivas metas, a longo prazo, mas não especificam o modo para atingir os resultados pretendidos. É assim elaborado um plano estratégico de âmbito global, abrangendo toda a organização e toda a área geográfica servida, Alegre e Covas (2010).

Os planos táticos, promovidos pelos responsáveis de cada direção de serviço, estabelecem o modo, a médio prazo, para atingir os objetivos estratégicos, Alegre *et al.* (2011). São assim elaborados planos táticos que podem ser de âmbito temático e podem corresponder a uma área geográfica mais restrita, Alegre e Covas (2010).

Os planos operacionais, promovidos pelos responsáveis das equipas operacionais, estabelecem e programam as ações a desenvolver, a curto prazo, Alegre *et al.* (2011).

Apesar das EG poderem elaborar diversos planos táticos, esta dissertação foca-se no plano de GPI, que contém o planeamento das intervenções de reabilitação. Este plano baseia-se no estabelecimento de prioridades de atuação e do tipo de solução a adotar, não só em termos das infraestruturas em si, mas também em termos da gestão de informação e de gestão dos recursos humanos e tecnológicos. Estes planos são ferramentas de apoio à decisão importantes no seio de uma organização, porque são fundamentais para assegurar a coerência entre a atividade rotineira, ao nível operacional e as estratégias globais da organização, Alegre e Covas (2010).

### **2.4.2. NÍVEL ESTRATÉGICO NO ÂMBITO DA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS**

De acordo com Alegre e Covas (2010), o objetivo do planeamento estratégico é sustentar, fortalecer e conferir coerência ao processo de decisão de gestão ao identificar e tratar os fatores-chave, quer internos, quer externos, que afetam a atividade.

Este plano é elaborado para melhorar o desempenho da organização e serve como base ao desenvolvimento de planos táticos e operacionais.

Os objetivos são transversais a toda a organização, estes devem ser ambiciosos, mas realistas e compatíveis entre si para que se consiga qualificar e/ou quantificar os progressos conseguidos. Para isso a EG deverá definir critérios de avaliação, medidas de desempenho e metas, Alegre e Covas (2010).

Os critérios de avaliação permitem a avaliação do cumprimento dos objetivos, já as medidas de desempenho são os parâmetros específicos usados para avaliar o desempenho e podem assumir a forma de indicadores, índices ou níveis (Alegre *et al.*, 2008 *in* Alegre e Covas, 2010). Por fim, temos as metas, que são caracterizadas pelos valores propostos a atingir para as medidas de desempenho num dado horizonte temporal, Alegre *et al.* (2011).

Por forma a aplicar os critérios de avaliação, é imprescindível definir as medidas de avaliação de desempenho tão objetivas e quantificáveis e/ou qualificáveis quanto possível. Para isso, as medidas de desempenho podem agrupar-se em três categorias (Alegre, 2007 *in* Alegre e Covas, 2010):

- Indicadores de desempenho – são medidas quantitativas de eficiência ou de eficácia da atividade de uma EG;
- Índices de desempenho – são medidas resultantes da combinação de medidas de desempenho elementares ou da aplicação de instrumentos de análise. Destinam-se, de forma genérica a sintetizar várias perspetivas de análise numa única medida;
- Níveis de desempenho – São medidas de desempenho de natureza qualitativa, expressas em categorias discretas. Em geral, são adotadas quando não é viável calcular medidas quantitativas.

Definidas as medidas de desempenho, o plano estratégico deverá estabelecer metas de médio e longo prazo, Alegre e Covas (2010).

#### 2.4.3. NÍVEL TÁTICO NO ÂMBITO DA GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS

O plano de GPI corresponde ao plano de nível tático para a implementação das estratégias que se prendem com a infraestrutura. Contém o plano de intervenções infraestruturais, onde estão definidas as táticas infraestruturais, mais propriamente, as intervenções de reabilitação e expansão a realizar e o plano de operação e manutenção, onde estão definidas as táticas de operação e manutenção, ou seja, os processos de operação e manutenção dos ativos, Alegre e Covas (2010).

Este plano de GPI também inclui táticas não infraestruturais, isto é, aspetos relacionados com a organização e a gestão de informação, imprescindíveis para a implementação do mesmo Alegre e Covas (2010).

#### 2.4.3.1. Objetivos táticos, critérios de avaliação e medidas de desempenho

Para a implementação de um plano tático, em primeiro lugar são definidos os objetivos táticos. Estes devem ser definidos de acordo com os objetivos estratégicos da organização, para garantir que se encontram perfeitamente alinhados, devem ser realistas e compatíveis entre si. Tal como os objetivos estratégicos, estes devem ser mensuráveis de modo a poder monitorizar os progressos conseguidos, Alegre *et al.* (2011).

Os objetivos táticos e as medidas de avaliação de desempenho devem ser os mesmos que foram estabelecidas ao nível estratégico, podendo ser complementados com outros que sejam relevantes. Estas medidas caso seja possível podem ser calculadas de modo discriminado, por exemplo por setor ou subsistema, de modo a permitir a identificação dos setores com prioridade de intervenção mais elevada, Alegre e Covas (2010).

Como acontece ao nível estratégico, após a definição das medidas de avaliação de desempenho, devem ser estabelecidas metas a médio prazo por forma a atingir as metas a longo prazo, definidas ao nível estratégico, Alegre *et al.* (2011). Tal como nas medidas, as metas podem ser definidas por subsistema ou setor, ou seja, podem ser mais rígidas ou mais flexíveis consoante as peculiaridades do subsistema em causa, mas sem nunca comprometer as metas globais de toda a organização, Alegre e Covas (2010).

#### 2.4.3.2. Elaboração de diagnóstico da situação de referência

Os sistemas de abastecimento de água, são sujeitos ao longo do tempo, a diferentes solicitações de consumo, a novas exigências regulatórias e à degradação natural do estado de conservação dos componentes, Alegre *et al.* (2011). Para se conhecer um sistema é essencial proceder-se ao diagnóstico da situação de referência, em que o nível de pormenor desta análise, está intrinsecamente ligado ao volume e à fiabilidade da informação disponível, Alegre e Covas (2010).

De forma sucinta, a informação recolhida deve permitir a avaliação do sistema, dando resposta aos seguintes aspetos, Alegre e Covas (2010):

- Avaliar o grau de cumprimento dos objetivos estratégicos e táticos com base no cálculo das medidas de desempenho e das metas definidas para a globalidade do sistema;
- Caracterizar o estado atual das infraestruturas existentes, incluindo a atualização do cadastro e a avaliação do estado funcional e de conservação das infraestruturas;
- Avaliar o Índice de Valor da Infraestrutura (IVI);
- Identificar os componentes mais críticos do sistema para assegurar o desempenho requerido de modo sustentável e estabelecer medidas mitigadoras do risco;
- Estimar as solicitações de serviço no horizonte temporal do plano e de longo prazo, incluindo a previsão da evolução populacional;
- Avaliar o desempenho funcional do sistema para as solicitações previstas;
- Identificar os subsistemas ou componentes que requerem uma intervenção prioritária em termos de reabilitação, com base na avaliação do grau de cumprimento dos objetivos táticos.

Para o efeito é necessária informação referente ao cadastro das infraestruturas, informação operacional sobre falhas e reparações, informação operacional relativa a inspeções e a intervenções de manutenção preventiva, informação operacional sobre o modo de funcionamento do sistema, informação sobre solicitações de consumo de água e dados históricos contabilísticos, Alegre *et al.* (2011).

O processo de diagnóstico de um sistema, requer inicialmente a discretização do mesmo, podendo ser efetuada para a globalidade do sistema ou parcialmente, em áreas de análise, Alegre e Covas (2010).

A perceção minuciosa do desempenho funcional do sistema na sua globalidade ou subsistema, exige o recurso a modelos hidráulicos que possibilitam simulação e facilitam a compreensão do modo de funcionamento do sistema sendo que, para tal, é indispensável a interligação do Sistema de Faturação/Clientes (SF/C) e o Sistema de Telegestão/Telemedição (TG) com o Sistema de Informação Geográfica (SIG). Esta interligação permite conhecer a distribuição espacial dos consumos, LNEC/ERSAR (2017). Os dados provenientes das simulações hidráulicas podem ser utilizados para o cálculo das medidas de desempenho estabelecidas, ou seja, para o cálculo de indicadores de desempenho e índices de desempenho técnico. Análises de fiabilidade e do risco também são importantes para avaliar a situação de referência, Alegre e Covas (2010).

Na avaliação de desempenho para a situação de referência, avalia-se o estado de conservação e o estado funcional dos componentes críticos e calculam-se as medidas de desempenho anteriormente estabelecidas. Como resultado desta avaliação, identificam-se as áreas de análise com maior necessidade de intervenção, sendo necessário ter cuidado com as análises de desempenho, pois podem existir problemas localizados que não se evidenciem significativamente nas medidas de desempenho estabelecidas a nível tático, Alegre e Covas (2010).

A avaliação de desempenho deve ser efetuada de acordo com o cenário atual e os cenários de desenvolvimento futuro, com a finalidade de prever o comportamento do sistema, afim de ser possível criar modos operacionais alternativos mais eficientes.

#### 2.4.3.3. Identificação de alternativas de intervenção

Uma vez efetuado o diagnóstico para o cenário atual e futuro do sistema, aplicado à situação de referência, procede-se à identificação e análise de alternativas de intervenção. Esta fase acaba por ser a mais complexa devido às inúmeras soluções possíveis para a resolução dos problemas identificados na situação de referência.

A maior vantagem desta complexidade é abrir as portas à possibilidade de se pensar os sistemas de abastecimento de água não como um somatório de componentes independentes conectados, mas como um sistema único e com características próprias, Alegre e Covas (2010).

Cabe ao decisor equacionar as soluções de carácter infraestrutural, de carácter operacional e de manutenção para criar a alternativa mais viável a nível técnico e económico, ou seja, com a melhor relação custo-benefício, sendo que cada solução apresentada deve ser dimensionada de modo a permitir uma estimativa de custos, e uma previsão do impacte que a sua implementação terá no desempenho da área de análise ou na globalidade do sistema, Alegre e Covas (2010).

O processo de avaliação é idêntico ao efetuado para o diagnóstico da situação de referencia de modo a permitir a comparação entre alternativas e para cada uma das soluções alternativas encontradas avaliar a respetiva viabilidade técnica e económica.

A melhor alternativa é encontrada com base numa análise integrada entre o custo, o desempenho e o risco, Alegre *et al.* (2011). Após esta fase procede-se à priorização de intervenções tendo em consideração os fatores internos e externos relevantes, como por exemplo as repavimentações em estradas sob a qual passa uma conduta a reabilitar.

Nesta fase é necessário selecionar as intervenções necessárias e suficientes para cumprir as metas táticas estabelecidas e com a estimativa orçamental prevista para as intervenções na infraestrutura. Pode-se dar o caso em que o orçamento previsto não é suficiente para garantir o cumprimento das metas estabelecidas, nesta situação procede-se à alteração das metas inicialmente propostas ou ao aumento do capital para investimento em reabilitação, Alegre e Covas (2010).

## **2.5 INDICADORES DE DESEMPENHO**

### **2.5.1. INTRODUÇÃO**

Os indicadores de desempenho exprimem, de modo conciso, os aspetos mais relevantes do desempenho da EG, ao contribuírem para a quantificação do desempenho sob um dado ponto de vista, numa dada área e durante um dado período, o que facilita a avaliação do cumprimento dos objetivos e o acompanhamento da sua evolução, Borges *et al.* (2016).

Os indicadores de desempenho podem traduzir a defesa dos interesses dos utilizadores, ou seja, a acessibilidade do serviço e a qualidade do mesmo, a sustentabilidade da própria EG, no que respeita os aspetos económico-financeiros, infraestruturais e de recursos humanos e por fim a sustentabilidade ambiental, Borges *et al.* (2016).

Os indicadores utilizados para avaliar e monitorizar a evolução da EG, no que se refere à sustentabilidade ambiental são, Alegre *et al.* (2004), Alegre *et al.* (2009) e Alegre *et al.* (2013a):

- Perdas reais por ramal [l/ramal/dia]
- Ineficiência na utilização dos recursos hídricos [%]
- Energia em excesso por unidade de água entrada no sistema – E1 [kWh(m<sup>3</sup>)]
- Consumo específico de energia nas estações elevatórias (EE) [kWh(m<sup>3</sup>)]
- Energia de bombagem [kWh/ano]

- Rácio de energia em excesso – E3 [-]

Para avaliar e monitorizar a EG, no que se refere à sustentabilidade e integridade infraestrutural são utilizados os seguintes indicadores, Alegre *et al.* (2004), Alegre *et al.* (2009) e Alegre *et al.* (2013a):

- Índice de valor da infraestrutura (IVI);
- Percentagem de condutas em fibrocimento [%/ano];
- Capacidade de reserva de água tratada [horas].

E por fim é avaliada a sustentabilidade económico-financeira da EG, com o recurso aos seguintes indicadores, Alegre *et al.* (2004), Alegre *et al.* (2009) e Alegre *et al.* (2013a):

- Custo estimado de energia [€/ano];
- Estimativa de custo de investimento [€].

#### 2.5.2. PERDAS DE ÁGUA

A realidade nacional mostra-nos que os níveis de perdas e fugas verificados atualmente nos sistemas de abastecimento de água são elevados, sendo que estes dados são obtidos através da análise do valor médio do indicador da ERSAR, Borges *et al.* (2016) referente às perdas reais de água que aponta para qualidade de serviço mediana em EG com densidade de ramais igual ou superior a 20 ramais por quilómetro e boa para as EG com densidade de ramais inferior a 20 ramais por quilómetro. Este facto dá origem a ineficiências económicas e impactes ambientais, que em última análise penalizam o utilizador. Com vista a minimizar as perdas e fugas, torna-se necessário uma abordagem proativa e sustentável por parte das EG.

Esta problemática tem dimensões variáveis entre diferentes EG, porque depende das prioridades e dos processos de gestão de cada entidade, do conhecimento do nível de perdas, da ausência de meios para as reduzir e da falta de perceção da sua importância para a sustentabilidade económico-financeira da organização.

É um facto, que as perdas de água são consequência da falta de conhecimento da infraestrutura, da insuficiência de renovação de redes, das fragilidades operacionais, de recursos financeiros insuficientes que suportem planos de investimento adequados e de uma gestão profissional, bem como da ausência de sistemas de monitorização das redes.

As perdas de água dividem-se em perdas reais e perdas aparentes e podem ser contabilizadas para a totalidade do sistema de abastecimento de água, ou por zonas de medição e controlo (ZMC), Jacob (2006).

As perdas reais, de acordo com a *International Water Association* (IWA), correspondem ao volume anual perdido em sistemas de abastecimento que ocorrem na reserva e distribuição (incluindo os ramais de serviço), até ao ponto de medição dos clientes (Fanner, 2004 *in* Jacob 2006) e resultam da ineficaz estanqueidade das juntas, roturas em condutas, acessórios ou

ramais, fugas nas paredes dos reservatórios e perdas por extravasamentos causados por avarias em válvulas de controlo, Farley (2001) *in* Jacob (2006).

Os fatores que podem influenciar o volume de perdas reais num sistema de abastecimento de água são, Jacob (2006):

- Percentagem de tempo em que a rede está sob pressão;
- A pressão média de serviço quando a rede está sob pressão;
- O número de ramais de serviço e a posição do contador domiciliário no ramal;
- O comprimento total das condutas;
- As condições estruturais da infraestrutura;
- O tipo de solo e as condições de assentamento das condutas.

As perdas não físicas de água chamadas, perdas aparentes são compostas pelos volumes não autorizados e pelos erros de medição dos contadores (Farley, 2001 *in* Jacob, 2006). Os fatores que contribuem para o aumento das perdas aparentes de água em sistemas de abastecimento de água são, Jacob (2006):

- Sobreavaliação da produção – causada pela inexistência ou uso inadequado de medidores de caudal, ou por programas de calibração inadequados para os volumes medidos;
- Subavaliação do consumo – causada por contadores sobredimensionados, contadores pouco fiáveis, contadores avariados, política inadequada de gestão do parque de contadores, políticas inadequada de leitura dos contadores e subavaliação de origens de abastecimento;
- Furto de água – causado por ligações ilícitas;
- Desperdícios dos utentes – motivado por uma política inadequada de medição dos consumos dos clientes, política de preços fixos ou fontes subsidiadas, tradições culturais e sociais e política inadequada de educação da comunidade.

No entanto a prioridade na redução das perdas depende de vários fatores, pelo que não se deve promovê-la de uma forma generalizada sem que seja precedida de uma análise prévia. O sucesso da implementação de uma estratégia de controlo de perdas passa, primeiramente, pela compreensão de todas as componentes de perdas de água, pois os planos de ação têm de responder e solucionar as causas específicas das perdas.

Para tal, são efetuados balanços hídricos, Quadro 2.1, que têm por base o volume global de água introduzido no sistema, a quantificação do consumo autorizado faturado e não faturado, medido ou não medido, conduzindo à determinação dos volumes de perdas aparentes e reais. Este cálculo deve ser efetuado anualmente e devem ser minimizadas eventuais discrepâncias temporais entre os locais de medição e de faturação.

Quadro 2.1 – Balanço Hídrico, adaptado de Jacob (2006)

Consumo autorizado [m <sup>3</sup> /ano]	Consumo autorizado faturado [m <sup>3</sup> /ano]	Consumo faturado medido (incluindo água exportada) [m <sup>3</sup> /ano]	Água faturada [m <sup>3</sup> /ano]
	Consumo autorizado não faturado [m <sup>3</sup> /ano]	Consumo faturado não medido [m <sup>3</sup> /ano]	
Água entrada no sistema [m <sup>3</sup> /ano]	Perdas aparentes [m <sup>3</sup> /ano]	Consumo não autorizado [m <sup>3</sup> /ano]	Água não faturada (Perdas comerciais) [m <sup>3</sup> /ano]
		Perdas de água [m <sup>3</sup> /ano]	
Perdas de água [m <sup>3</sup> /ano]	Perdas reais [m <sup>3</sup> /ano]	Fugas nas condutas de adução e/ou distribuição [m <sup>3</sup> /ano]	
		Fugas e extravasamentos no reservatório de adução e/ou distribuição [m <sup>3</sup> /ano]	
		Fugas nos ramais de ligação (a montante do ponto de medição) [m <sup>3</sup> /ano]	

Os volumes, calculados ou estimados, são passíveis de erros e incertezas que podem afetar a parcela do volume de água não faturada. Para uma obtenção mais fiável das componentes de perdas reais e aparentes, podem ser utilizadas abordagens complementares. As abordagens mais comuns e habituais são as abordagens *Top-Down* e *Bottom-Up*.

A abordagem *Top-Down* inicia-se por uma macro análise das perdas e avalia a necessidade de intervenção para a globalidade da rede. Para isso, são analisados os volumes que entram no sistema através de medição, os consumos autorizados faturados e não faturados e as perdas aparentes devidas a ligações ilegais e a potenciais erros de medição. Esta análise vai evoluindo da globalidade do sistema para áreas menores, neste caso as perdas são calculadas a partir da medição das diversas entradas do sistema, deduzindo os valores obtidos pelos sistemas de faturação de clientes, Farley (2003) in Jacob (2006).

A abordagem *Bottom-Up* é aplicada em casos de sistemas setorizados e munidos de medição em contínuo, onde é possível calcular o volume das perdas reais a partir dos valores dos caudais mínimos noturnos. Esta abordagem complementa a abordagem *Top-Down*, visto obter volumes de perdas reais mais próximos da realidade, Farley (2003) in Jacob (2006).

Para que seja possível adotar esta abordagem, a rede deve ser gradualmente estruturada e equipada, de acordo com as suas condições normais de funcionamento, sendo analisada de forma setorizada através de ZMC, instaladas permanentemente. Neste contexto, a construção de um modelo hidráulico assume um papel preponderante para uma melhor compreensão do funcionamento do sistema, otimizando a sua setorização e a subsequente estimativa de caudais agregados a cada função ou zona da rede analisada.

O indicador referente às perdas reais destina-se a avaliar o nível de sustentabilidade ambiental do serviço em termos da eficiência na utilização de recursos ambientais no que respeita às perdas reais de água (fugas e extravasamentos), enquanto bem escasso que exige uma gestão racional. É calculado da seguinte forma:

$$\frac{\text{Perdas reais (m}^3\text{/ano)}}{\text{Ramais de ligação (n}^\circ\text{)}} \times (1000/365) \quad (2.1)$$

### 2.5.3. INEFICIÊNCIA NO USO DOS RECURSOS HÍDRICOS

Outro indicador importante nesta matéria é a ineficiência na utilização dos recursos hídricos que contabiliza o volume de perdas reais na rede de distribuição. Este indicador difere do indicador de água não faturada por não contabilizar o consumo autorizado não faturado.

$$\frac{\text{Perdas reais (m}^3\text{/ano)}}{\text{Água entrada no sistema (m}^3\text{/ano)}} \quad (2.2)$$

### 2.5.4. CAPACIDADE DE RESERVA DE ÁGUA TRATADA

Após um processo de infraestruturização, conclui-se que a população Portuguesa não tende a aumentar, Frade *et al.* (2015). Consequentemente, algumas das infraestruturas existentes estão sobredimensionadas e necessitam que sejam identificados os seus potenciais de eficiência de maneira a otimizar os sistemas e consequentemente aumentar a capacidade de reserva de água tratada. Algumas possibilidades de intervenção são a interligação entre sistemas vizinhos.

O cálculo da capacidade de reserva instalada de água tratada é efetuado pelo rácio entre o volume total dos reservatórios de distribuição e a água entrada no sistema durante o período de referência multiplicado pela duração do período de referência, Borges *et al.* (2016) e ERSAR (2009).

$$\text{Capacidade de reserva de água tratada} = \frac{C2}{A3} \times H1 \quad (2.3)$$

Em que:

$A3$  = Água entrada no sistema [ $m^3$ ];

$C2$  = Capacidade de reserva de água na distribuição [ $m^3$ ];

$H1$  = Duração do período de referência [dias].

#### 2.5.5. ENERGIA EM EXCESSO POR UNIDADE DE ÁGUA ENTRADA NO SISTEMA

Este índice representa o potencial teórico de redução de energia por  $m^3$  de volume fornecido à zona funcional. Este índice é sempre positivo e o seu valor deve ser o mais baixo possível. Trata-se de um índice adequado para avaliar o impacto das diferentes alternativas de funcionamento. Este índice apresenta a limitação de não permitir avaliar o impacto das medidas de minimização do consumo de água na eficiência energética.

$$E1 = \frac{E_{excesso}}{V_{fornecido}} = \frac{E_{bombagem} - E_{mínima}}{V_{fornecido}} \quad (2.4)$$

Em que:

$E1$  = Energia em excesso por unidade de água entrada no sistema [ $kWh/m^3$ ];

$E_{excesso}$  = Energia em excesso [ $kWh/ano$ ];

$V_{fornecido}$  = Volume fornecido [ $m^3/ano$ ].

Energia de bombagem = Energia de bombagem [ $kWh/ano$ ];

$Energia\ mínima$  = Energia mínima, por forma a garantir a pressão mínima na cota média dos pontos de consumo [ $kWh/ano$ ].

#### 2.5.6. CONSUMO ESPECÍFICO DE ENERGIA NAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

Este indicador é dado pelo rácio da energia total consumida nas Estações Elevatórias (EE) durante o período de referência pelo consumo autorizado.

#### 2.5.7. ENERGIA DE BOMBAGEM

Energia total consumida nas EE no período de 1 ano e é calculado da seguinte forma:

$$Energia\ de\ bombagem = \frac{9,8 \times Vol.\ anual\ consumido \times \frac{Altura\ de\ elevação}{\eta}}{3600} \quad (2.5)$$

Em que:

$Energia\ de\ bombagem$  = Energia de bombagem [ $kWh/ano$ ];

*Vol. anual consumido* = Volume anual consumido [m<sup>3</sup>/ano];

*Altura de elevação* = Altura de elevação do sistema de bombagem [m];

$\eta$  = rendimento do grupo eletrobomba [-].

### 2.5.8. RÁCIO DE ENERGIA EM EXCESSO

Este índice quantifica a energia em excesso que é fornecida ao sistema em comparação com a energia mínima necessária.

$$E3 = \frac{E_{fornecida}}{E_{mínima}} \quad (2.6)$$

Em que:

$E3$  = Rácio de energia em excesso [-];

$E_{fornecida}$  = Energia fornecida [kWh/ano];

$E_{mínima}$  = Energia mínima [kWh/ano].

## 2.6 MEDIDAS DE CONTROLO DE FUGAS E DE REDUÇÃO DE PERDAS

### 2.6.1. CONTROLO ATIVO DE FUGAS

O controlo de fugas baseia-se numa estratégia pró-ativa para a redução das perdas de água através da deteção de fugas não visíveis. Este controlo é possível através da ação de equipas especializadas e da monitorização em contínuo do sistema de abastecimento de água, Serranito e Donnelly (2015).

A monitorização em contínuo do sistema de abastecimento de água requer um controlo de toda a rede em análise; a criação de ZMC é sem dúvida fundamental para o efeito, pois permite a divisão da toda a rede em setores e possibilita um controlo mais eficiente das perdas de água.

O dimensionamento das ZMC deve ter em conta a densidade populacional, a existência de grandes consumidores e condicionantes impostas pela própria tipologia do abastecimento. Por forma a permitir comparações entre elas, as ZMC devem ter dimensões semelhantes para evitar ou reduzir problemas na análise de caudais mínimos noturnos, pois estes devem ser da mesma ordem de grandeza, Serranito e Donnelly (2015).

Outra condicionante importante, visto existir uma relação entre pressão e caudal de perdas reais, é que as ZMC abranjam áreas pertencentes ao mesmo patamar altimétrico, Serranito e Donnelly (2015).

## 2.6.2 MEDIDAS DE REDUÇÃO DAS PERDAS DE ÁGUA

As medidas apresentadas no PENSAAR 2020, segundo Frade *et al.* (2015), para reduzir as perdas reais e aparentes são:

- Intervenções infraestruturais, precedidos de estudos e trabalhos especializados, para reduzir as perdas e fugas nos sistemas públicos de distribuição de água;
- Desenvolvimento de um Sistema de Informação Geográfica (SIG) das infraestruturas, interligado com o Sistema de Gestão de Clientes (SGC);
- Análise do funcionamento da rede para (i) determinar as zonas onde se registam os principais problemas ao nível das perdas e apurar a componente dessas perdas que têm origem em consumos não autorizados e (ii) determinar a importância e a distribuição das perdas físicas, com vista a hierarquizar e reduzir as intervenções em função de critérios técnicos e económicos;
- Implementar Zonas de Medição e Controlo (ZMC) e o processamento da informação da macro e da micromedição. O tratamento da micromedição permite determinar as ZMC onde os níveis de perdas são mais elevados. Posteriormente é efetuada uma análise mais fina dentro das ZMC no sentido de verificar se se trata de perdas físicas e, se for o caso, definir as intervenções necessárias que podem passar pela substituição de alguns troços de condutas.

## 2.6.3. CONTROLO DE PERDAS ATRAVÉS DA LIMITAÇÃO DA PRESSÃO

As pressões de serviço nas redes de abastecimento de água têm grande influência no que respeita às perdas de água nos sistemas, sendo referido em Serranito e Donnelly (2015) que pressões elevadas resultam em:

- Aumento da quantidade de água consumida, quer pelas roturas quer pelos clientes;
- Incremento da taxa de avarias/roturas em condutas e acessórios;
- Aumento da probabilidade de ocorrência de regimes transitórios hidráulicos, nomeadamente no arranque e paragem de grupos elevatórios e na manobra de válvulas de secionamento. Os regimes transitórios hidráulicos podem provocar roturas em condutas, deslocar blocos de ancoragem e danificar as juntas.

A parcela referente às perdas reais, pode ser minimizada, mas não totalmente eliminada, sendo o objetivo atingir um nível de perdas reais que resulte no menor custo combinado do valor da água perdida por perdas reais e no custo das atividades que são desenvolvidas para diminuição desta parcela, Serranito e Donnelly (2015).

Existem quatro linhas orientadoras para gestão de perdas reais, sendo estas:

- Gestão da pressão;
- Rapidez e qualidade das reparações;
- Gestão dos ativos da rede;
- Controlo ativo de fugas.

Como referido anteriormente, elevadas pressões num sistema de abastecimento de água dão origem ao aumento de roturas e fugas. A correta gestão da pressão em sistemas de abastecimento de água, mantendo os níveis de pressão na rede tão baixos quanto possível e assegurando que não existem flutuações demasiado elevadas ao longo do dia é uma das formas mais eficazes de combate às perdas de água (Trow e Tooms, 2014 *in* Serranito e Donnelly, 2015).

Apesar desta consideração, a gestão ativa de pressões não é normalmente uma prioridade na gestão técnica dos sistemas de abastecimento de água. Tradicionalmente o dimensionamento de redes de abastecimento de água pressupõe a garantia de um nível mínimo de pressão, para o cenário de ponta, nos pontos mais críticos do sistema, este pressuposto resulta em pressões superiores ao necessário nos restantes períodos de tempo, se não for adotado um procedimento de gestão de pressões, Alegre *et al.* (2005).

Apesar da gestão de pressões ter um grande impacte na diminuição das perdas reais, nem todos os sistemas apresentam margem para a redução de pressões. Para tal é necessário compreender a relação entre pressão e perdas de água, Alegre *et al.* (2005).

A pressão média no sistema pode ser facilmente mensurável, mas para isso têm de existir dados disponíveis de pressão nos pontos relevantes, ou o recurso a estimativas obtidas através de modelos hidráulicos.

Segundo Alegre *et al.* (2005), o efeito da pressão sobre as perdas reais pode ser expresso pela equação 2.7:

$$Q_{final} = Q_{inicial} \left( \frac{P_{final}}{P_{inicial}} \right)^n \quad (2.7)$$

Em que:

$Q_{final}$  = Caudal de perdas após redução da pressão [ $m^3/s$ ];

$Q_{inicial}$  = Caudal de perdas antes da redução da pressão [ $m^3/s$ ];

$P_{final}$  = Pressão final após redução [m];

$P_{inicial}$  = Pressão inicial anterior à redução [m];

$n$  = Expoente.

O expoente  $n$ , varia com fatores como o material, tipo de fugas ocorrentes e o tipo de fuga predominante, Alegre *et al.* (2005). A Fig.2.1 ilustra a relação entre as variações de pressão e o caudal de perdas, de acordo com a flutuação do expoente  $n$ .

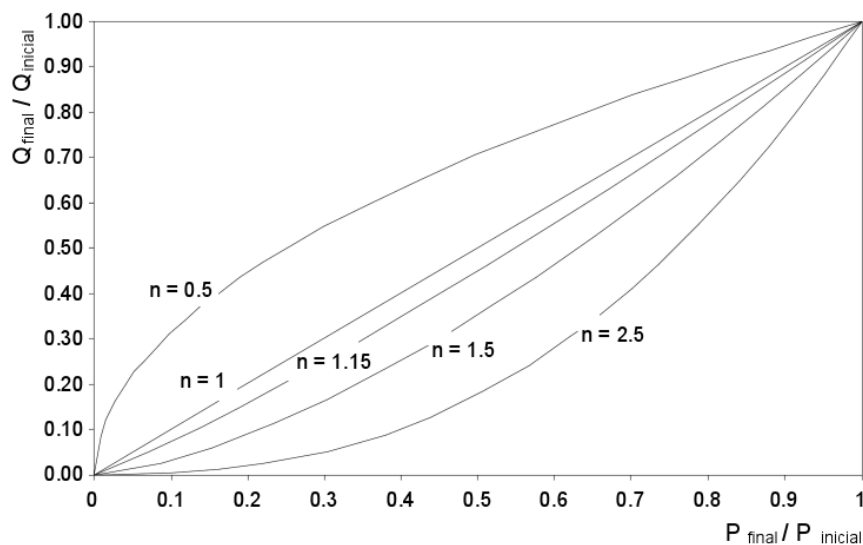


Fig.2.1 – Relação entre as variações de pressão e o caudal de perdas, adaptado de Alegre *et al.* (2005)

Considerando os dados disponíveis de estudos em vários países, Lambert (2001) *in* Alegre *et al.* (2005) recomenda os valores de  $n$  constantes do Quadro 2.2, numa gama entre 0,5 e 2,5.

Quadro 2.2 – Valores recomendados para o expoente  $n$ , adaptado de Alegre *et al.* (2005)

Valor típico de $n$	Aplicação
$n = 0,5$	Fugas significativas, detetáveis, em condutas de materiais metálicos (fugas em orifícios de área fixa).
$n = 1,0$	Em caso de desconhecimento do material ou nível de perdas reais.
$n = 1,5$	Pequenas fugas, indetetáveis, por exemplo em juntas e ligações ( <i>background leakage</i> ), são muito sensíveis à variação da pressão, independentemente do tipo de material.
$n \geq 1,5$	Fugas significativas, detetáveis, em condutas de materiais plásticos (fugas em orifícios de área variável).

De forma conclusiva a redução do caudal de perdas é uma ótima opção para a diminuição de pequenas fugas, indetetáveis, por exemplo em juntas e ligações, já que estas não são passíveis de reparação de forma significativa. A gestão eficaz de pressões não deverá em caso algum comprometer os caudais necessários para combate a incêndio, Alegre *et al.* (2005).

## **2.7 GESTÃO DE ATIVOS E ÍNDICE DE VALOR DA INFRAESTRUTURA**

### **2.7.1 GESTÃO DE ATIVOS**

A necessidade de implementação de um sistema de gestão integrado de ativos por parte das entidades gestoras assume um papel decisivo para a adoção de políticas sustentáveis e efetivas de manutenção, substituição e renovação de ativos, Serranito e Donnelly (2015).

Os níveis desadequados de renovação infraestrutural, resultam na progressiva ou súbita diminuição da qualidade do serviço prestado, isto deve-se à degradação dos componentes do sistema por si só e à deterioração da eficiência operacional dos sistemas, Alegre e Covas (2010).

Os fatores de deterioração dos sistemas dependem do tempo de atuação, solicitações de serviço, das características do sistema, da operação e manutenção e também de causas externas, provocadas por terceiros, Alegre e Covas (2010).

O envelhecimento dos componentes físicos dos sistemas de abastecimento de água é inevitável e acontece devido à degradação natural dos materiais constituintes dos componentes, do desgaste ou incrustação e da desatualização tecnológica. Este processo ocorre de forma gradual e faz-se sentir localmente através do aumento de perdas reais de água e no desempenho funcional do sistema pelo aumento das perdas de cargas nos componentes devido às incrustações, que diminuem a área de secção das condutas, Alegre e Covas (2010).

No que respeita às alterações dos objetivos de serviço, estes podem ter um grande impacto na degradação do desempenho funcional do sistema, visto que as solicitações de consumo ou de pressão não são estáticas e podem alterar-se aquando da conceção do sistema, Alegre e Covas (2010).

As deficiências de conceção que justificam as intervenções de reabilitação, podem ser causadas por uma visão parcelar dos projetistas sobre o funcionamento do sistema. Isto aconteceu muito em Portugal, na fase de infraestruturização, em que a atribuição dos fundos comunitários foi o motor do setor e em que não se pensava nas expansões como uma inserção de uma rede de distribuição num sistema já existente. Esta visão parcelar, contribuiu para a não otimização do desempenho funcional dos sistemas, onde os aspetos hidráulicos, de fiabilidade, ambientais e económico-financeiros foram totalmente descuidados.

As deficiências de operação e de manutenção dos sistemas, podem estar relacionadas quer a erros sistemáticos, quer erros acidentais que ocorrem, muitas vezes, devido ao

desconhecimento sobre o funcionamento hidráulico dos sistemas, por parte dos operadores, Alegre e Covas (2010).

Por fim, como não se pode deixar de referir, as causas externas de degradação, que originam o maior número de ordens de serviço, relativos a manutenções curativas ou reativas. Estas podem ser provocadas por obras em estruturas adjacentes ou outras infraestruturas, ocorrência de sismos, alterações das condições do terreno, ocorrência de sobrecargas estáticas ou passagem de sobrecargas dinâmicas e ocorrência de fenómenos hidrológicos excecionais, Alegre e Covas (2010).

De forma sucinta, as consequências de uma reabilitação insuficiente ou inadequada dos sistemas de abastecimento de água não podem ser descuradas, visto terem um grande impacto na degradação do desempenho funcional do sistema. Estas consequências podem ser de cariz técnico, de saúde pública e segurança, económico-financeiro, ambiental e social, embora seja comum analisar-se apenas os aspetos técnicos e económico-financeiros.

## 2.7.2. ÍNDICE DE VALOR DA INFRAESTRUTURA

Os ativos enterrados integrantes dos sistemas de abastecimento de água não são facilmente inspecionáveis, sendo em geral, o seu estado aferido através de indicadores de desempenho. Para que o tempo de vida de uma infraestrutura seja infinito, enquanto se justificar a prestação do serviço para o qual foi construída, é necessário a substituição dos componentes quando chegam ao final da sua vida útil ou quando apresentam desempenho insuficiente, Covas *et al.* (2017).

O Índice de Valor da Infraestrutura (IVI) é um indicador do estado de conservação da infraestrutura e constitui uma ferramenta que permite relacionar a vida útil dos ativos com a estimativa de investimento a longo prazo, ao nível do processo de renovação da rede de abastecimento de águas.

Este índice de desempenho representa o rácio entre o valor atual da infraestrutura e o seu valor de substituição por tecnologia equivalente à atual, como apresentado na equação 2.8, Alegre e Covas (2010).

$$IVI(t) = \frac{\sum_{i=1}^N \left( CS_{i,t} \cdot \frac{vr_{i,t}}{vu_i} \right)}{\sum_{i=1}^N CS_{i,t}} \quad (2.8)$$

Em que:

- $t$  = Ano em que se está a fazer a avaliação (ano);
- $IVI(t)$  = Índice de valor da infraestrutura no ano  $t$ ;
- $N$  = Número total de ativos;

$cs_{i,t}$  = Custo de substituição do ativo  $i$  no ano  $t$ ;

$vr_{i,t}$  = Vida útil residual do ativo  $i$  no ano  $t$ ;

$vu_i$  = Vida útil técnica total do ativo  $i$ .

O índice de valor da infraestrutura deve ser interpretado da seguinte forma, Alegre e Covas (2010):

- Valores de IVI compreendidos entre 0,4 e 0,6 correspondem a infraestruturas “maduras” bem mantidas;
- Valores de IVI superiores a 0,6 correspondem a infraestruturas jovens ou infraestruturas velhas sujeitas a expansão ou infraestruturas velhas sujeitas a sobre-investimentos em reabilitação;
- Valores de IVI inferiores a 0,4 correspondem a défice acumulado de reabilitação.

Para o cálculo do IVI existem variáveis que precisam ser estimadas, como o tempo de vida útil considerado para cada ativo, sendo que este valor depende do material da conduta em causa (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Vida útil técnica, adaptado de Covas *et al.* (2017)

Condutas	Vida útil técnica [anos]
Ferro fundido dúctil (FFD) e aço	60
Policloreto de vinilo (PVC)	45
Polietileno (PE)	45
Fibrocimento (FC)	30

Outra variável necessária, é o custo de construção das condutas de água que depende de um conjunto de parâmetros característicos, designadamente, o material, o diâmetro nominal, a pressão de serviço, a extensão, o tipo de pavimento, o volume e a natureza dos movimentos de terras, os órgãos e acessórios a instalar e a função a desempenhar pela tubagem. Apesar de todos estes fatores anteriormente descritos, para o efeito, foram considerados, para obtenção dos custos de construção, os parâmetros característicos que apresentam maior peso no custo de construção, nomeadamente: o material da conduta, o diâmetro nominal, o tipo de pavimento e a existência de trabalhos especiais, Covas *et al.* (2017).

Os custos unitários aumentam com o diâmetro, o que é explicado por uma maior largura da vala (com custos de movimentos de terras e de pavimentação mais elevados) e pelo custo da tubagem que também se torna mais elevado.

Uma forma expedita de estimar os custos associados à construção de condutas de abastecimento de água é a utilização de funções de custo, pois permitem estimar o valor da infraestrutura e avaliar os custos globais associados às alternativas de intervenção em diferentes níveis de planeamento, Covas *et al.* (2017).

As Fig.2.2, Fig.2.3 e Fig.2.4 representam as diferentes funções de custo dependendo do material utilizado. Por cada material, são representadas três funções diferentes, a que se referem a construção de conduta (Curva de regressão), a construção de conduta com trabalhos especiais incluídos (Curva de regressão com TE) e a construção de condutas com trabalhos especiais e pavimentação incluídos (Curva de regressão com TE e PAV).

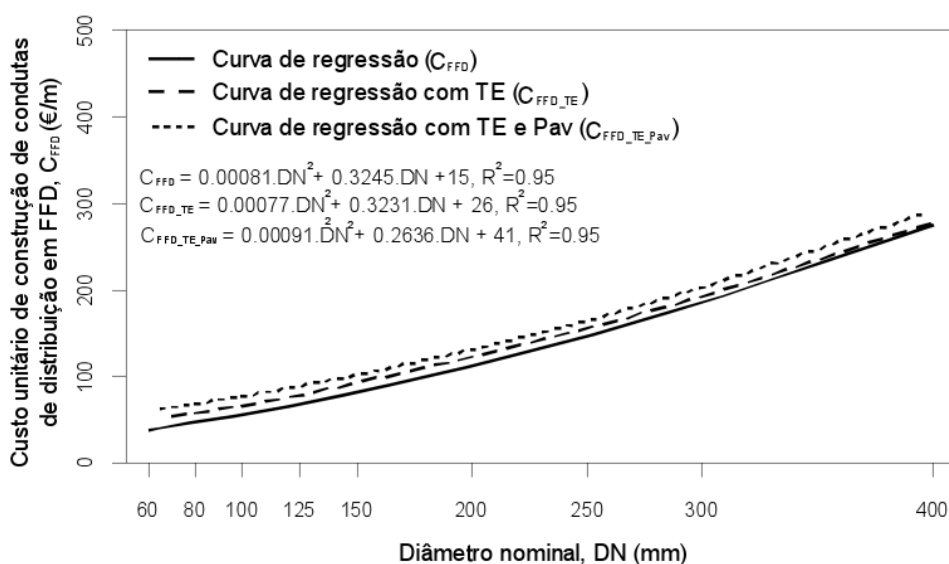


Fig.2.2 – Funções de custo para condutas em FFD, adaptado de Covas *et al.* (2017)

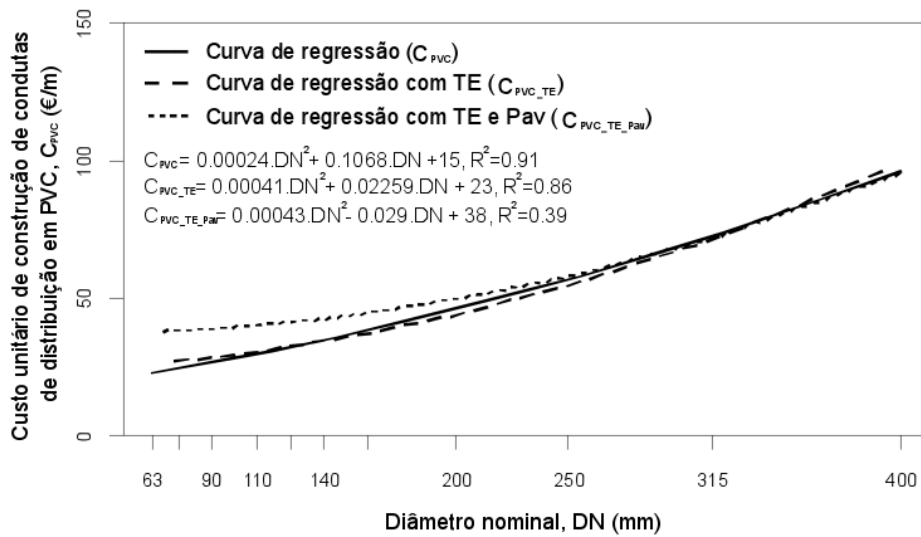


Fig.2.3 – Funções de custo para condutas em PVC, adaptado de Covas *et al.* (2017)

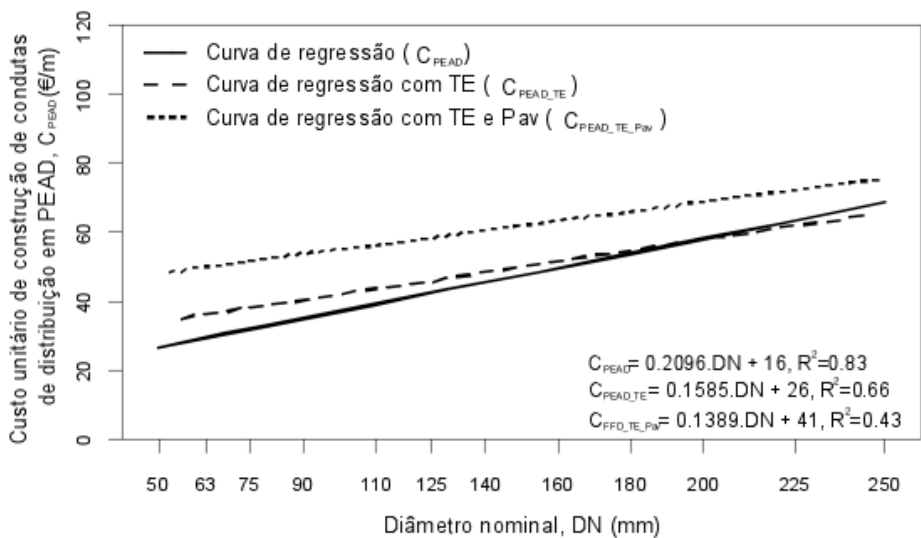


Fig.2.4 – Funções de custo para condutas em PEAD, adaptado de Covas *et al.* (2017)

É de notar que as funções de custo apresentadas são válidas apenas para os seguintes diâmetros:

- FFD: DN entre 60 e 400 mm;
- PVC: DN entre 63 e 400 mm;
- PEAD: DN entre 50 e 250 mm;

Da análise das Fig.2.2, Fig.2.3 e Fig.2.4 verifica-se que o custo de construção em todos os materiais aumenta com o diâmetro, observando-se uma tendência crescente e descrita por uma regressão polinomial, para o FFD e PVC e por uma regressão linear simples para o PEAD.

Os dados que serviram de suporte à criação das funções de custo originaram pequenos desvios na curva de regressão com trabalhos especiais, referente ao PVC. É perceptível, que para diâmetros nominais entre 160 e 315 mm a curva de regressão com trabalhos especiais apresenta custos inferiores à curva inicial estimada (Curva de regressão), pelo que se recomenda a utilização desta curva para estimar os custos nesta gama de diâmetros. Este facto deve-se ao baixo custo dos trabalhos especiais e ao ajustamento da curva de regressão aos elementos da amostra.

À semelhança das condutas em PVC, a curva de regressão com trabalhos especiais, referente ao PEAD, para diâmetros nominais superiores a 200 mm, origina custos inferiores à curva inicial estimada (Curva de regressão), pelo que se recomenda a utilização da curva de regressão inicial.

Afim de estimar os custos associados à construção de ramais de ligação, também foram utilizadas funções de custo, em que os parâmetros característicos utilizados são o diâmetro nominal, a densidade e o número de ramais de ligação. Assim estes custos são calculados em função do respetivo diâmetro (€/unidade), devendo o mesmo ser somado ao custo das condutas de rede de abastecimento em função da densidade de ramais e do diâmetro médio dos mesmos.

É de notar o que domínio de aplicação das funções de custo dos ramais de ligação referente ao PVC, varia entre 20 e 50 mm. A Fig.2.5 apresenta as curvas de regressão e de predição (5 - 95%), resultante da análise da amostra que originou função, referente à construção de ramais de ligação, sendo perceptível que o custo de construção, aumenta com o diâmetro, com tendência crescente e descrita por uma regressão linear simples.

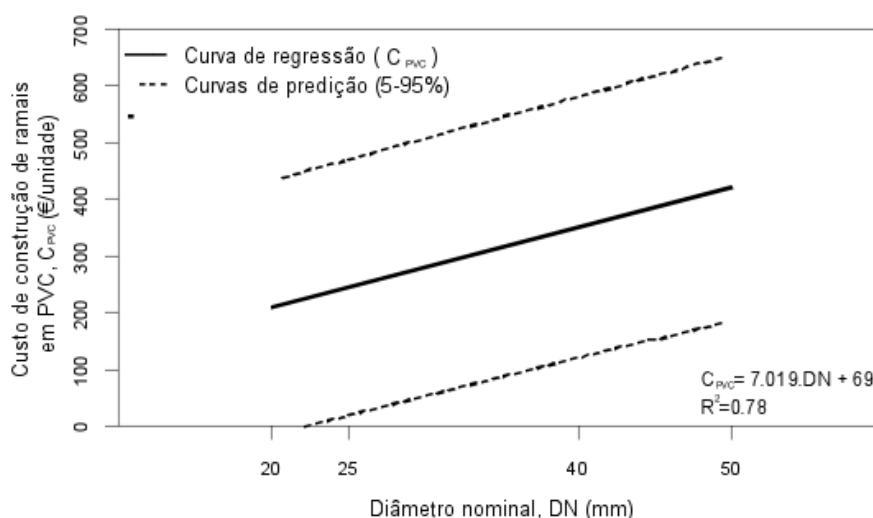


Fig.2.5 – Funções de custo para ramais de ligação, adaptado de Covas *et al.* (2017)

## **2.8. NÍVEIS DE DESEMPENHO TÉCNICO**

### **2.8.1. INTRODUÇÃO**

Para além do sistema de indicadores de desempenho, o uso de níveis de desempenho técnico pode ser visto como uma forma de complemento. O objetivo da abordagem de avaliação de desempenho técnico é permitir a adoção de um procedimento normalizado para quantificar o desempenho presente ou passado e prever o futuro de um sistema ou dos seus elementos, assente em informação estruturada e sintetizada, Alegre e Covas (2010).

Esta metodologia de avaliação de desempenho técnico consiste na seleção, definição, cálculo, representação gráfica e interpretação de índices de desempenho técnico tornando-se uma mais valia no âmbito da GPI visto permitir quantificar o desempenho previsível dos sistemas ao longo do ciclo de vida dos seus componentes, Alegre e Covas (2010).

De forma mais detalhada os índices de desempenho técnico avaliam o comportamento de cada elemento do sistema comparando-o com valores de referência, para cada um dos pontos de vista selecionados. Estes pontos de vista poderão estar relacionados com aspetos hidráulicos, de fiabilidade, consumo energético e de qualidade de água, Alegre e Covas (2010).

A metodologia em descrição, requer o cálculo de variáveis de estado, informação esta proveniente de modelos de simulação hidráulica e de qualidade da água. Posteriormente são aplicadas funções de penalidade (e.g., Fig.2.6), adaptáveis pelos utilizadores, que permitem a conversão do valor da variável de estado num valor de desempenho, Alegre e Covas (2010).

Torna-se essencial a criação de uma função generalizadora, explorada por Coelho (1997) *in* Alegre e Covas (2010), função esta que permitia obter o desempenho global de um sistema no que se refere às variáveis de estado de pressão nos nós, flutuação diária de pressão nos nós, velocidade nas condutas e tempo de percurso.

Godinho (2004) *in* Alegre e Covas (2010) propõe a decomposição da função de penalidade para pressão nos nós em pressão mínima e pressão máxima, criando duas funções distintas.

A representação gráfica dos desempenhos pode ser reproduzida por meio de curvas de 24 horas, que mostram o funcionamento do sistema ao longo do dia, ou por curvas de sistema que mostram o desempenho do sistema para solicitações continuamente crescentes. Por forma, a facilitar a leitura são acrescentadas curvas de percentis, isto é, o consumo de água na rede é classificado em quatro percentis (25, 50, 75 e 100) de acordo com os índices de desempenho, esta inclusão resulta numa maior perceção da dispersão do comportamento dos componentes em análise, Alegre e Covas (2010).

Esta metodologia permite assim simular o efeito de intervenções de reabilitação e/ou alterações nos modos de operação. Auxiliando na avaliação da melhor solução alternativa de intervenção estabelecida nos planos táticos de GPI.

De forma resumida as principais vantagens deste sistema de avaliação de desempenho são, Alegre e Covas (2010):

- Existência de um quadro comum para medir o desempenho de pontos de vistas diferentes;
- Produção de gráficos muito sintéticos que permitem, a um utilizador com algum treino, a perceção muito rápida de um volume muito elevado de informação sobre o sistema em análise;
- Produção de informação de desempenho com potencial de uso no âmbito de algoritmos de otimização multicritério do desempenho.

### 2.8.2. VARIÁVEL DE ESTADO - PRESSÃO

A pressão na rede é um parâmetro que deve ser avaliado e controlado para um bom funcionamento do sistema de distribuição do ponto de vista da adequação da capacidade hidráulica da rede. Para um adequado funcionamento hidráulico da rede, a pressão, em cada nó, deve situar-se entre um mínimo e um máximo admissível e não apresentar flutuações significativas ao longo do dia.

O artigo 21.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto, define a equação 2.9 para cálculo da pressão mínima de serviço em função da altura média dos edifícios a serem abastecidos sem a utilização de bombas sobreprensoras.

$$P_{min} = 10 + 4n \quad (2.9)$$

Em que:

$P_{min}$  = Pressão mínima [m];

$n$  = Número de pisos acima do solo incluindo o piso térreo [-].

A pressão mínima de serviço é uma condição que, necessariamente, se deve acautelar em cada nó da rede. A não observância desta condição compromete o consumo, resultando em caudais insuficientes e no não funcionamento de certos equipamentos, Alegre *et al.* (2005), também pode causar ou permitir a contaminação da água fornecida por depressões na rede, Jacob (2006).

A pressão máxima está relacionada com as preocupações ao nível das fugas de água, ou seja, com volumes de perdas reais, Jacob (2006), e com o desconforto na torneira do consumidor, originando reverberação de condutas, funcionamento deficiente de aparelhos e dispositivos para aquecimento de água ou avarias em aparelhos, por ser ultrapassada a sua pressão de serviço, Alegre *et al.* (2005). A pressão máxima admissível é fixada pelo artigo 21.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto em 60 m, medida ao nível do solo.

A flutuação de pressão está relacionada com os valores de perdas de carga ao longo da rede de distribuição e da própria conceção do sistema. Esta instabilidade, poderá originar o enfraquecimento das infraestruturas e aumento das taxas de roturas, reduzindo assim a vida útil do sistema, Alegre *et al.* (2005). Esta variável é calculada em relação à pressão máxima e mínima verificada em cada nó ao longo do dia, não deve exceder os 30 m (artigo 21.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto).

A Fig.2.6 representa as funções de penalidade para a pressão mínima, pressão máxima e flutuação de pressão ao longo do dia.

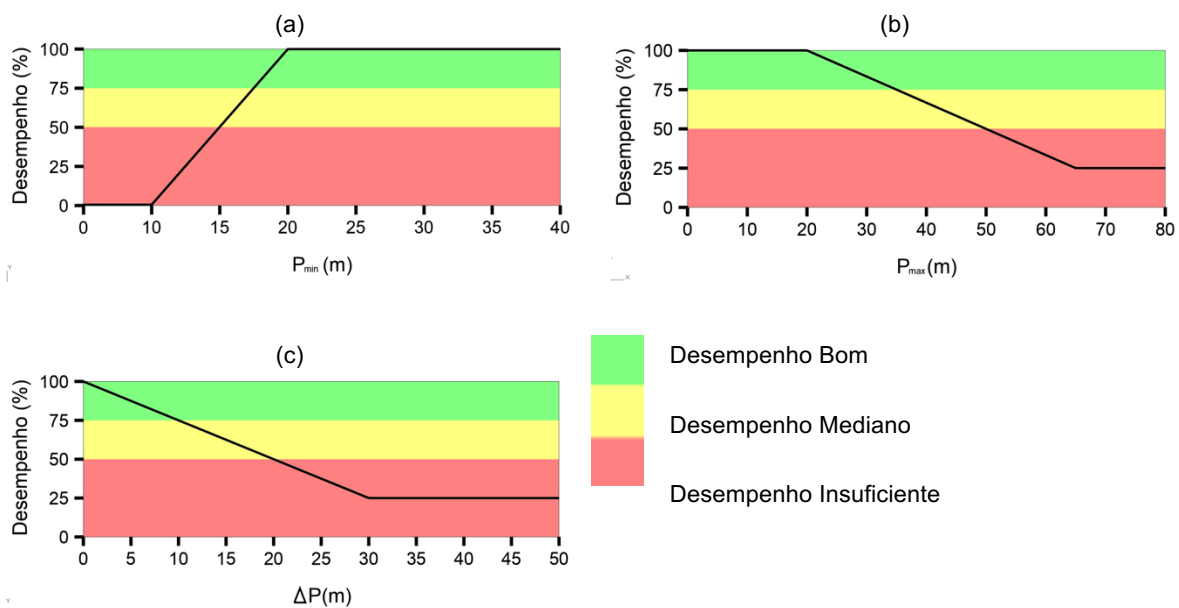


Fig.2.6 – Exemplo de funções de penalidade referentes às: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão ao longo do dia

Após a conversão das variáveis de estado em valores de desempenho é utilizada a função generalizadora aplicável aos nós da rede em estudo. Assim é utilizada uma média ponderada pelos consumos nodais sendo o peso nodal dado pela equação 2.11, Jacob (2006).

$$P_P = \sum_{i=1}^N (w_{Pi} \cdot pm_{Pi}) \quad (2.10)$$

$$w_{Pi} = \frac{Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \quad (2.11)$$

Em que:

$P_p$  = Indicador de desempenho de pressão global [%];  
 $N$  = Número de pontos de consumo do sistema;  
 $w_{pi}$  = Fator de peso no nó  $i$  [-];  
 $pm_{pi}$  = Indicador de desempenho no nó  $i$  [%];  
 $Q_i$  = Consumo no nó  $i$  [m<sup>3</sup>/h].

### 2.8.3. VARIÁVEL DE ESTADO – VELOCIDADE

A velocidade de escoamento nas redes de abastecimento de água é um parâmetro que deve ser avaliado e controlado no âmbito da adequação da qualidade da água, da sustentabilidade infraestrutural e da sustentabilidade económica.

As velocidades de escoamento demasiado baixas são de evitar pelo seu efeito na qualidade da água, pois potenciam a deposição de sedimentos nas condutas e aceleram o decaimento de cloro residual pelo aumento do tempo de retenção nas condutas. A nível económico também têm um impacto negativo pois redes sobredimensionadas requerem maiores custos de investimentos.

Velocidades excessivas são de evitar porque podem causar roturas nas condutas devido a regimes transitórios e representam uma maior perda de carga com um possível aumento dos encargos de exploração na componente de energia.

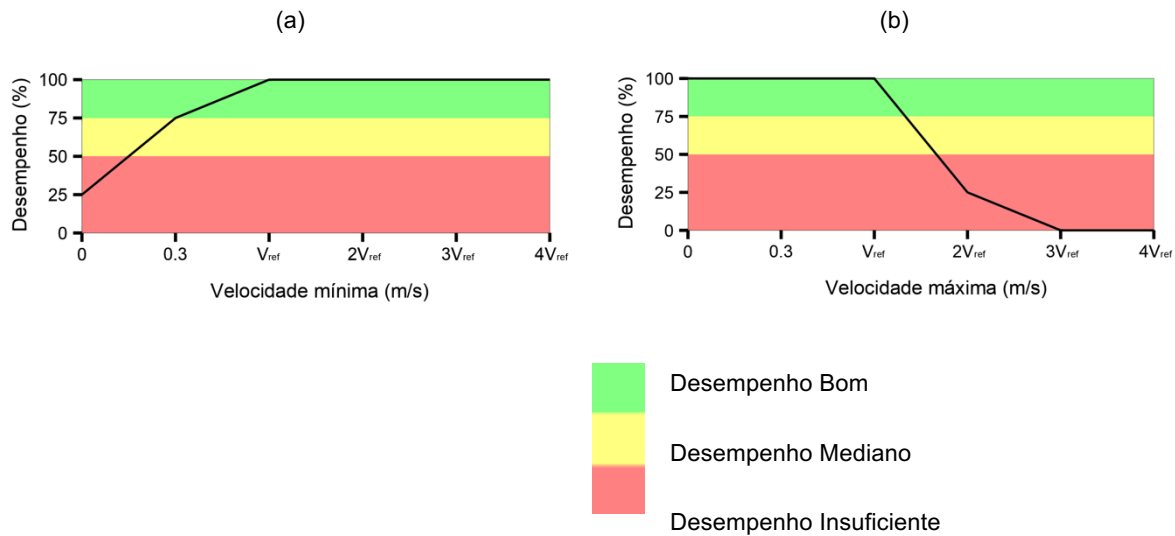
O artigo 21.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto, estabelece que a velocidade de escoamento, para o caudal de ponta no ano de início de exploração, não deve ser inferior a 0,3 m/s. O mesmo artigo estabelece que a velocidade de escoamento não deverá, em caudal de ponta no horizonte de projeto, exceder o valor resultante da aplicação da equação 2.12:

$$V_{max} = 0,127 \times D^{0.4} \quad (2.12)$$

Em que:

$V_{max}$  = Velocidade máxima [m/s];  
 $D$  = Diâmetro interior da conduta [mm].

A Fig.2.7 representa as funções de penalidade referentes às velocidades mínimas e máximas. A separação da função de penalidade de velocidade em duas, onde se avaliam separadamente as velocidades mínimas e máximas, facilita a identificação de eventuais problemas existentes (e.g. problemas estruturais e/ou de qualidade da água).



Após a obtenção do valor do desempenho para cada trecho de conduta é usada uma função de generalização para cálculo do desempenho global. A função de agregação usada é uma média ponderada sendo o volume do trecho de conduta o fator de ponderação para, desta forma, ter em conta tanto o comprimento como o diâmetro das condutas, como apresentado na equação 2.13 e 2.14, Jacob (2006).

$$P_V = \sum_{i=1}^{NL} (w_{Vi} \cdot pm_{Vi}) \quad (2.13)$$

$$w_{Vi} = \frac{A_i \cdot L_i}{\sum_{i=1}^{NL} (A_i \cdot L_i)} \quad (2.14)$$

Em que:

- $P_V$  = Indicador de desempenho de velocidade global [%];
- $NL$  = Número de trechos de conduta no sistema;
- $w_{Vi}$  = Fator de peso no trecho  $i$  [-];
- $pm_{Vi}$  = Indicador de desempenho no trecho  $i$  [%];
- $A_i$  = Área da secção transversal do trecho  $i$  [m<sup>2</sup>];
- $L_i$  = Comprimento do trecho  $i$ .

## 2.9. FERRAMENTAS DE MODELAÇÃO HIDRÁULICA

Os modelos hidráulicos são ferramentas que permitem analisar e prever o comportamento hidráulico e da qualidade da água, tendo em consideração as características dos sistemas, o modo de operação e os consumos solicitados, possibilitando assim, efetuar análises de sensibilidade e simular possíveis cenários futuros, sem que seja necessário intervir diretamente com o sistema, arriscando-o a modos de operação desconhecidos, Coelho *et al.* (2006).

Os modelos de simulação hidráulica são constituídos por, Coelho *et al.* (2006):

- Informação sobre as características físicas do sistema, dos consumos solicitados e dos modos de operação utilizados;
- Conjunto de equações matemáticas, que traduzem o comportamento hidráulico dos componentes individuais e do sistema como um todo, expressas através de variáveis de estado;
- Algoritmos numéricos necessários para a resolução de um conjunto de equações matemáticas que traduzem o comportamento hidráulico do sistema.

No que respeita aos modelos de qualidade da água, para além das equações matemáticas que traduzem o comportamento hidráulico, são acrescentadas, equações que traduzem o transporte, mistura e transformação da concentração de substâncias dissolvidas na água, Coelho *et al.* (2006).

### 2.9.1. MODELO DE SIMULAÇÃO HIDRÁULICA EPANET

O EPANET é um software que possibilita a criação de modelos hidráulicos e executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e de qualidade da água de sistemas de abastecimento de água sobre pressão. Este *software* permite obter valores de variáveis hidráulicas incluindo: o caudal em cada tubagem, a pressão em cada nó, e a altura de água em cada reservatório de nível variável. No caso em que se quer construir e executar modelos de qualidade da água, podem-se obter valores para a concentração de espécies químicas, o cálculo da idade da água e o rastreio da origem de água em qualquer ponto da rede, Rossman (2000).

Este *software* foi concebido para ser uma ferramenta de suporte à análise de sistemas de abastecimento de água, auxiliando no conhecimento sobre o transporte e o destino dos constituintes da água para consumo humano, permitindo estudar estratégias alternativas de gestão, Rossman (2000).

### 2.9.2. CÁLCULO DAS VARIÁVEIS HIDRÁULICAS - MÉTODO HÍBRIDO NÓ–MALHA

Para efeitos de modelação hidráulica, o EPANET considera as equações da continuidade e da conservação de energia e a relação entre o caudal e a perda de carga, equações estas,

que caracterizam as condições de equilíbrio hidráulico da rede, para tal é utilizado o Método Híbrido Nó-Malha. Desta forma o escoamento em condutas sob pressão é descrito por, Rossman (2000):

Considerando uma rede com  $N$  nós e  $NF$  nós com cota piezométrica fixa, ou seja, reservatórios de nível fixo (RNF). Considere-se que a relação caudal-perda de carga numa conduta entre os nós  $i$  e  $j$  pode ser traduzida pela equação 2.15, Rossman, (2000):

$$H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2 \quad (2.15)$$

em que  $H$  = cota piezométrica no nó,  $h$  = perda de carga total,  $r$  termo de perda de carga,  $Q$  = caudal,  $n$  = expoente do caudal igual a 1,852 (Fórmula de Hazen-Williams) e  $m$  = coeficiente de perda de carga localizada. O valor do termo de perda de carga é definido tendo em conta o material e está definido no Quadro 2.4. Para bombas, a parcela da perda de carga (valor negativo que representa a altura de elevação) pode ser representada pela seguinte lei:

$$h_{ij} = -\omega^2 (h_0 - r(Q_{ij}/\omega)^n) \quad (2.16)$$

Em que  $h_0$  = altura de elevação para o ponto de funcionamento em vazio (caudal nulo),  $\omega$  = regulação de velocidade, e  $r$  e  $n$  são os coeficientes da curva da bomba.

O termo  $r$  da perda de carga, pela fórmula de Hazen-Williams é dado por:

$$r = 10.674. C^{-1.852}. d^{-4.871}. L \quad (2.17)$$

Em que  $C$  = coeficiente da fórmula de Hazen-Williams,  $d$  = diâmetro interno da tubagem,  $L$  = comprimento da tubagem.

O termo  $m$  da perda de carga localizada, é calculado pela equação 2.18:

$$m = K. \left( \frac{U^2}{2g} \right) \quad (2.18)$$

Em que  $K$  = coeficiente de perda de carga singular,  $U$  = velocidade do escoamento e  $g$  = aceleração da gravidade.

Quadro 2.4 – Coeficientes da fórmula de perda de carga para condutas novas, adaptado de Rossman (2000)

Material	C, Hazen-Williams
Ferro Fundido	130 – 140
Betão ou com revestimento de betão	120 – 140
Plástico	140 – 150

Tratando-se de sistemas malhados é necessário garantir, que o somatório de perdas de cargas por malha é igual a zero, sendo o  $l$  o número do troço pertencente à malha  $k$ .

$$\sum_k \sum_l h_l = 0 \quad \text{para } k = 1, \dots, N. \quad (2.19)$$

O segundo conjunto de equações que devem ser satisfeitas refere-se à conservação dos caudais nos nós:

$$\sum_i Q_i - D_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, N. \quad (2.20)$$

Em que  $D_i$  = consumo no nó  $i$ , por convenção, o caudal que chega ao nó é positivo. Assim, conhecendo a cota piezométrica nos nós de cota piezométrica fixa, pretende-se obter os valores de cotas piezométricas,  $H_i$ , e de caudal,  $Q_{ij}$ , na rede que satisfaçam as equações 2.16 e 2.20.

O Método do Gradiente arbitra uma primeira distribuição de caudais nas tubagens que não tem necessariamente que satisfazer as equações de continuidade nos nós. Em cada iteração do método, novas cotas piezométricas são obtidas resolvendo a seguinte matriz:

$$\mathbf{AH} = \mathbf{F} \quad (2.21)$$

em que  $\mathbf{A}$  = matriz Jacobiana ( $N \times N$ ),  $\mathbf{H}$  = vetor ( $N \times 1$ ) de incógnitas em termos de cota piezométrica e  $\mathbf{F}$  = vetor ( $N \times 1$ ) dos termos do lado direito da equação.

Os elementos da diagonal da matriz Jacobiana são:

$$A_{ij} = \sum_j p_{ij} \quad (2.22)$$

enquanto que os elementos não nulos fora da diagonal são:

$$A_{ij} = -p_{ij} \quad (2.23)$$

em que  $p_{ij}$  é o inverso da derivada da perda de carga total no troço entre os nós  $i$  e  $j$  em relação ao caudal. Para tubagens,

$$p_{ij} = \frac{1}{nr|Q_{ij}|^{n-1} + 2m|Q_{ij}|} \quad (2.24)$$

enquanto que, para bombas,

$$p_{ij} = \frac{1}{n\omega^2 r (Q_{ij}/\omega)^{n-1}} \quad (2.25)$$

Cada termo do lado direito da matriz é composto por uma parcela respeitante ao balanço de caudal no nó, à qual é adicionado um fator de correção de caudal:

$$F_i = \left( \sum_j Q_{ij} - D_i \right) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{if} H_f \quad (2.26)$$

sendo o último termo aplicável a qualquer troço que ligue um nó  $i$  a um nó  $f$  de cota piezométrica fixa e o fator de correção de caudal,  $y_{ij}$ , é dado pela seguinte expressão para tubagens:

$$y_{ij} = p_{ij} \left( r|Q_{ij}|^n + m|Q_{ij}|^2 \right) \text{sgn}(Q_{ij}) \quad (2.27)$$

Para bombas, é válida a seguinte expressão:

$$y_{ij} = -p_{ij}\omega^2 \left( h_0 - r(Q_{ij}/\omega)^n \right) \quad (2.28)$$

em que  $\text{sgn}(x)$  é 1 se  $x > 0$  e  $-1$  caso contrário. ( $Q_{ij}$  é sempre positivo para bombas).

Após terem sido calculadas as cotas piezométricas, resolvendo a equação 2.21, os novos caudais podem ser obtidos de acordo com a equação seguinte:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - \left( y_{ij} - p_{ij}(H_i/H_j) \right) \quad (2.29)$$

Se a soma de todas as variações de caudal (em valor absoluto) relativamente ao caudal total em todos os troços for superior à tolerância especificada, as equações 2.21 e 2.29 serão resolvidas novamente. O novo caudal obtido a partir da equação 2.29 satisfaz o princípio da continuidade do caudal nos nós, após a 1ª iteração. O processo é iterativo e só termina quando, em todos os nós, a diferença entre o caudal calculado em iterações sucessivas é inferior à tolerância especificada.

### 2.9.3. CÁLCULO DA VARIÁVEIS QUALIDADE DA ÁGUA – ALGORITMO LAGRANGEANO DE TRANSPORTE

Para efeitos de modelação de idade da água, o EPANET considera um transporte por advecção em condutas, em que uma substância dissolvida é transportada ao longo da conduta à mesma velocidade de escoamento, sujeita a uma taxa de reação  $r$ . Desta forma o transporte advectivo nas condutas é descrito por, Figueiredo (2014):

$$\frac{dC_i}{dt} = -U_i \frac{\partial C_i}{\partial x_i} + r(C_i) \quad (2.30)$$

Em que:

$C_i$  = Concentração do constituinte na tubagem  $i$  em função da distância  $x$  e tempo  $t$ ;  
 $U_i$  = Velocidade média de escoamento na conduta  $i$ ;

$r(C_i)$  = Taxa de reação, em função da concentração constituinte.

Em nós que recebem caudal de pelo menos duas condutas, considera-se que ocorre mistura completa e instantânea nesse nó. Deste modo, a concentração do constituinte que parte do nó para o seio do escoamento a jusante é obtida por um balanço de massas dos caudais e a respetiva concentração oriunda das condutas a montante. A concentração do constituinte em cada nó pode ser descrita por, Figueiredo (2014):

$$C_{i|x} = \frac{\sum_{j=1}^{I_k} Q_j C_{j|x=L_j} + Q_{k,ext} C_{k,ext}}{\sum_{j=1}^{I_k} Q_j + Q_{k,ext}} \quad (2.31)$$

Em que:

- $C_{i|x}$  = Concentração do constituinte que entra na conduta  $i$  proveniente do nó  $k$ ;
- $I_k$  = Conjunto de tubagens que concorrem no nó  $k$ ;
- $Q_j$  = Caudal na tubagem  $j$ ;
- $C_{j|x=L_j}$  = Concentração do constituinte no final da tubagem  $j$ ;
- $Q_{k,ext}$  = Caudal de origem externa que entra na rede no nó  $k$ ;
- $C_{k,ext}$  = Concentração do constituinte no caudal de origem externa no nó  $k$ .

As reações com o constituinte podem ser de dois tipos, ou seja, quando ocorrem no seio do escoamento e quando ocorrem nas paredes das condutas. Assim a taxa de reação  $r$  inclui os dois tipos de reações. Para efeitos de cálculo o EPANET permite para reações no seio do escoamento um modelo de cinética de ordem  $n$  e para as reações nas paredes das condutas um modelo de primeira ordem, Figueiredo (2014).

No caso da Idade da Água o tempo de percurso médio que uma parcela de água demora a chegar a um determinado nó do sistema desde o nó de origem, é tratado pelo EPANET como um constituinte reativo com ordem de cinética zero e com uma taxa de crescimento igual a um, isto resulta que, em cada segundo que passa a água torna-se um segundo mais antigo no sistema, Rossman (2000).

O simulador de qualidade da água do EPANET utiliza o método Lagrangeano para seguir a trajetória de parcelas discretas de água, à medida que estas se deslocam nas condutas e se misturam nos nós, entre passos de cálculo com comprimento fixo. Neste método o tamanho do segmento mais a montante na conduta aumenta com a entrada de água, enquanto que, uma igual diminuição de tamanho ocorre no segmento mais a jusante à medida que a água sai da conduta, os segmentos intermédios permanecem com o mesmo tamanho (Fig.2.8), Rossman (2000).

No decorrer de cada passo de cálculo, a qualidade da água de cada segmento reflete as reações ocorridas entre instantes.

Na sequência de cada passo de cálculo, é determinada a concentração em cada nó, em que se tem em conta os segmentos provenientes de cada conduta e possíveis caudais externos, sendo o volume correspondente ao caudal do escoamento na conduta a multiplicar pelo passo de cálculo. De seguida, são criados novos segmentos nas condutas a jusante dos nós ou reservatórios, em que o volume do segmento é o produto do caudal dessa conduta pelo passo de cálculo e a qualidade da água do novo segmento é igual à do nó ou do reservatório que o precede, Rossman (2000).

Este processo repete-se para cada passo de cálculo de qualidade da água. Inicialmente, cada conduta da rede de abastecimento consiste num único trecho com um valor de concentração igual ao valor estabelecido com condição inicial, Figueiredo (2014).

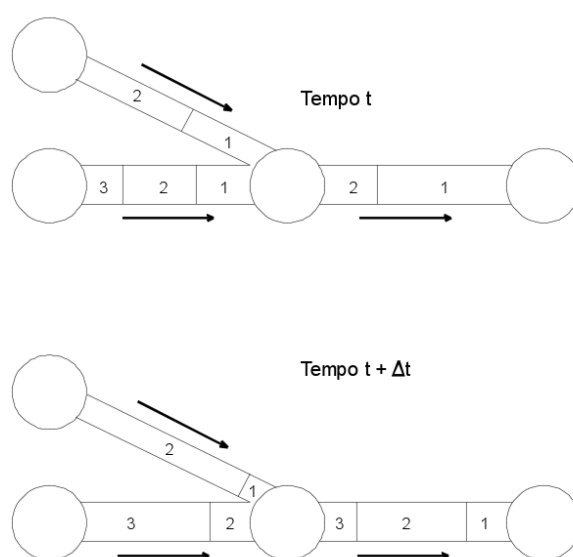


Fig.2.8 – Comportamento dos segmentos em conformidade com o Método Lagrangeano, adaptado Rossman (2000)



### 3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO

#### 3.1. CARACTERIZAÇÃO DAS INFRAESTRUTURAS

O sistema de distribuição de água gerido pela InfraQuinta é constituído pela rede de distribuição (condutas e ramais), por um reservatório principal com duas células e por quatro estações elevatórias (EE). O reservatório do Cerro do Galo e a conduta adutora do Litoral que abastece os loteamentos da zona Oeste da Quinta do Lago (Formosa Park Hotel, Quinta das Salinas e Varandas do Lago) são infraestruturas geridas pela Câmara Municipal de Loulé.

Na Fig.3.1 e Fig.3.2, apresentam-se os esquemas da rede de distribuição de água, com a localização dos reservatórios e das tubagens que abastecem a área de intervenção da InfraQuinta, incluindo a conduta do litoral e a localização dos loteamentos.



Fig.3.1 – Esquema do sistema de distribuição de água

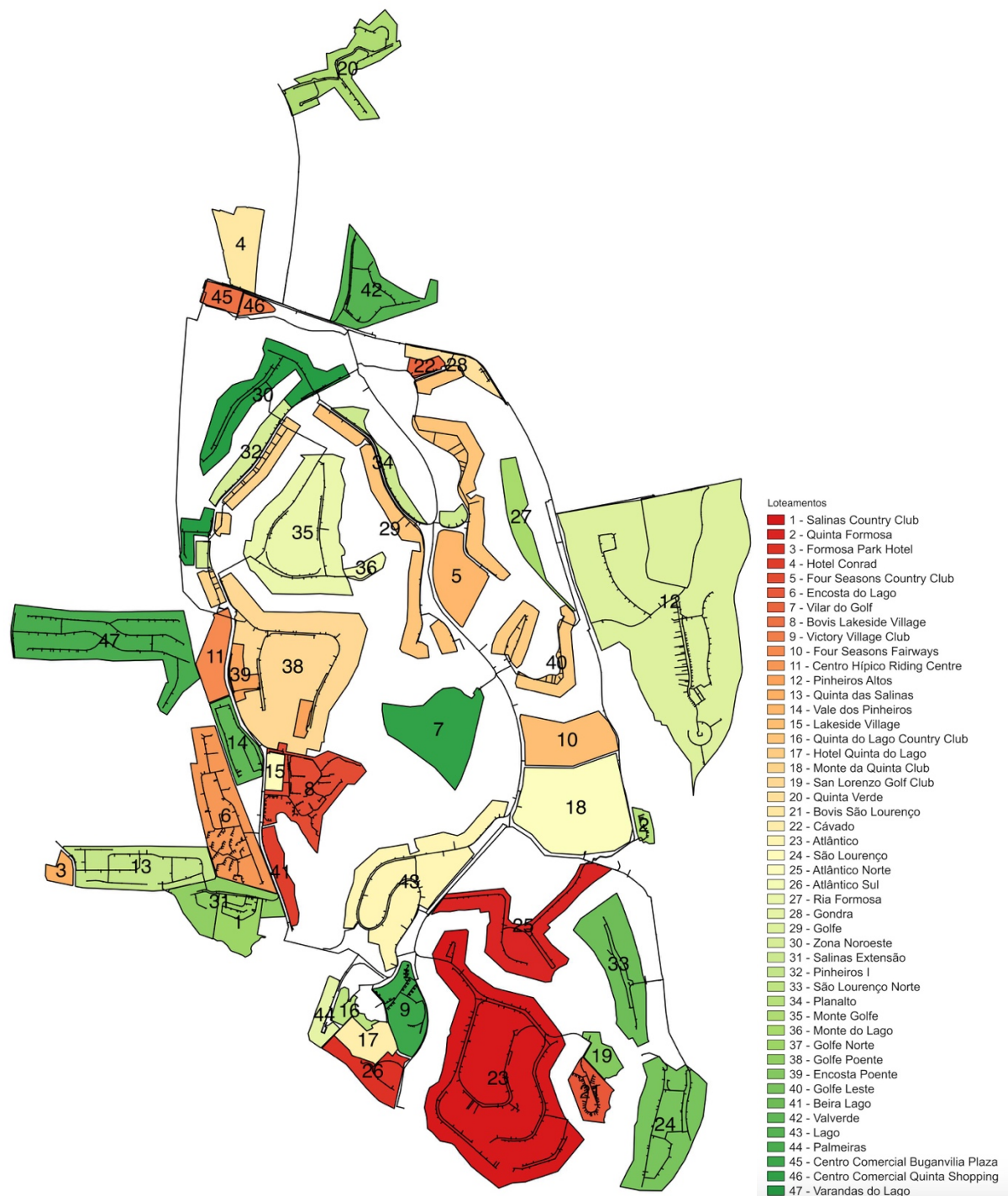


Fig.3.2 – Mapa com os loteamentos (UOP5 – Plano de Urbanização da Quinta do Lago)

Em termos sumários as infraestruturas urbanas de distribuição de água são constituídas por:

- 1 Reservatório composto por duas células:
  - Célula com uma capacidade de 3630 m<sup>3</sup> construída em 1972;
  - Célula de 2000 m<sup>3</sup> construída em 2012;
  - Edifício adjacente.
  
- 3 Estações elevatórias (EE):
  - EE1 associada ao reservatório principal, constituída por 7 grupos eletrobomba (3 + 1 de reserva; 2+1 de reserva), localizada no edifício do reservatório;
  - EE2 de Pinheiros Altos, localizada em edifício autónomo dentro do recinto do reservatório, constituída por quatro grupos eletrobomba (3 + 1 de reserva);
  - EE3 de Quinta Verde, localizada em edifício autónomo dentro do recinto do reservatório, constituída por três grupos eletrobomba (2 + 1 de reserva);
  - EE4 das Salinas fora do recinto do reservatório (desativada).
  
- 72,8 km de condutas de rede distribuição de água, distribuídas pelos seguintes materiais:
  - 2,16 km de tubagens em Ferro Fundido Dúctil (construído entre 1996 e 2001);
  - 31,68 km de tubagens em Fibrocimento (construído entre 1972 e 1996);
  - 38,92 km de tubagens em Policloreto de Vinilo (construído entre 1972 e 2012).
  
- 1874 Ramais domiciliários.
  
- Acessórios:
  - 586 válvulas de seccionamento;
  - 29 ventosas;
  - 114 válvulas de descargas de fundo;
  - 70 marcos de incêndio;
  - 693 bocas de incêndio;
  - 1449 pontos de consumo.

Na Fig.3.3 efetua-se a caracterização gráfica da rede de distribuição de água em termos dos materiais nas condutas:

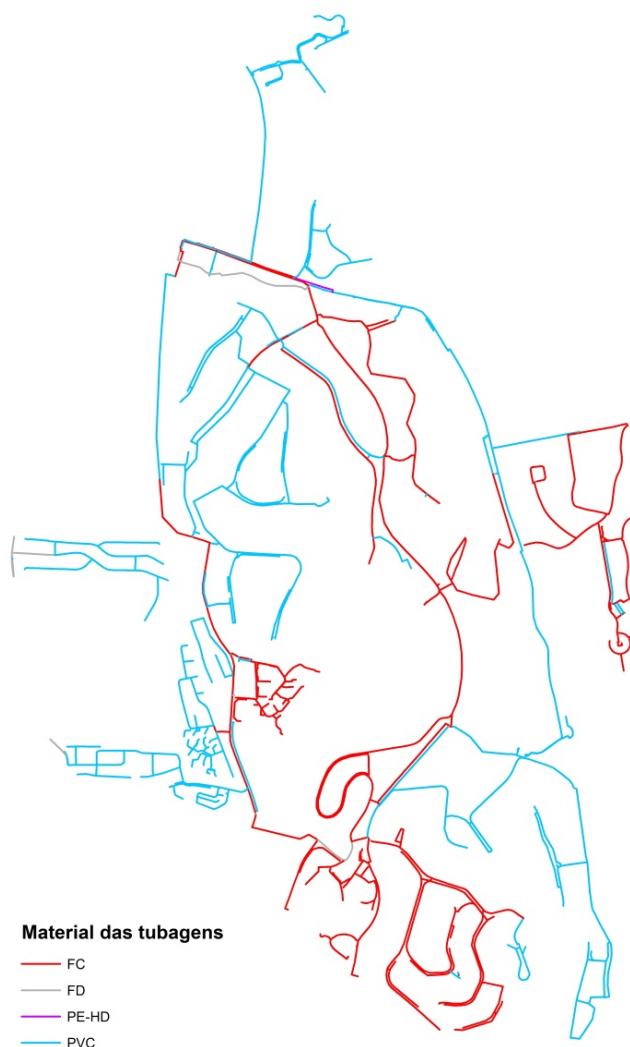


Fig.3.3 – Distribuição dos materiais nas condutas

No Quadro 3.1 apresentam-se os valores percentuais de comprimento de tubagem por material de conduta. Verifica-se que a maior parte da rede (cerca de 97%) é constituída por tubagens de PVC e de Fibrocimento.

Quadro 3.1 – Materiais das condutas

Material	Comprimento (%)
PVC	53,20
FC	43,53
FFD	2,97
PEAD	0,30

A Fig.3.4 apresenta o ano de instalação dos vários trechos de condutas. Pela análise da figura verifica-se que as infraestruturas tiveram várias fases de construção. Consegue-se, no entanto, identificar uma predominância da construção na década de 1980.



Fig.3.4 – Distribuição pelos anos de instalação de condutas

A Fig.3.5 apresenta a vida útil remanescente estimada pela comparação entre a idade dos trechos e a vida útil técnica média, Alegre e Covas (2010). Da observação da Fig.3.5 verifica-se existir uma parte significativa de trechos de conduta com vida útil remanescente nula.

Da análise conjunta das Fig.3.3, Fig.3.4 e Fig.3.5 depreende-se que os trechos com menor vida útil são na sua maioria constituídos por condutas em fibrocimento e alguns destes trechos foram os primeiros a ser instalados e, como tal, constituem eixos importantes na rede de distribuição de água.



Fig.3.5 – Vida útil remanescente

A rede de distribuição de água tem como função complementar assegurar o serviço de combate a incêndios sendo o risco da zona classificado como grau 1 de acordo com o Decreto Regulamentar 23/95 de 23 de agosto. A Fig.3.6 apresenta a rede de cobertura de marcos e

bocas de incêndio, na qual é possível observar que não existe uma distribuição uniforme de hidrantes, sendo que na zona oeste predominam essencialmente as bocas de incêndio.



Fig.3.6 – Área de influência dos hidrantes

### 3.2. CARACTERIZAÇÃO DO PARQUE HABITACIONAL

A Quinta do Lago é um empreendimento que se localiza no Algarve, no concelho de Loulé, cuja criação remonta ao ano de 1972. A Fig.3.7 apresenta a evolução da construção, desde 1946, na zona de intervenção da InfraQuinta.

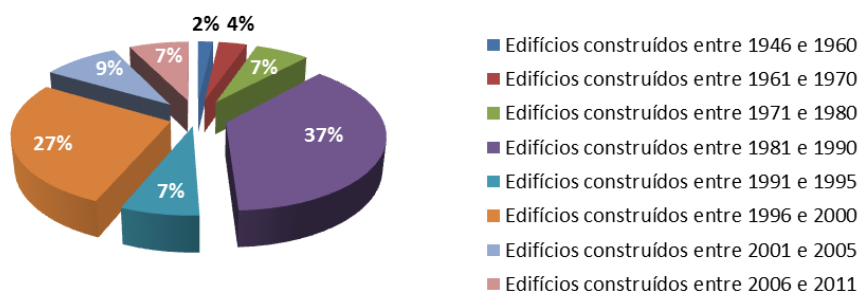


Fig.3.7 – Data de construção dos edifícios na área de intervenção da InfraQuinta

Pela análise da Fig.3.7 verifica-se que o maior volume de construção se registou a partir do ano de 1980, coincidindo com os anos de maior crescimento do empreendimento, o que demonstra o peso que a Quinta do Lago tem tido na urbanização desta área.

A análise da tipologia dos edifícios presentes na área de intervenção da InfraQuinta é de grande importância, pois permite definir as necessidades específicas de abastecimento (níveis de pressão, volume de abastecimento, etc.).

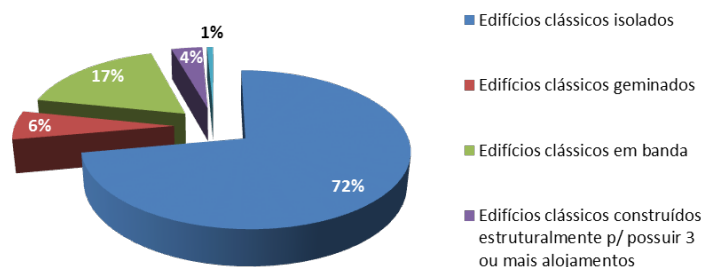


Fig.3.8 – Tipologia dos edifícios na área de intervenção da InfraQuinta

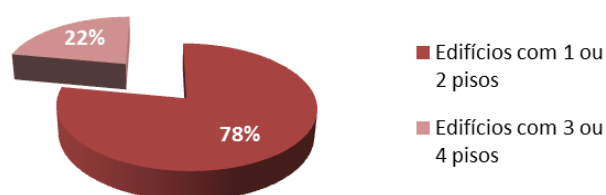


Fig.3.9 – Altura dos edifícios na área de intervenção da InfraQuinta

Os edifícios construídos na Quinta do Lago são na sua maior parte (72%) edifícios clássicos isolados implantados em lotes de dimensão considerável (em média os lotes na área de intervenção da InfraQuinta têm 1470 m<sup>2</sup>). Estes lotes são maioritariamente ocupados por jardins, estimando-se que na área de intervenção da InfraQuinta cerca de 1192 ha sejam

ocupados por jardins privados. Adicionando os espaços públicos jardins e os campos de golfe, verifica-se que existe uma grande necessidade de água para rega.

Verifica-se, pela análise da Fig.3.9 que 78% dos edifícios têm um piso ou dois e apenas 22% dos edifícios apresentam uma altura de 3 ou 4 pisos.

### **3.3. AQUISIÇÃO DE DADOS DE CAUDAL E PRESSÃO**

Para efeitos de faturação e de gestão da rede de distribuição de água, a aquisição dos volumes na área de intervenção da InfraQuinta é feita, na totalidade, por telemedição, com frequência horária e, exclusivamente, por contadores da marca Itron (modelos Aquadis, Flodis e Flostar). De notar que as leituras para faturação são efetuadas no final de cada mês, isto é, a faturação de um determinado mês corresponde ao consumo do próprio mês.

Para além, do sistema de telemedição de radio fixo, que recolhe as leituras de todos os clientes da InfraQuinta, existem contadores também estes volumétricos espalhados pela rede de distribuição cuja finalidade, é de monitorização de Zonas de Medição e Controlo (ZMC), estes equipamentos também incorporam o sistema de telemedição.

Existe, também, instalado um sistema de telegestão que permite registar, com frequência ao segundo, as leituras dos medidores de caudal localizados no recinto do reservatório, conforme esquematizado na Fig.3.10 (aMC401150114, aMC402150114, aMC403150114 e aMC404150114) e outros três espalhados pela rede de distribuição (aMC406150114, aMC409150114 e aMC410150114).

Relativamente à aquisição de dados de pressão, o sistema de telegestão permite o registo de valores de pressão, ao segundo, em vários pontos da rede de distribuição. Apenas dois pontos de medição de pressão, pertencentes ao sistema “Watermind” da Itron, permitem o registo de valores de pressão com intervalos mínimos de 15 minutos (aMI816150114 e aMI818150114). São também registados os valores de pressão em todas as condutas de compressão à saída dos sistemas de bombagem.

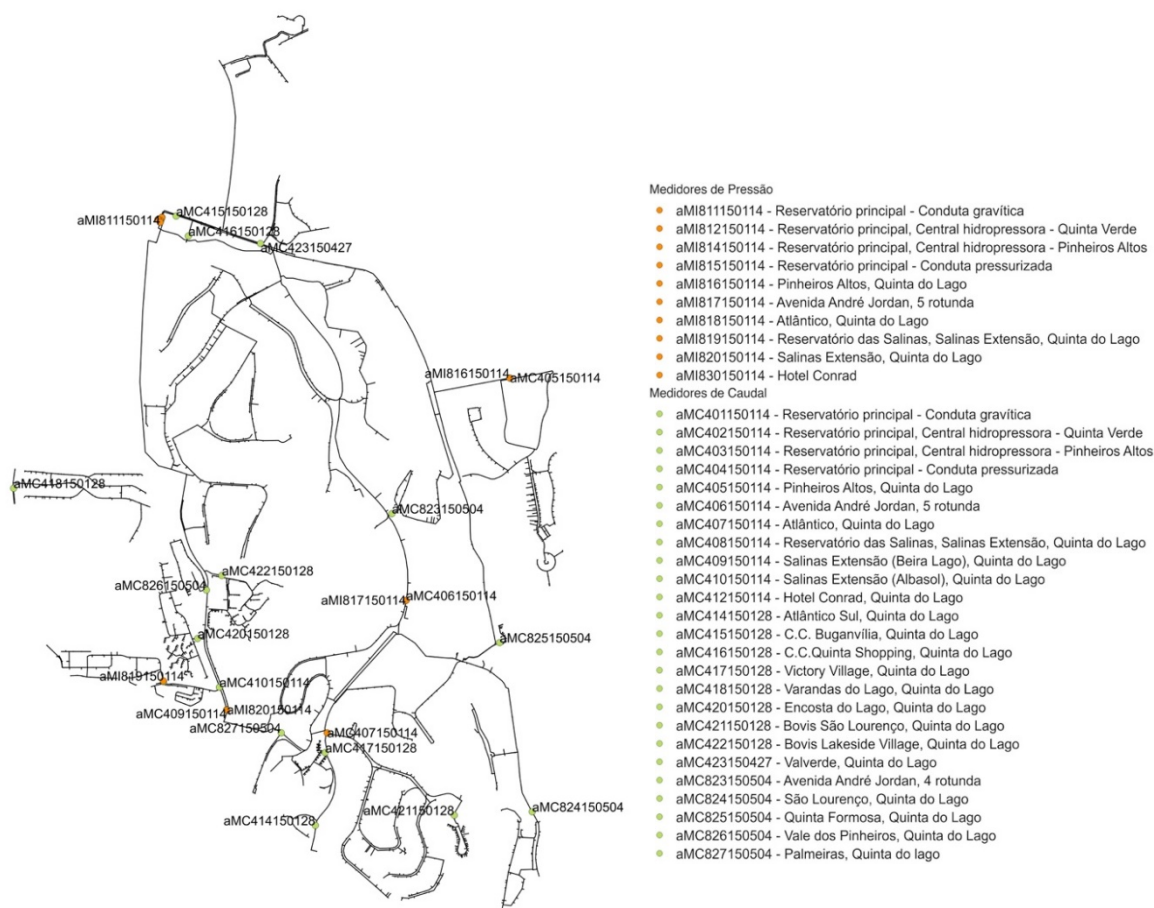


Fig.3.10 – Localização dos medidores de caudal e pressão utilizados para controlo da rede de distribuição da InfraQuinta

### 3.4. ANÁLISE DE CONSUMOS ATUAIS

Na análise dos consumos foram usados os dados da faturação mensal, no período de 2005 a 2014, e os registos dos volumes horários à saída do reservatório da InfraQuinta (aMC401150114 e aMC404150114), para o mesmo período temporal.

Na análise de consumos efetuada, com base nos volumes horários à saída do reservatório da InfraQuinta, não foram incluídos os consumos do loteamento Varandas do Lago. Este loteamento é abastecido, desde 2013, diretamente pelo reservatório de Cerro do Galo e, como tal, não estão refletidos nos registos dos volumes horários à saída do reservatório da InfraQuinta.

Para a análise do consumo semanal e diário foram usados os dados referentes ao ano de 2014. Estes dados apresentam a vantagem de conter informação mais recente de consumo e, simultaneamente, são referentes a um período em que a área sob a gestão da InfraQuinta é igual à atual (os loteamentos de Pinheiros Altos e Varandas do Lago foram incluídos na gestão da InfraQuinta, durante o segundo semestre de 2013).

### 3.4.1. EVOLUÇÃO ANUAL DE CONSUMOS – ANÁLISE DE TENDÊNCIAS DE CONSUMOS

Na Fig.3.11 são apresentadas as curvas sobrepostas do caudal médio diário à saída do reservatório principal no período de 2005 a 2014, ou seja, as leituras referentes aos medidores de caudal aMC401150114 e aMC404150114.

A Fig.3.11 sugere uma sazonalidade mensal e uma tendência dos consumos praticamente inalterável ao longo dos vários anos.

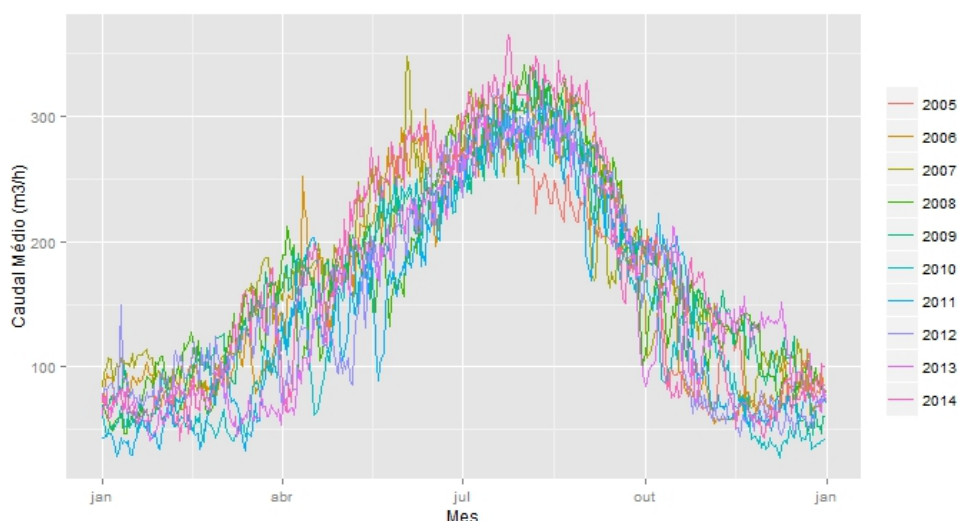


Fig.3.11 – Variação mensal do consumo médio diário ao longo dos meses, no período de 2005 a 2014

Com base nos dados mensais de faturação foram analisadas as tendências nos consumos mensais, em termos de consumo máximo mensal, consumo mínimo mensal e consumo médio mensal (Fig.3.12).

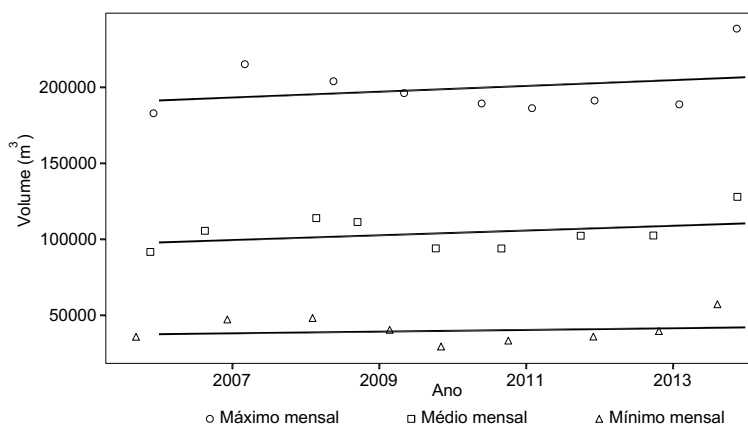


Fig.3.12 – Evolução dos volumes mensais (médio, máximo e mínimo) no período de 2005 a 2014

Da análise da Fig.3.12 pode deprender-se uma ligeira subida dos consumos mensais, em particular em 2014. Este aumento do volume pode ser causado por uma extensão de períodos de consumo ou por aumentos pontuais no consumo diário.

A evolução dos consumos diários (médio, máximo e mínimo) ao longo do período 2005 a 2014 é representada na Fig.3.13. Da observação da Fig.3.13 ressalta uma disparidade entre o consumo médio e o consumo máximo, sendo este último cerca de 3 vezes superior.

Da análise da Fig.3.13 verifica-se uma relativa estabilidade até 2013, traduzida pelas retas de regressão, no que se refere ao consumo diário nas várias vertentes analisadas (médio, máximo e mínimo). Em 2014 registou-se um aumento do caudal máximo diário, no entanto, o caudal médio diário e o caudal mínimo diário apresentam, por seu lado, uma relativa estabilidade de comportamento face aos anos anteriores.

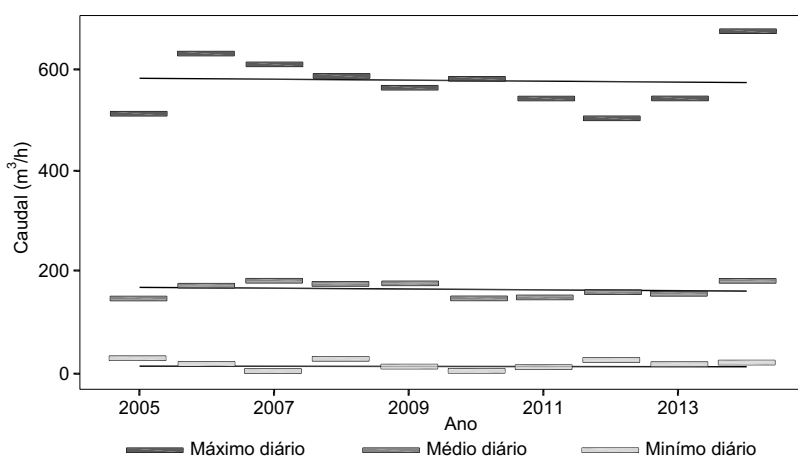


Fig.3.13 – Evolução dos consumos diários (médio, máximo e mínimo) no período de 2005 a 2014

Em complemento à análise de consumos é efetuada na Fig.3.14 uma representação da evolução da base de clientes em número de camas (indicador da dimensão dos alojamentos) e em número de contadores instalados.

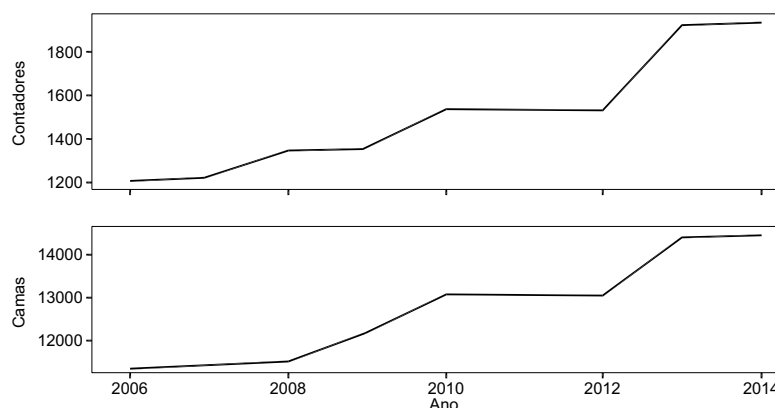


Fig.3.14 – Evolução da base de clientes em números de camas e contadores instalados no período de 2006 a 2014

Da análise da Fig.3.12 é possível depreender que a base de clientes da InfraQuinta tem registado um aumento acentuado no período de 2006 a 2014. O número de contadores instalados apresenta uma evolução semelhante ao número de camas, em particular após 2009, o que resulta da tipologia habitacional semelhante.

Numa análise conjunta entre Fig.3.13 e Fig.3.14 pode-se verificar que a um aumento da base de clientes não tem correspondido, diretamente, um aumento do caudal médio diário, sendo que o número de clientes tem aumentado, mas o caudal médio permanece aproximadamente constante.

#### 3.4.2. DISTRIBUIÇÃO MENSAL DO CONSUMO – EFEITO DA SAZONALIDADE

Na Fig.3.15 é apresentada a variação mensal do consumo descrita através do fator de carga mensal, ou seja, o rácio do consumo mensal pelo consumo médio mensal, calculado para o período de 2005 a 2014.

Da análise da Fig.3.15 pode confirmar-se a sazonalidade mensal, registando o mês de agosto o maior consumo. De assinalar uma maior amplitude de valores para os meses de novembro e março que, possivelmente, está associada à incerteza da necessidade de rega nestes meses. Os meses de fevereiro e abril apresentam, comparativamente, um elevado nível de concordância no fator de carga mensal (rácio entre o consumo do mês pelo consumo médio mensal).

No que se refere à distribuição dos fatores de carga mensais pode depreender-se, pelo gráfico de caixas apresentado na Fig.3.15, que os meses de maio, junho e outubro apresentam uma distribuição assimétrica à direita, i.e. uma distribuição em que a mediana está mais próxima do primeiro quartil (valor aos 25% da amostra ordenada). Pelo contrário, os fatores de carga para os meses de julho e setembro apresentam uma distribuição assimétrica à esquerda o que indicia que a mediana estará mais próxima do terceiro quartil (valor a partir do qual se encontram 25% dos valores mais elevados).

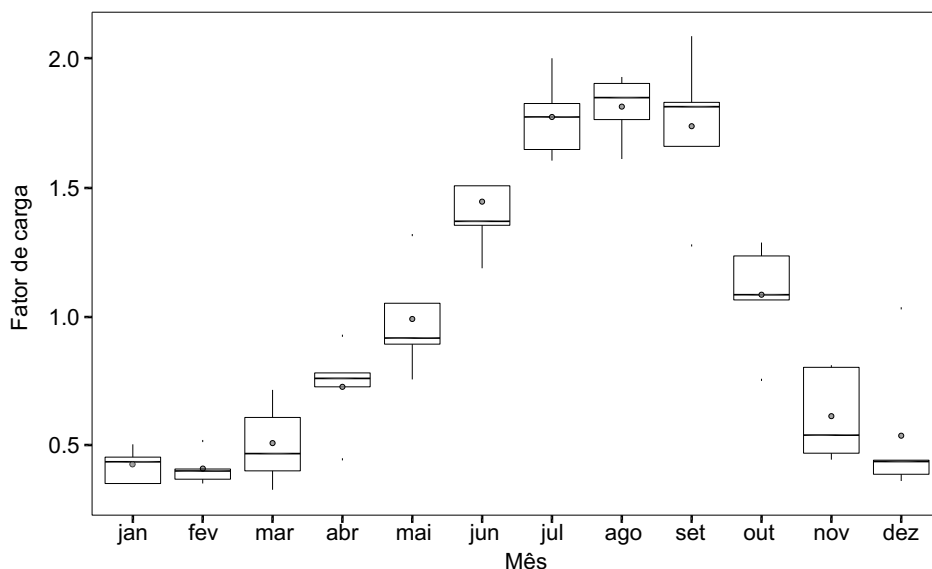


Fig.3.15 – Variação mensal no período de 2005 a 2014

Para compreender o efeito da sazonalidade no consumo anual usou-se, como referência, o consumo correspondente ao ano 2014, por conter informação mais recente e comparável com a atual base de faturação em termos de número de clientes.

Na Fig.3.16 representa-se a variação mensal de consumo, obtida pelo rácio do consumo do mês relativamente à média anual de consumo e usando como referência os dados de faturação correspondentes ao ano de 2014.

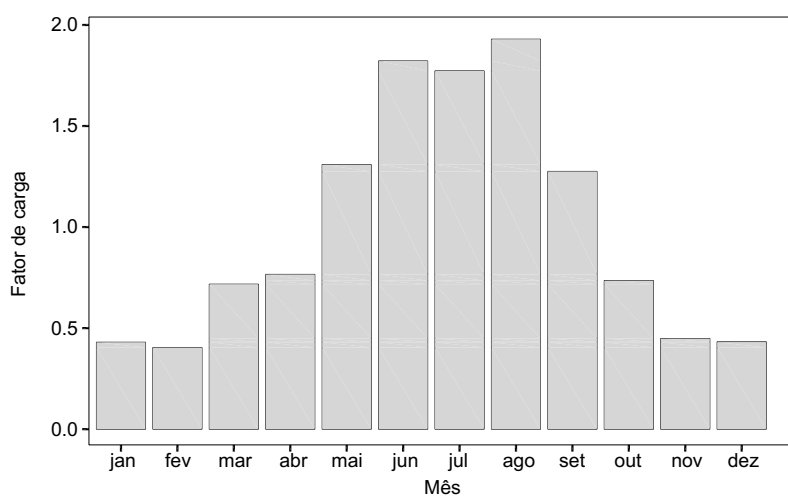


Fig.3.16 – Fator de carga mensal para 2014

Verifica-se que existem duas épocas do ano claramente distintas e com fatores de carga mensais muito homogêneos: o período de verão, entre junho e agosto, com fatores de carga mensais de aproximadamente 1,8, e o período de inverno, entre novembro e fevereiro, com fatores de carga mensais de 0,4 (i.e., o consumo de verão é cerca de 4,5 vezes o consumo de inverno). A transição entre a época de verão e época de inverno faz-se de forma aproximadamente linear.

### 3.4.3. DISTRIBUIÇÃO SEMANAL DO CONSUMO

Na Fig.3.17 é apresentada a distribuição do consumo, registado em agosto 2014, em função dos dias da semana, em particular, o caudal médio horário e o caudal máximo horário. O caudal médio horário corresponde à média de todos os consumos horários para determinado dia da semana; o caudal máximo horário corresponde à média dos máximos horários registados nas várias semanas do mês de agosto 2014.

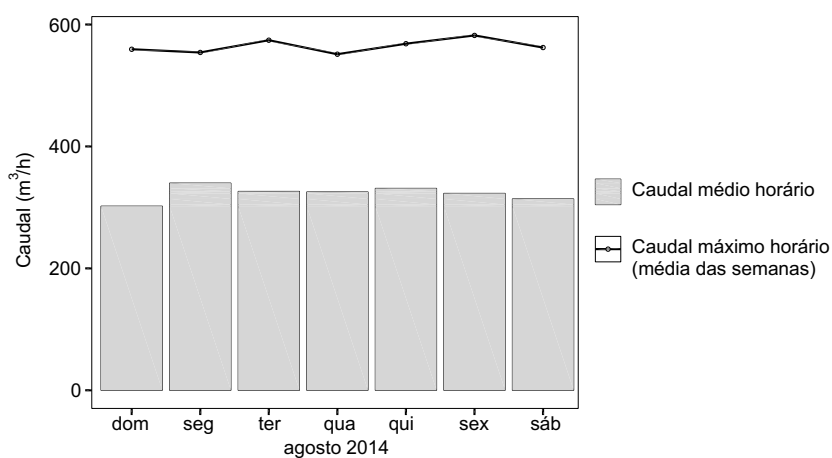


Fig.3.17 – Caudal médio horário e caudal máximo horário registado nos diversos dias da semana do mês de agosto 2014

A Fig.3.18 apresenta informação análoga à representada na Fig.3.17, desta feita, considerando os dados de consumo de dezembro 2014.

Da análise das Fig.3.17 e Fig.3.18 pode deduzir-se que o valor absoluto de caudal é muito diferente de agosto para dezembro 2014. Em contrapartida, o consumo ao longo dos dias da semana não apresenta variações significativas.

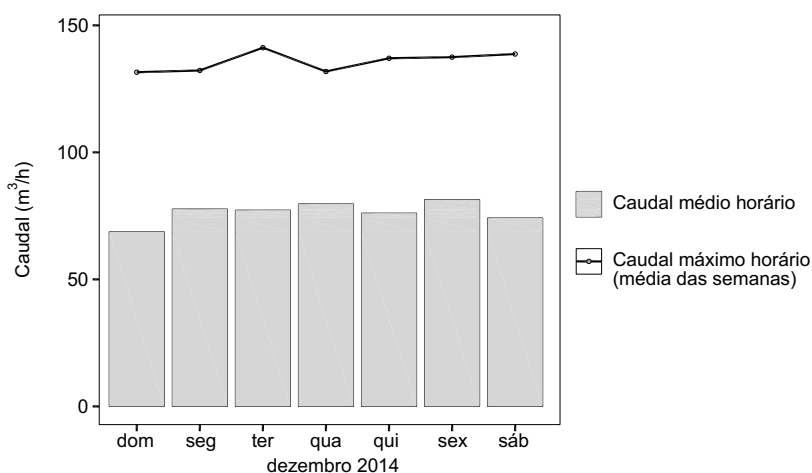


Fig.3.18 – Caudal médio horário e caudal máximo horário registado nos diversos dias da semana do mês de dezembro 2014

Na Fig.3.19 é apresentado o fator de ponta máximo diário, em agosto de 2014 e dezembro de 2014, obtido pelo rácio entre o caudal máximo horário e o caudal médio horário. A análise à

Fig.3.19 permite concluir que o fator de ponta máximo diário, em agosto 2014, oscila entre 1,6 e 1,8, ocorrendo o valor de ponta máxima diária ao domingo. O fator de ponta máximo horário, em dezembro 2014, oscila entre 1,7 e 1,9, ocorrendo o valor de ponta máxima diário ao domingo.

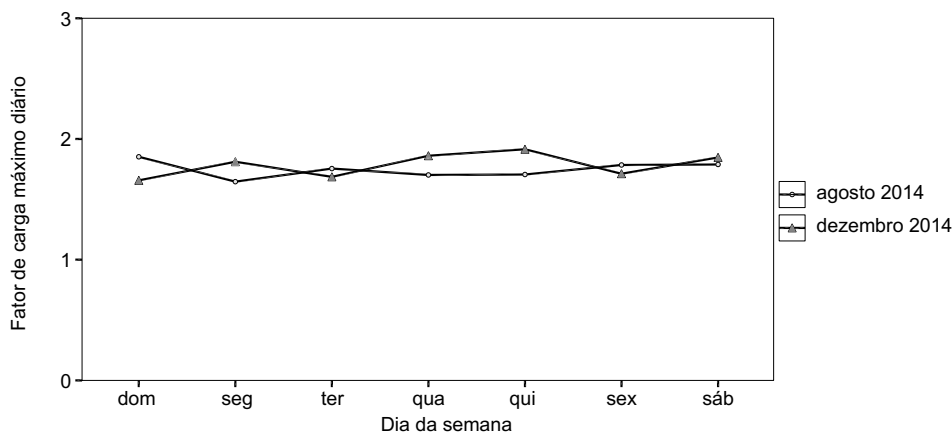


Fig.3.19 – Fator de carga máximo diário em agosto de 2014 e dezembro de 2014

Regista-se uma semelhança dos fatores de ponta, em diferentes períodos do ano e para diferentes dias da semana, o que poderá indiciar a predominância de consumos de índole diferente dos consumos, normalmente, associados a uma cidade.

#### 3.4.4. PERFIS PADRONIZADOS DE CONSUMO – IMPORTÂNCIA DO CONSUMO PARA REGA

Com o interesse de conhecer o padrão de consumo diário procedeu-se ao cálculo do fator de ponta horário obtido pelo rácio do caudal horário pelo caudal médio diário.

A Fig.3.20 representa o fator de ponta horário e o intervalo de confiança de 90% e foi construída para analisar a diferença de comportamento no caudal horário no ano 2014. No eixo das abcissas estão representadas as 24 horas do dia e no eixo das ordenadas, os caudais normalizados pelo caudal médio diário (i.e., fator de ponta).

Para construção da Fig.3.20 foi usado o conjunto dos dias de semana, isto é, não foi efetuada distinção entre os dias úteis e fins-de-semana. A razão para esta simplificação decorre da semelhança, anteriormente assinalada, no comportamento dos consumos em dias úteis e fins-de-semana.

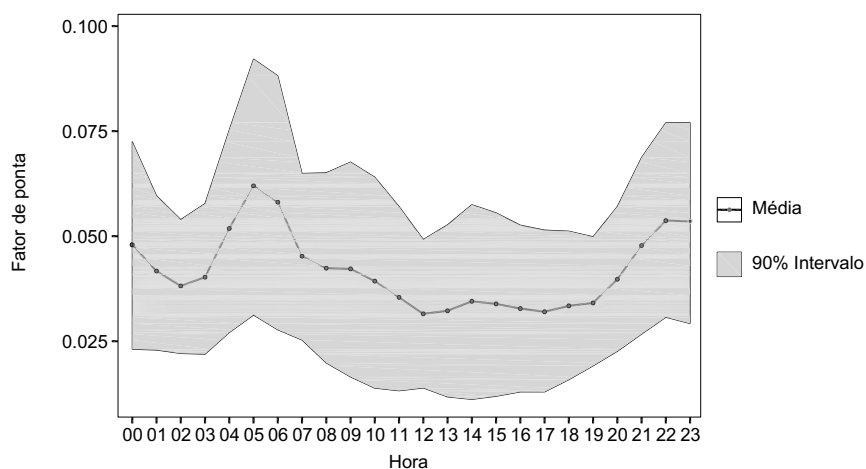


Fig.3.20 – Perfil padronizado de consumo, para o conjunto dos dias da semana (valor médio e intervalo de confiança de 90%)

Da observação da Fig.3.20 verifica-se que os maiores consumos ocorrem no período entre as 3h e as 7h e os menores consumos no período das 12h às 19h. Por este comportamento atípico de consumos, depreende-se que, muito provavelmente, predominam, na área em análise, os consumos referentes à rega das zonas verdes no interior dos respetivos lotes.

#### 3.4.5. IMPORTÂNCIA RELATIVA DOS CONSUMIDORES

Para identificação da importância relativa de cada consumidor (“peso”), foi efetuada uma análise do valor percentual mensal para cada ponto de consumo face ao consumo total mensal. A precisão, entre os valores obtidos para os pesos mensais, foi analisada pelo coeficiente de variação (rácio do desvio padrão dos valores percentuais mensais pela média dos mesmos).

A Fig.3.21 representa o histograma dos coeficientes de variação dos consumos verificando-se que predominam os coeficientes de variação baixos, isto é, inferiores à unidade. Sabendo que quanto menor o coeficiente de variação maior a precisão dos dados, poder-se-á concluir que o peso relativo de cada ponto de consumo (e como tal a distribuição espacial de pesos) não exhibe alterações significativas entre os vários meses.

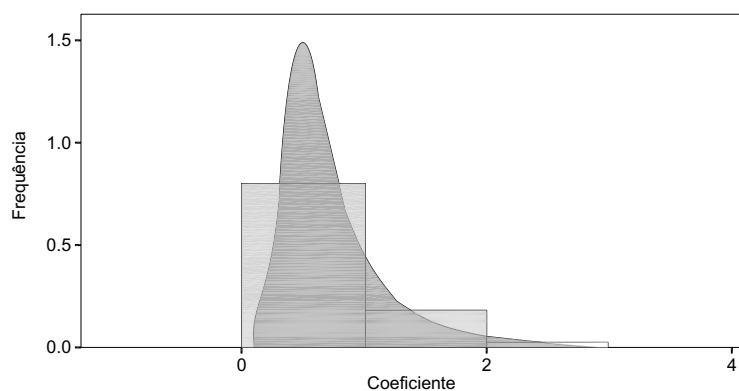


Fig.3.21 – Histograma dos coeficientes de variação dos consumos

Para identificação dos consumidores mais relevantes, em período de verão e período de inverno, foi calculado o valor percentual do consumo relativamente ao consumo total para o período de verão (peso de verão) e período de inverno (peso de inverno). O período de verão foi considerado de abril a setembro, inclusive, e os restantes meses, outubro a março, considerado período de inverno.

Quadro 3.2 – Lista dos 20 maiores consumidores e sua importância relativa em período de verão e inverno

Morada	Volume de verão (m <sup>3</sup> )	Peso de verão	Volume de inverno (m <sup>3</sup> )	Peso de inverno
Hotel - Apartamentos Conrad	26588	2,37%	16428	3,69%
Hotel Quinta do Lago	23835	2,12%	9919	2,23%
Irrigation main meter Bovis São Lourenço	23581	2,10%	7286	1,64%
Aldeamento Monte da Quinta Club	19315	1,72%	7181	1,61%
Lote 092 Condomínio 151-177 Pinheiros Altos	17879	1,59%	7268	1,63%
Vilar do Golf	16592	1,48%	11336	2,55%
Quinta Parque Apartamentos	15985	1,42%	8029	1,80%
Aldeamento Four Seasons Country Club	15718	1,40%	11647	2,62%
Lote HO5-Aparthotel	14529	1,29%	9738	2,19%
Lote 093 Condomínio 101-140 Pinheiros Altos	14114	1,26%	4336	0,97%
Quinta Shopping	13085	1,17%	4327	0,97%
Four Seasons Fairways	12006	1,07%	9887	2,22%
SUT-HO1-Loteamento UOP5 Bovis Lakeside Village	8937	0,80%	2621	0,59%
Lote 002 Lago	6339	0,56%	1271	0,29%
Villa 082 Pinheiros Altos	5221	0,47%	1660	0,37%
Villa 008 Pinheiros Altos	4895	0,44%	1414	0,32%
Lote 001 São Lourenço	4483	0,40%	1122	0,25%
Lote 012 Monte Golfe	4458	0,40%	782	0,18%
Lote 026 Lago	4453	0,40%	1033	0,23%
Lote 077 Atlântico	4408	0,39%	1761	0,40%
<b>TOTAL</b>	<b>256421</b>	<b>23%</b>	<b>119046</b>	<b>27%</b>

Com base nos “pesos de verão” e “pesos de inverno” foram identificados os maiores consumidores. De notar que, em concordância com a análise do coeficiente de variação, apresentado na Fig.3.21, os consumidores com maiores percentagens de consumo em período de verão são, em simultâneo, grandes consumidores também no período de inverno.

A Fig.3.22 permite relacionar a posição de determinado ponto de consumo com o seu peso relativo (média anual), em termos de consumo, na rede de distribuição.

Da observação da Fig.3.22 identifica-se um “eixo” onde predominam grandes consumidores e que corresponde, em termos de traçado, à avenida André Jordan.

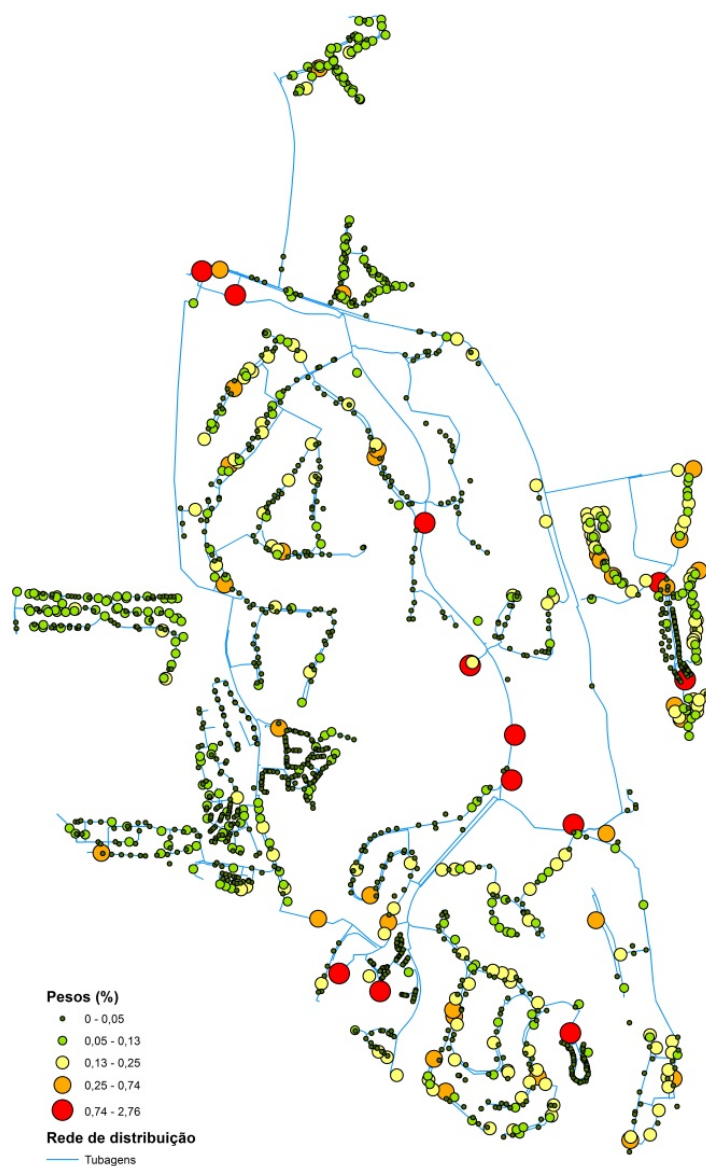


Fig.3.22 – Localização do peso relativo dos consumidores na rede

### 3.5. PREVISÕES DE NOVOS CONSUMOS – NOVOS LOTEAMENTOS

A área de intervenção da InfraQuinta tem sido alvo de sucessivas expansões resultantes, essencialmente, da integração de loteamentos turísticos periféricos à Quinta do Lago. A atual área de intervenção e número de clientes correspondem, grosso modo, à situação verificada no ano 2014. Por essa razão, somente os dados de consumo do ano de 2014 foram usados para definição do consumo diário máximo e mínimo.

Para estimativa do consumo relacionado com a expansão para novos loteamentos foi usado como referência a capitação, para a região hidrográfica (RH8), de 7,6 m<sup>3</sup>/mês/cama (Mendes *et al.* (2010)) e o número de camas aprovadas no regulamento do plano de urbanização da Quinta do Lago - UOP 5, aprovado em resolução do conselho de ministros n.º 160/2003, publicado em Diário da República I série-B n.º 233, de 8 de outubro de 2003.

O plano de urbanização da Quinta do Lago estabelece, as regras de ocupação, uso e transformação do solo na sua área de intervenção e define as normas de gestão a seguir na sua área de intervenção. De forma mais pormenorizada, as áreas de expansão são categorizadas como áreas edificáveis e subcategorizadas em SUR (zonas destinadas à localização de moradias unifamiliares isoladas), SURT (zonas destinadas à localização exclusiva de moradias e/ou apartamentos de carácter residencial e/ou turístico), SUT (zonas destinadas à localização exclusiva de empreendimentos de carácter turístico) e por fim SUTD (zonas destinadas à localização de equipamentos de carácter turístico, nomeadamente bares, restaurantes, *health club*, *club house* (golfe), etc., e de equipamentos ou instalações desportivas nomeadamente clínicas de saúde/recuperação/manutenção, escolas de equitação, piscinas, campos de ténis, ginásios, espaços cobertos e descobertos de uso desportivo múltiplos, pesca, desportos aquáticos etc.).

No Quadro 3.3 apresenta-se uma síntese do número de camas e consumo estimado para os novos loteamentos incluídos na área de intervenção da InfraQuinta. Para estimativa do consumo mensal do complexo desportivo usou-se, pela semelhança de utilização, os dados de consumo do complexo desportivo de Loulé.

Quadro 3.3 – Consumos estimados para as áreas de expansão (valores em m<sup>3</sup>/mês)

Designação	Nome	Nº camas	Consumo estimado (m <sup>3</sup> /mês)		
			Mediana	Máximo	Mínimo
SURT - AL1	Zona Norte	500	3800,0	9803,9	1731,0
SUT - AL11	Victory Village II	1085	8246,0	21274,6	3756,4
SURT - AL3	Zona Noroeste	600	4560,0	11764,7	2077,3
SURT - ET3	Da Colina	350	2660,0	6862,8	1211,7
SUT - HO1	Bovis Lago	200	1520,0	3921,6	692,4
SUT - HO3B	Terraços da Ria Formosa (2ª fase)	152	1155,2	2980,4	526,2
SUR - LO18	Ria Formosa	71	539,6	1392,2	245,8
SUR - LO24	São Lourenço Norte	145	1102,0	2843,1	502,0
SUTD - EQ1	Complexo Desportivo	n.a.	430	n.a.	n.a.

A estimativa para o valor médio diário é obtida por divisão do valor da mediana por 30,4 (média de dias por mês). Para efeitos da inserção no modelo hidráulico e posterior análise de

dimensionamento dos trechos de condutas da rede, os consumos estimados foram majorados por um coeficiente de segurança de 25% de forma a abranger a incerteza da estimativa (critério assumido pela InfraQuinta).

A Fig.3.23 ilustra as possíveis áreas de expansão consideradas Quadro 3.3.

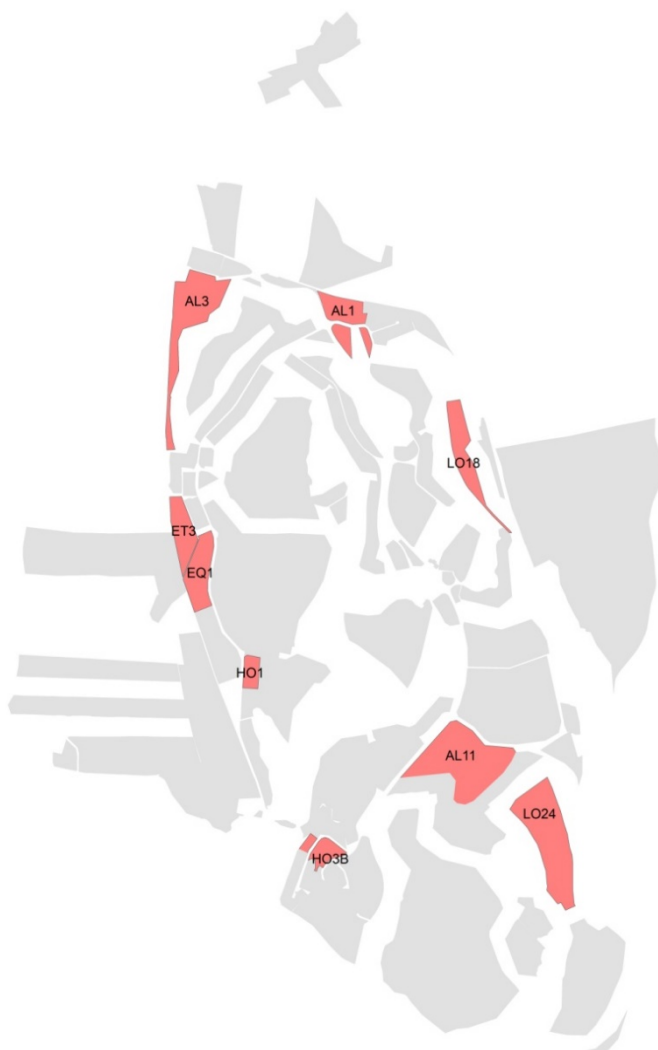


Fig.3.23 - Localização das zonas de expansão (UOP5 – Plano de Urbanização da Quinta do Lago)

### 3.6. CENÁRIOS DE CONSUMO

Os cenários de consumo são úteis para estudar a flexibilidade da rede de abastecimento de água, em termos de resposta a diversas solicitações.

Construir cenários futuros de consumo para a rede de abastecimento da InfraQuinta é uma tarefa difícil, que carece de estudos específicos, dada a multiplicidade de fatores contraditórios que condicionam a evolução do consumo, nomeadamente:

- A desativação das captações próprias usadas para rega (por motivos de intrusão salina ou seca) e conseqüente aumento de necessidades de consumo;
- A atual preponderância dos consumos de rega e a incerteza da futura tipologia dos espaços ajardinados terá conseqüências (aumento ou diminuição) nas necessidades de consumo;
- A recente alteração do sistema tarifário, com maior importância da componente de custo variável, com possível incentivo de diminuição no consumo;
- A possibilidade de solicitar contadores específicos para rega, e introdução de tarifário de rega, poderá conduzir a alterações (aumento ou diminuição) no consumo.

Na ausência de informação que possibilite inferir futuras tendências, e como teste do desempenho hidráulico da rede, foram analisados os seguintes cenários de consumo por ordem crescente de volume de água:

Cenário A – Dia de menor consumo;

Cenário B – Dia de maior consumo;

Cenário C – Dia de maior consumo com expansão para novos loteamentos;

Cenário D – Dia de maior consumo, expansão para novos loteamentos e aumento do consumo devido a futuras necessidades suplementares de rega.

No modelo de simulação hidráulica foram inseridos padrões individuais (i.e. consumo horário de cada um dos pontos de consumo). Para a obtenção do padrão horário de consumo a associar a cada ponto de consumo, foi efetuada a média dos consumos horários do período de 14 de maio 2015 a 29 junho 2015. O período selecionado permite, com fiabilidade, usar os dados de telemetria (em pleno funcionamento desde finais de abril de 2015).

O desempenho hidráulico da rede foi testado para o caudal atual (período de 14 de maio 2015 a 29 junho 2015) e para o cenário de expansão para os novos loteamentos. Foi, também, testada a flexibilidade da rede de abastecimento de água para um aumento generalizado de consumo (30%) decorrente do risco de intrusão salina. Este valor máximo de solicitação à rede corresponde a um caudal médio diário da ordem dos 9800 m<sup>3</sup>/dia (exclui o consumo dos loteamentos Varandas do Lago e Quinta das Salinas abastecidos diretamente pela conduta do litoral, gerida pela Câmara Municipal de Loulé).

a) Cenário A: dia de menor consumo

Este cenário corresponde ao dia de menor consumo em 2014, dia 9 de fevereiro 2014, com um consumo de 976 m<sup>3</sup>. Neste dia, o consumo à hora de menor consumo, entre as 00h e as 1h da madrugada, é de 27 m<sup>3</sup>.

b) Cenário B: dia de maior consumo

O maior consumo ocorrido em 2014 foi registado no dia 24 julho sendo o valor de 8747 m<sup>3</sup>. Em termos horários, o valor de pico de consumo foi de 670 m<sup>3</sup> tendo sido registado no dia 25 julho 2014, entre as 4h e as 5 horas da madrugada. Estes consumos coincidiram com uma operação de limpeza e descarga da conduta principal de alimentação ao loteamento Pinheiros Altos.

Por este evento ser considerado anómalo e não representativo, optou-se por associar ao Cenário B os valores mais recentes de consumos horários registados no período de 14 maio a 29 junho 2015, perfazendo 6530 m<sup>3</sup>/dia. O período selecionado permite, com fiabilidade, usar os dados de telemetria (em pleno funcionamento desde finais de abril de 2015).

c) Cenário C: dia de maior consumo com expansão de novos loteamentos (cenário de consumo mais provável)

O cenário C representa o cenário de consumo mais provável a curto-médio prazo. Neste cenário estuda-se o efeito da sobreposição ao dia de maior consumo (Cenário B) com o aumento das necessidades decorrentes da expansão aos novos loteamentos Quadro 3.3.

Para efeitos da inserção no modelo hidráulico e posterior análise de desempenho dos trechos da rede, os consumos estimados no Quadro 3.3 foram majorados por um coeficiente de segurança de 25% (critério assumido pela InfraQuinta) por forma a abranger a incerteza na estimativa.

Para a análise do funcionamento hidráulico da rede, em simulação dinâmica e na ausência de informação que permita definir o padrão a associar aos novos loteamentos, foi usado um padrão único de consumo para as diversas áreas de expansão. Este padrão único de consumo corresponde ao padrão do caudal à saída do reservatório (ver Fig.3.20).

d) Cenário D: Dia de maior consumo, expansão para novos loteamentos e aumento do consumo devido a futuras necessidades suplementares de rega

Neste cenário estuda-se o efeito da sobreposição ao dia de maior consumo e expansão aos novos loteamentos, analisado no cenário C, o aumento do consumo causado por eventuais consumidores que têm captações próprias, para uso em rega, em risco iminente de intrusão salina.

O cenário D caracteriza-se por um elevado grau de incerteza e, na ausência de informação precisa sobre os caudais a considerar, optou-se por testar o modelo hidráulico considerando um acréscimo generalizado de 30%, pressuposto assumido pela InfraQuinta, face aos consumos do cenário C, resultando um consumo médio diário de 9800 m<sup>3</sup>.

O cenário C foi identificado como o cenário de consumo mais provável a curto-médio prazo. Por esta razão, este cenário foi usado na avaliação de desempenho hidráulico para a situação de referência e para as alternativas.

Estando presente o risco do cenário D se concretizar, o dimensionamento da Alternativa 2 (analisado em 3.8.2) prevê uma folga generalizada de 30% (critério assumido pela InfraQuinta), i.e., para efeitos de dimensionamento da rede utilizou-se, como referência, o cenário D.

### 3.7. RECOLHA DE INFORMAÇÃO E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO PARA A SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA

#### 3.7.1. MODO DE OPERAÇÃO

Na Fig.3.24 é apresentado o esquema de funcionamento da rede de abastecimento de água onde se podem observar as diferenças entre os possíveis modos de operação.

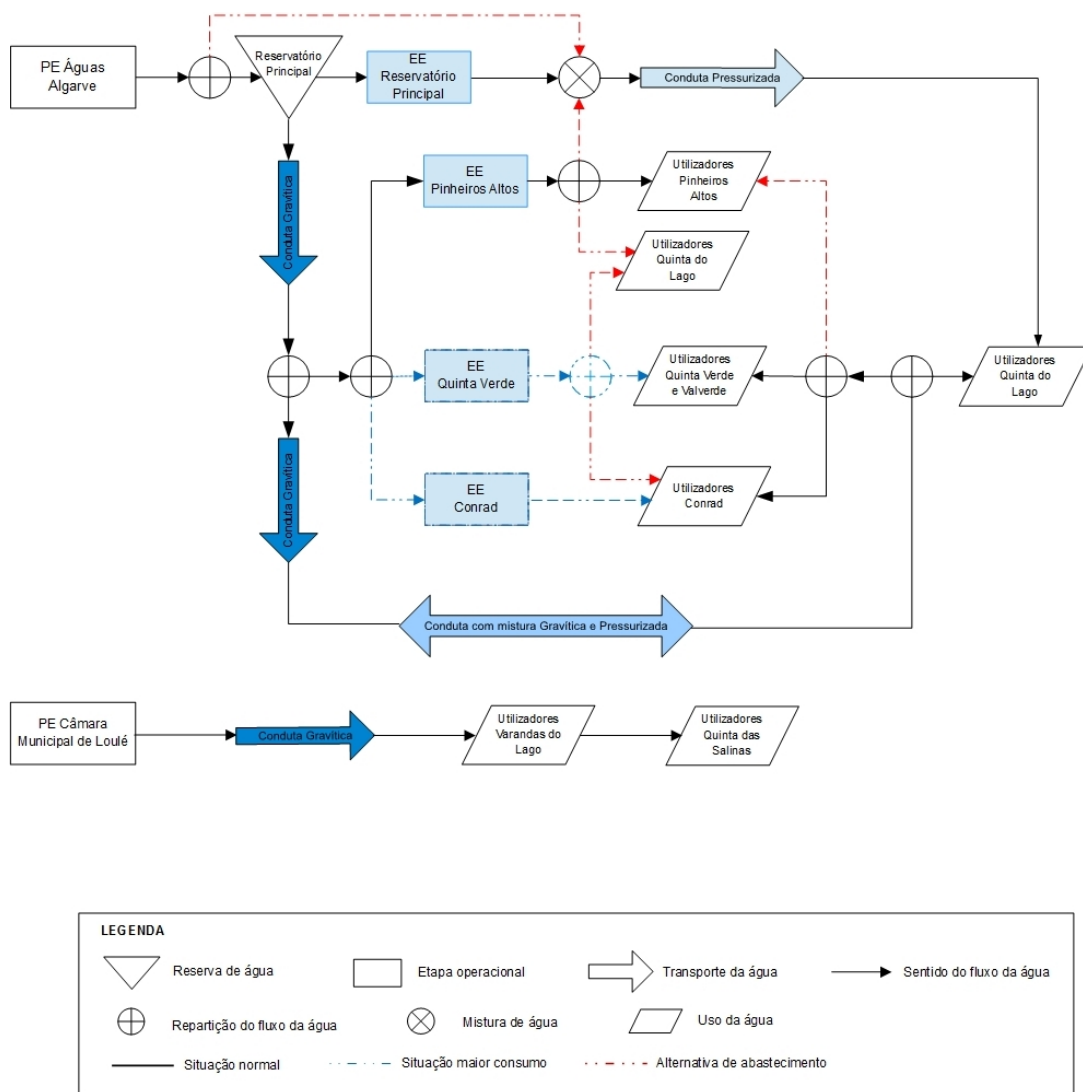


Fig.3.24 – Esquema de funcionamento da rede de abastecimento de água

### 3.7.2. DISCRETIZAÇÃO EM ÁREAS DE ANÁLISE

Para o estudo da atual rede de distribuição a área de intervenção da InfraQuinta foi discretizada, em áreas de influência das estações elevatórias e fontes de abastecimento de água, ou seja, zonas funcionais, permitindo um diagnóstico mais localizado do desempenho da rede de distribuição e identificar o potencial para melhoria.

A rede de distribuição de água da InfraQuinta foi subdividida em quatro áreas funcionais hidráulicamente independentes, a saber (Fig.3.25):

- Quinta Verde e Valverde;
- Pinheiros Altos;
- InfraQuinta;
- Varandas do Lago e Quinta das Salinas.



Fig.3.25 – Zonas funcionais da InfraQuinta definidas para o atual modo de operação

A água que abastece as zonas funcionais da InfraQuinta, Pinheiros Altos e também Quinta Verde e Valverde provém do reservatório principal da InfraQuinta, que por sua vez é abastecido pelo sistema adutor da Águas do Algarve. Estas zonas funcionais, pela sua interligação, foram analisadas de forma conjunta.

As zonas funcionais de Varandas do Lago e Quinta das Salinas são abastecidas através de outro reservatório, o reservatório do Cerro do Galo, e portanto, o estudo destas zonas é efetuado, quando apropriado, de forma independente.

### 3.7.3. AVALIAÇÃO DA SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA

#### 3.7.3.1. Avaliação de desempenho em termos de pressões

Para uma análise detalhada das causas de menor desempenho de pressão na rede (i.e. pressões baixas, pressões elevadas ou flutuações de pressão) julgou-se aconselhável a análise dos diagramas de simulação dinâmica para pressão mínima, máxima e flutuação de pressão apresentados na Fig.3.26. Estes gráficos traduzem, em curvas de percentil, os resultados de desempenho calculados com base na aplicação das funções de penalidade (Fig.2.7), para uma simulação dinâmica durante 24 horas, Jacob (2006). Cada percentil representa a percentagem da rede com desempenho inferior ou igual à curva de percentil, ao longo das 24 horas.

O diagrama de simulação dinâmica para pressão mínima, Fig.3.26a, apresenta um desempenho inferior a 100% em dois períodos do dia, das 3h às 9h e das 20h às 24h. O ponto mais crítico ocorre às 5h. A esta hora do dia, 25% do consumo total de água distribuída apresenta um desempenho inferior à pressão mínima desejável (20 m.c.a.) no ponto de consumo.

O cumprimento da pressão mínima é condição indispensável a conseguir para assegurar que não está em risco o abastecimento de água na torneira do consumidor. Existindo problemas de pressão mínima para o Cenário B deverão, forçosamente, ser tomadas medidas ao nível de alterações estruturais ou ao nível de operação da atual rede de abastecimento.

O diagrama para a pressão máxima, Fig.3.26b, permite assinalar um período extenso do dia, das 10h às 19h, onde a curva de desempenho médio (a negrito) desenvolve-se num patamar de desempenho médio da ordem dos 70%, a que corresponde um nível de serviço afastado do patamar ótimo. Na análise das curvas de percentis, observa-se que no período do dia compreendido entre as 10h e as 19h, 25% da água distribuída apresenta um desempenho igual ou inferior a 60%.

O diagrama de simulação dinâmica para a flutuação de pressão, Fig.3.26c, apresenta os valores mais desviados da linha de desempenho ótimo (100%) em dois períodos do dia: às 5h e às 23h. O mínimo de desempenho ocorre às 5h com desempenhos médios da ordem dos 75%. As maiores larguras de banda no período noturno (entre as 20h e as 10h) revelam uma heterogeneidade no comportamento do sistema.

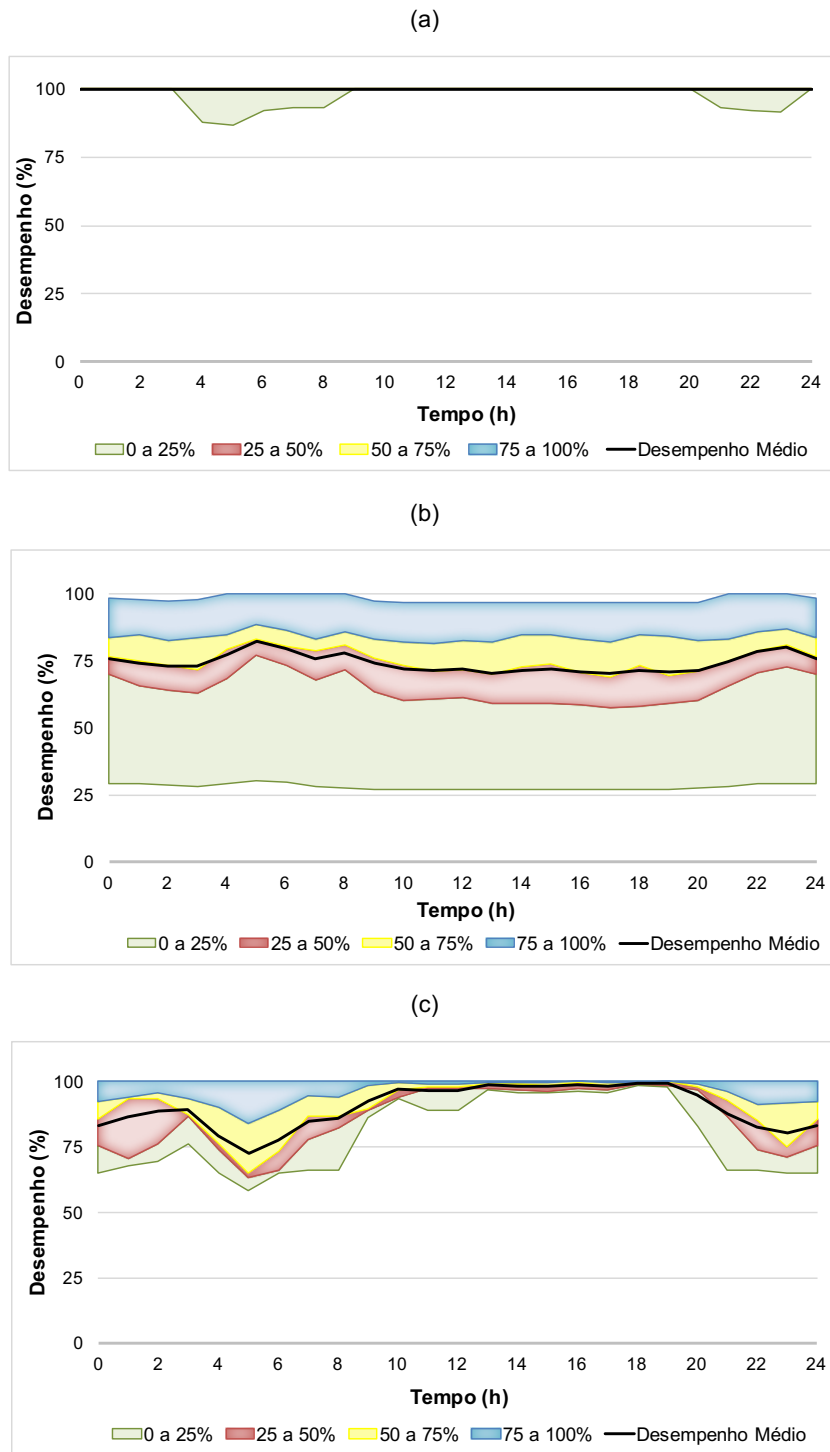


Fig.3.26 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário B, para a situação de referência da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão

A análise dos diagramas de simulação dinâmica é complementada pelas representações espaciais, Fig.3.27, o que permite relacionar a localização de determinado ponto de consumo com o seu respetivo desempenho e, desta forma, conhecer a localização exata dos pontos de consumo que apresentam desempenhos indesejáveis.

A representação espacial do desempenho da pressão máxima, Fig.3.27a, é representativa da hora de menor consumo no Cenário B, registada às 19h, e como tal, representa a condição a que se verificam maiores pressões na rede de distribuição.

Na análise da Fig.3.27a, verifica-se que os baixos desempenhos ao nível da pressão máxima se localizam, predominantemente, na zona sul da zona funcional da InfraQuinta (cotas mais baixas) e na zona funcional de Pinheiros Altos, o facto dos loteamentos São Lourenço Norte e São Lourenço apresentarem desempenhos bons, apesar de se encontrarem a cotas mais baixas, deve-se à localização de uma válvula redutora de pressão a montante dos mesmos, que reduz a pressão a jusante, originando desempenhos bons ao nível da pressão máxima.

Os baixos desempenhos ao nível de pressão mínima, nunca descem abaixo dos 75% o que torna a Fig.3.27 pouco ilustrativa, apesar de se registarem pressões inferiores a 20 m.c.a em pontos de consumo situados a cotas mais elevada na zona funcional da InfraQuinta.

Da observação da Fig.3.27c, verifica-se que os baixos desempenhos a nível da flutuação de pressão ocorrem, na sua maioria, na zona funcional de Pinheiros Altos e na zona sul da zona funcional da InfraQuinta.

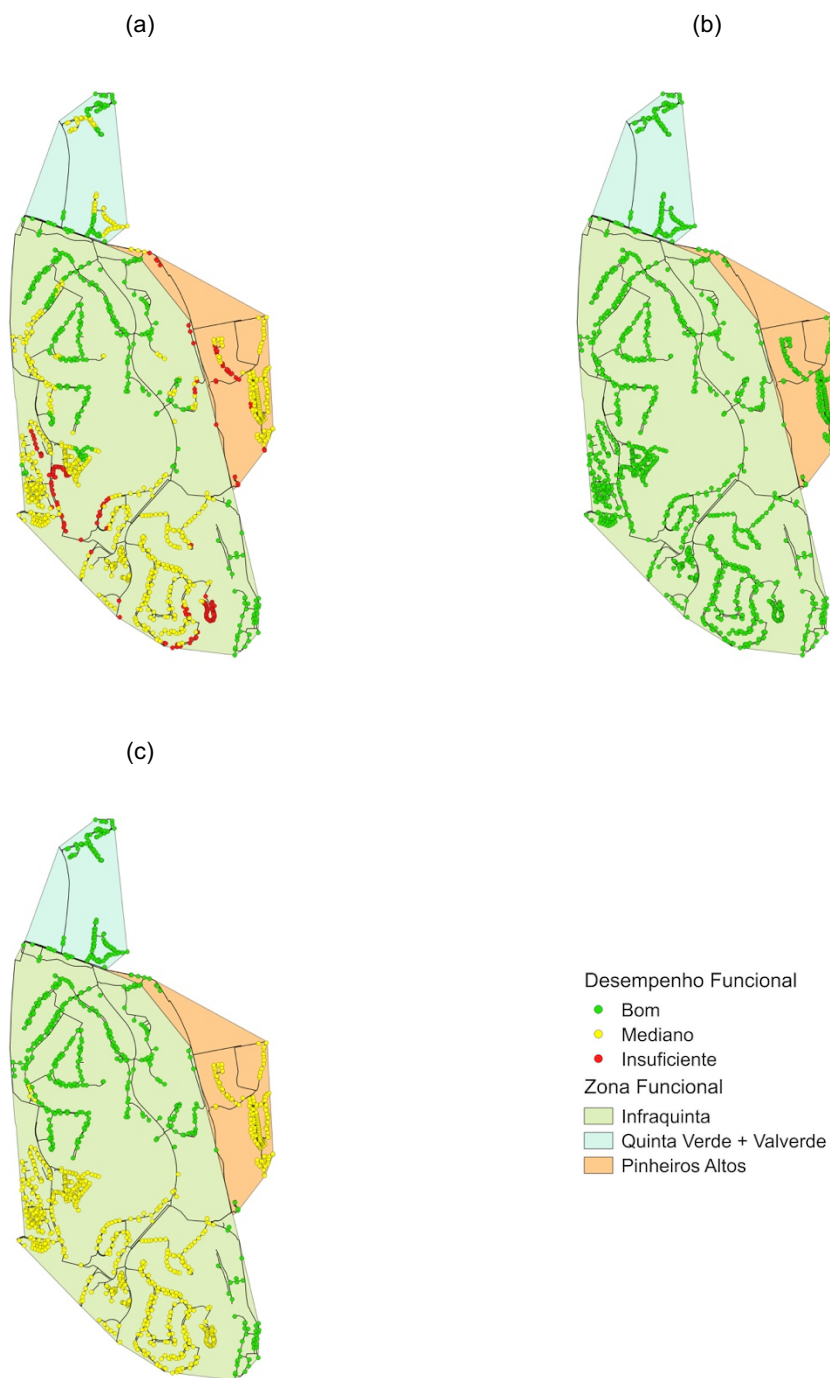


Fig.3.27 – Representação espacial, em cenário B, para a situação de referência da: (a) pressão máxima para a hora de menor consumo: 19h, (b) pressão mínima para a hora de maior consumo: 5h e (c) flutuação máxima de pressão ao longo do dia

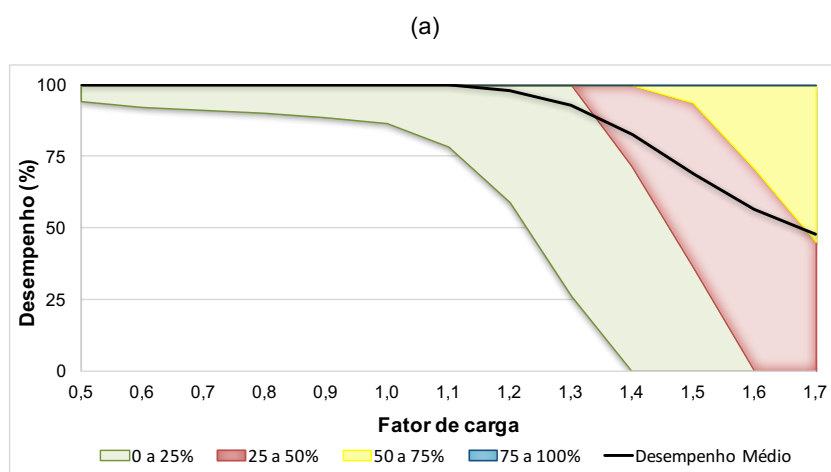
Para um conhecimento da resiliência da situação de referência, face à variação generalizada de consumo, efetuaram-se diagramas de sistema, Fig.3.28 (a), (b) e (c), que representam os desempenhos do sistema expressos em bandas de percentis de 25% em 25% para um conjunto de simulações estáticas, com consumos associados que variam entre 0,5 e 1,7 vezes o consumo, em Cenário B.

Os diagramas de sistema apresentados na Fig.3.28 representam o desempenho da rede para a situação mais desfavorável, i.e. Fig.3.28 (a) e (c) para a hora de maior consumo (5h) e Fig.3.27b para hora de menor consumo (19h).

Da análise da Fig.3.28a podemos concluir que para fatores de carga compreendidos entre 1,1 e 1,4, 25% dos consumidores apresentam, à hora de maior consumo, desempenho igual ou inferior a 75% o que representa, de acordo com as funções de penalidade apresentadas no Capítulo 2 (Fig.2.7), uma pressão na rede de aproximadamente 17 m.c.a. (inferior à pressão de serviço desejável de 20 m.c.a.). O aumento do fator de ponta traduz-se numa diminuição acentuada de desempenho em termos de pressão mínima. Para fatores de carga próximos de 1,7 o desempenho médio da rede desce para 50%.

O diagrama associado às pressões máximas (Fig.3.28b) apresenta um aumento do desempenho com o aumento do fator de carga. O que significa que, com o aumento de consumo, as pressões decrescem e aproximam-se da pressão de serviço, levantando a questão, do sobredimensionamento da rede. O declive suave da curva de desempenho médio indica uma pequena sensibilidade do sistema aos fatores de carga aplicados.

Para a flutuação de pressão, Fig.3.28c, ocorre uma diminuição do desempenho médio com o aumento do fator de carga, atingindo para um fator de carga de 1,5 um desempenho médio de 50%. É de notar também um aumento de largura de banda com o aumento do fator de carga o que indicia um aumento da diversidade de valores de pressão no sistema. Por último, dado não existirem nós com desempenho igual ou inferior a 25% (curva de penalidade da flutuação de pressão), está garantida a condição da alínea d), ponto 1 do Art.21º do DR23/95, i.e. que a flutuação máxima de pressão em cada nó do sistema, ao longo do dia, não excede os 30m.



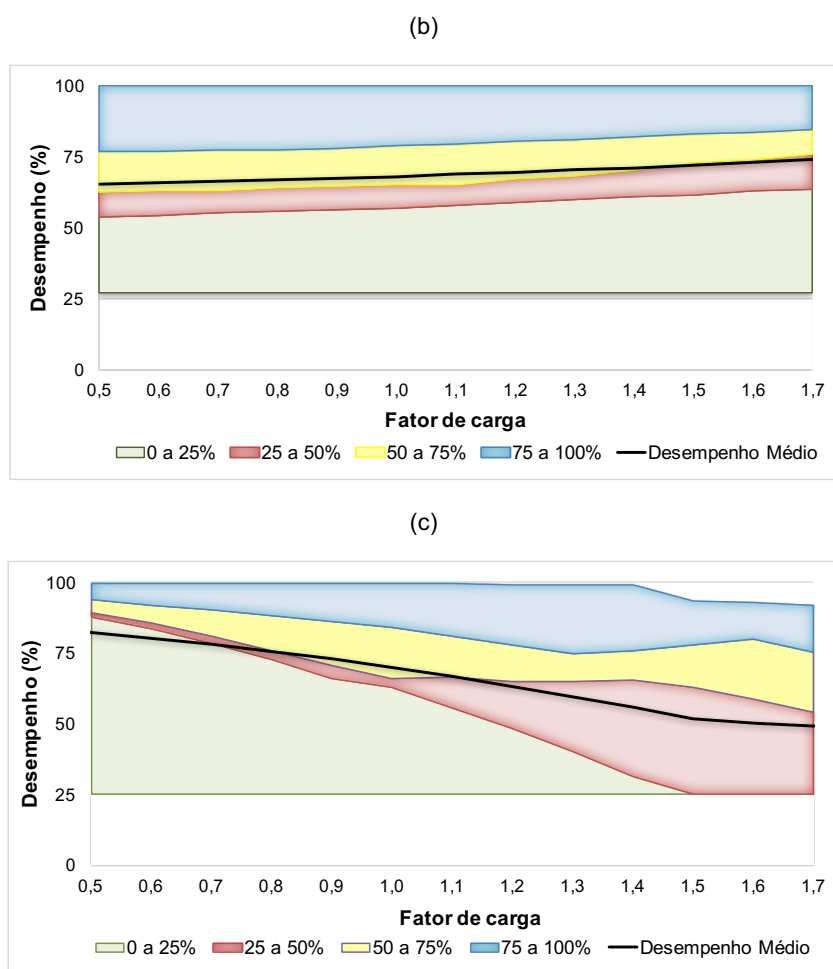


Fig.3.28– Diagramas de sistema em cenário B, para a situação de referência da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão

### 3.7.3.2. Avaliação de desempenho em termos de velocidades

A Fig.3.29 apresenta os diagramas de simulação dinâmica, elaborados com base nas funções de penalidade, para a velocidade mínima (Fig.2.8a) e para a velocidade máxima (Fig.2.8b).

Na Fig.3.29a, a qual reflete a penalização para velocidades elevadas, observa-se a excessiva largura da banda de percentil mais baixa e a inexistência das outras bandas de percentil. Observa-se, também, que os baixos desempenhos não afetam a curva de desempenho médio (a negro), correspondente a um nível de serviço ótimo (100%).

A Fig.3.29b representa o diagrama de simulação dinâmica para a velocidade mínima. De salientar que, com exceção de um curto período do dia (período entre as 4:00h e as 6:00h),

mais de 50% do escoamento se dá com desempenho de velocidade mínima abaixo do desempenho médio.

Quando se analisa, em conjunto, os desempenhos referentes às velocidades máximas (Fig.3.29a) e mínimas (Fig.3.29b), fica evidenciado que o problema se deve principalmente às velocidades baixas, existindo apenas problemas pontuais de velocidades elevadas.

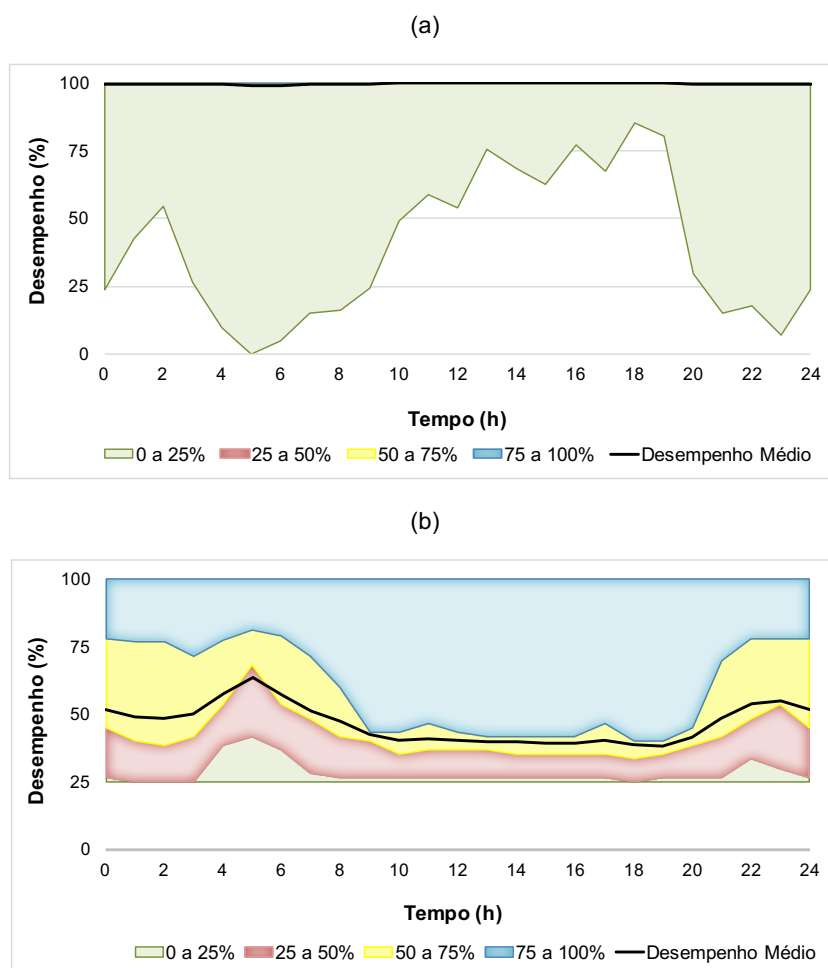


Fig.3.29 - Diagrama de simulação dinâmica em cenário B, para a situação de referência da: (a) velocidade máxima e (b) velocidade mínima

A Fig.3.30 permite localizar, espacialmente, os trechos que apresentam desempenhos indesejáveis. Da análise comparativa entre a Fig.3.30a e Fig.3.30b podemos verificar que predominam as condutas com problemas no parâmetro velocidade mínima.

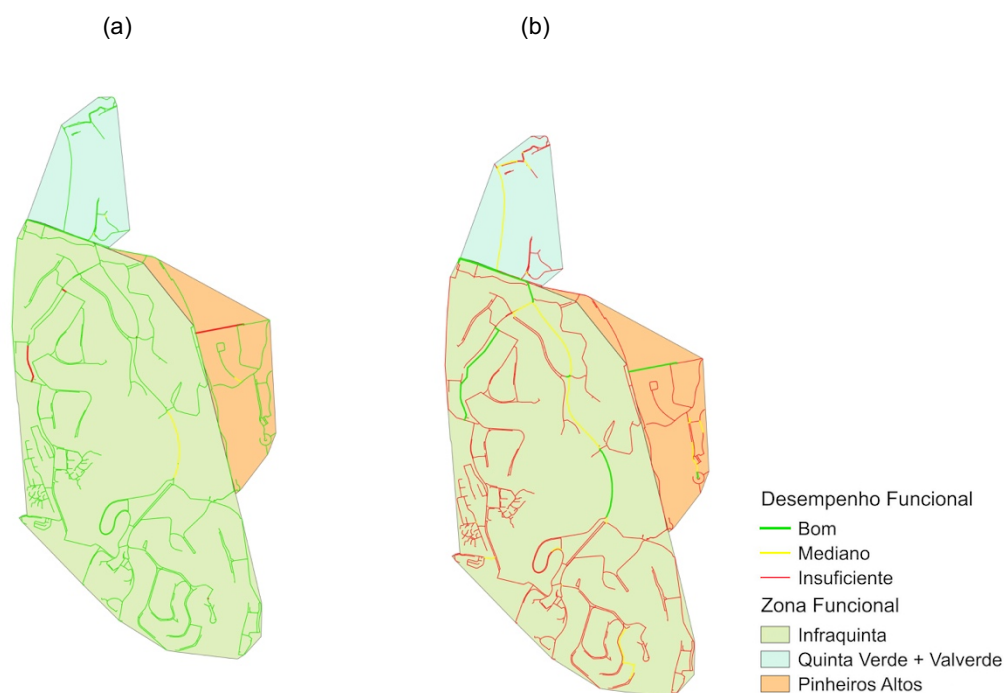


Fig.3.30 – Representação espacial, em cenário B, para a situação de referência da: (a) velocidade máxima para a hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h

A Fig.3.31 apresenta os diagramas de sistema que permitem avaliar como se comporta o sistema, em termos de desempenho nos parâmetros velocidade máxima e mínima, face à variação de consumo.

A Fig.3.31a traduz às penalizações da velocidade máxima. A largura da banda de percentil mais baixo e a inexistência de outras bandas de percentil (Fig.3.31a), indicia que as velocidades elevadas não ocorrem de forma generalizada no sistema e não comprometem o bom desempenho médio global (perto dos 100%).

A Fig.3.31b traduz às penalizações de velocidade mínima. Verifica-se que para fatores de carga inferiores a 1,6 o desempenho médio é da ordem dos 30%, para a hora de menor consumo. Para fatores de carga superiores a 1,6 verifica-se um aumento acentuado do desempenho médio, ainda que, inferior a um valor de 75%.

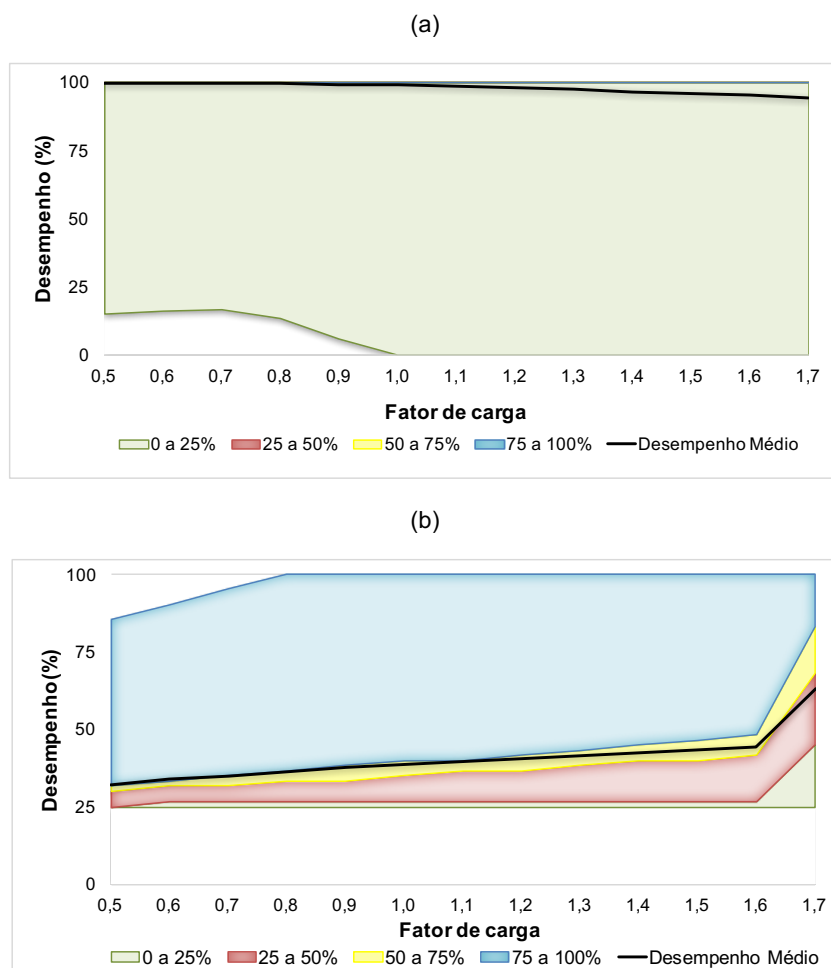


Fig.3.31 - Diagrama de sistema em cenário B, para a situação de referência da: (a) velocidade máxima à hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h

### 3.8. ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE OPERAÇÃO

Nesta seção são analisadas alternativas, à situação de referência, que procuram melhorar os índices de desempenho verificados. Estas alternativas pressupõem modificações, a nível infraestrutural e a nível operacional.

#### 3.8.1. ALTERNATIVA 1

##### 3.8.1.1. Descrição

A “Alternativa 1” corresponde a um modo de operação por distintos patamares de pressão. Nesta alternativa pretendeu-se, essencialmente, separar a conduta gravítica da conduta pressurizada.

As alterações introduzidas na Alternativa 1 podem ser consideradas de pequeno impacto (i.e. não são analisadas alterações de diâmetro) e limitam-se a pequenas alterações na rede de distribuição de água, a saber:

- Na atual conduta gravítica é introduzida uma bombagem (altura de elevação de 11 m.c.a.) e a área servida por esta conduta é alargada (abrange 70% da área total correspondente a um caudal de ponta próximo de 410 m<sup>3</sup>/h);
- A atual conduta pressurizada abastecerá uma área mais reduzida e mantém a altura de elevação das bombas (altura de elevação de 22 m.c.a) (abrange 30% da área total correspondente a um caudal de ponta próximo de 220 m<sup>3</sup>/h);
- É efetuada uma segunda ligação para o loteamento Pinheiros Altos;
- É alterada a altura de elevação da bombagem para Pinheiros Altos (dos atuais 22 m.c.a. para uma altura de elevação de 11 m.c.a.).

A “Alternativa 1” propõe-se a, de forma simples, facilitar o modo de operação da situação de referência e introduzir elementares vantagens em termos de operação, manutenção e qualidade da água:

- A atual conduta gravítica passa a funcionar de forma mais regular sem risco de estagnação de água na conduta e conseqüente risco de deterioração da qualidade da água;
- Reduz o número de grupos de bombagem para dois únicos grupos de bombagem: um grupo com elevação de 22 m.c.a. para conduta pressurizada, Quinta Verde e Valverde; outro grupo com elevação de 11 m.c.a. para o restante abastecimento (atual gravítica e Pinheiros Altos), o que se traduz, diretamente, numa maior redundância do sistema e facilidade de manutenção e de operação.

### 3.8.1.2. Avaliação de desempenho

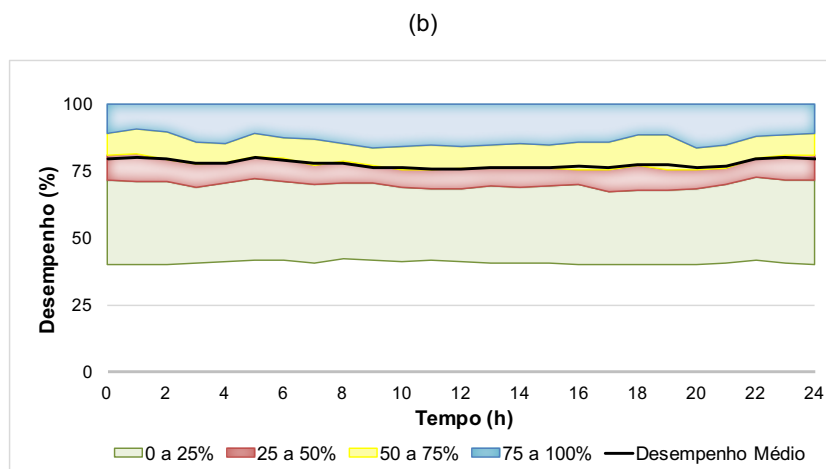
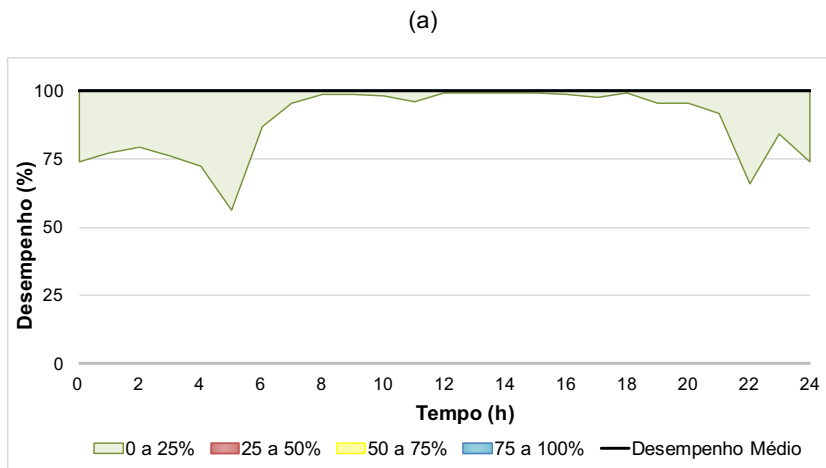
Na Fig.3.32 apresentam-se os diagramas dinâmicos para a “Alternativa 1” tendo em conta as curvas de penalidade para o parâmetro pressão (Fig.2.7).

A Fig.3.32a representa o desempenho da pressão mínima. Verifica-se que durante dois períodos do dia (cerca das 5h e 22h) os desempenhos apresentam uma baixa significativa, atingindo um mínimo próximo de 50%. Estes períodos do dia correspondem às horas de maior consumo. De referir, no entanto, que apenas a banda de percentil de 0 a 25% apresenta decaimento de desempenho o que significa que, no máximo, apenas 25% dos consumidores sentem estas baixas de desempenho a nível de pressão mínima. Este facto é reforçado e confirmado pela curva de desempenho médio que ao longo das 24 horas do dia se posiciona próximo do valor de 100% de desempenho.

Na Fig.3.32b é caracterizado o desempenho da pressão máxima. A curva de desempenho médio situa-se ao longo das 24 horas num valor acima de 75%. O diagrama dinâmico para

este parâmetro foi construído tendo em conta as funções de penalidade da Fig.2.7 o que nos indica que, em média, os valores de pressão máxima rondam os 30 m.c.a.

A Fig.3.32c representa o desempenho da flutuação de pressão. Os valores de desempenho apresentados são relativamente bons dado que o desempenho médio se situa, ao longo das 24 horas do dia, acima dos 90%. Os valores mais baixos de desempenho, para este parâmetro, foram registados às 05:00h (cerca de 80%) devido ao elevado consumo que se regista a esta hora.



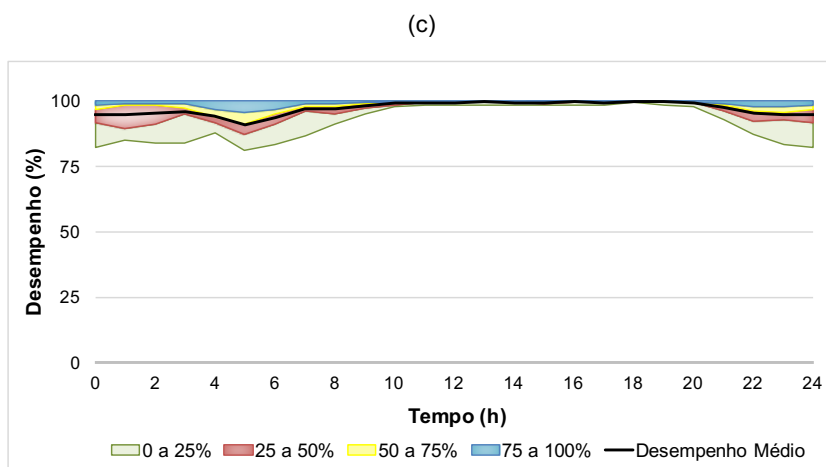


Fig.3.32 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão

Na Fig.3.33 apresenta-se a representação espacial dos desempenhos de pressão máxima (a), pressão mínima (b) e flutuação de pressão (c).

Pela análise da Fig.3.33a verifica-se que o parâmetro pressão máxima tem um desempenho mediano na maior parte dos nós tanto na zona funcional 1 como na zona funcional 2. Registam-se pontualmente desempenhos insatisfatórios que se localizam no loteamento Golfe Leste e Gondra.

Na Fig.3.33b verifica-se que o parâmetro pressão mínima apresenta um desempenho bom para praticamente toda a área de intervenção da InfraQuinta. Registam-se alguns pontos de consumo com desempenhos mediano e insatisfatório que se localizam junto ao Reservatório Principal e na zona Norte do loteamento Quinta Verde.

Na Fig.3.33c verifica-se que o parâmetro flutuação de pressão apresenta um desempenho bom para toda a área de intervenção da InfraQuinta. De facto, não existe nenhum ponto de consumo que apresente, para a alternativa em análise, um desempenho inadequado.

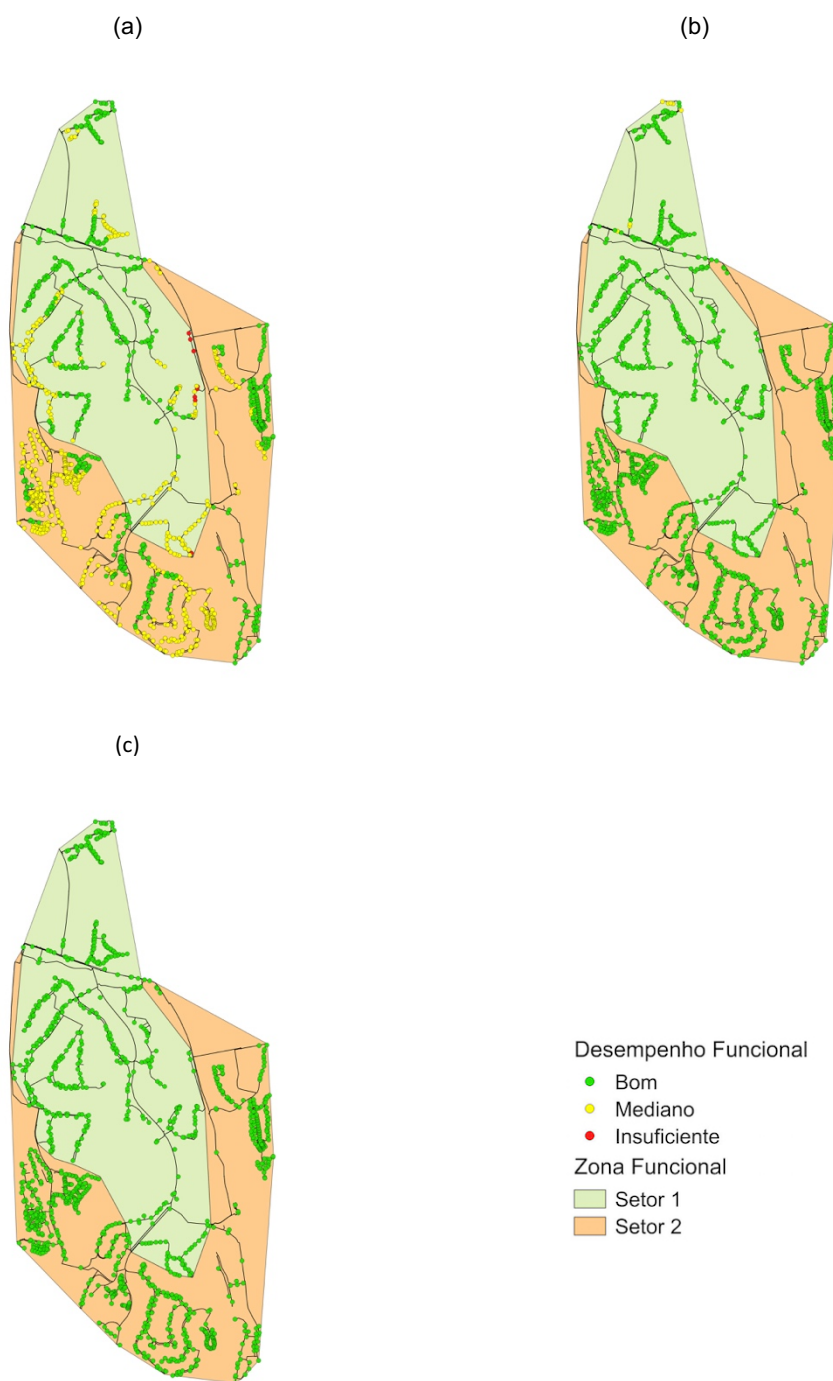


Fig.3.33 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) pressão máxima para a hora de menor consumo: 19h, (b) pressão mínima para a hora de maior consumo: 5h e (c) flutuação máxima de pressão ao longo do dia

Na Fig.3.34 apresentam-se os diagramas dinâmicos para a Alternativa 1 para os parâmetros velocidade máxima (a) e velocidade mínima (b).

Analisando a Fig.3.34a verifica-se que a velocidade máxima apresenta desempenhos inferiores no período das 00:00h às 10:00h, correspondentes às horas de maior consumo. É de referir também que a curva de desempenho médio, ao longo das 24 horas do dia, se situa sempre num valor próximo de 100%, o que indicia apenas problemas de desempenho localizados.

A análise da Fig.3.34b permite-nos aferir o desempenho da velocidade mínima. Verifica-se que este parâmetro apresentou desempenhos inferiores para o período de menor consumo do dia (12:00h às 19:00h) registando-se também um aumento de desempenho para os dois períodos do dia em que se registam maiores consumos (05:00h e 23:00h). Em média o desempenho ao longo das 24 horas do dia situou-se entre valores de 40% e 60%.

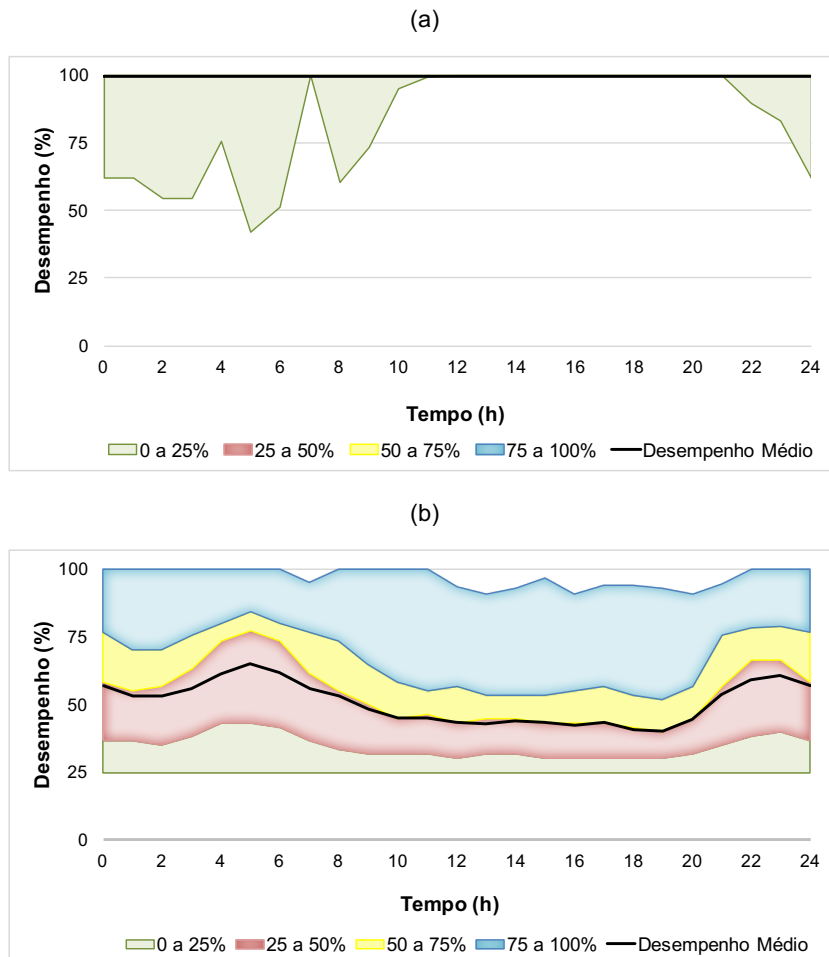


Fig.3.34 - Diagrama de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 1 da: (a) velocidade máxima e (b) velocidade mínima

Na Fig.3.35 apresenta-se a representação espacial do desempenho da velocidade máxima (a) e velocidade mínima (b). Pela análise da Fig.3.35a pode-se concluir que de um modo geral o desempenho da velocidade máxima é bom apresentando-se apenas alguns trechos cujo desempenho é mediano. Estes trechos situam-se nos loteamentos Pinheiros Altos e Valverde e o baixo desempenho deve-se a estrangulamentos, pontuais, por limitação do diâmetro de conduta (i.e. diâmetros inferiores ao desejado). Na Fig.3.35b verifica-se que o desempenho da velocidade mínima para a área de intervenção da InfraQuinta é insatisfatório (abaixo dos 50%). Este desempenho é justificado pelo sobredimensionamento do diâmetro das condutas, dimensionadas para suportar os caudais das horas de maior consumo ou por imposição das exigências regulamentares para combate a incêndios.

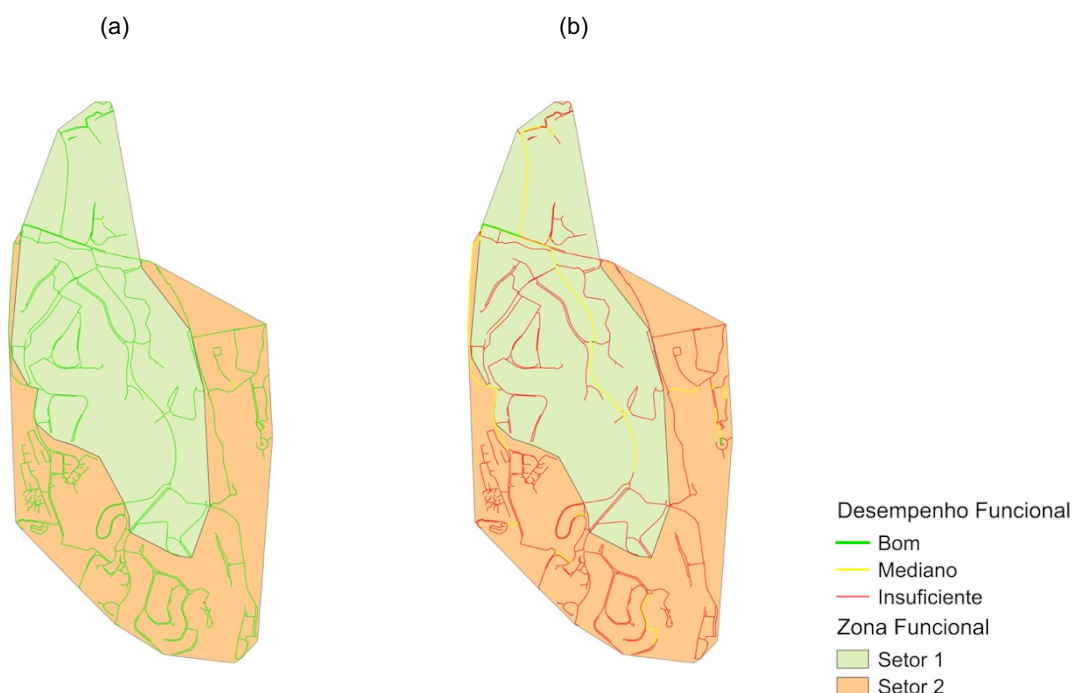


Fig.3.35 – Representação espacial, em cenário B, para a Alternativa 1 da: (a) velocidade máxima para a hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h

### 3.8.2. ALTERNATIVA 2

#### 3.8.2.1. Descrição

A Alternativa 2 é idêntica à Alternativa 1 no que se refere a traçado e modo de operação. Apresenta, no entanto, duas diferenças significativas: 1) corrige os diâmetros das condutas e, 2) permite a ligação à conduta do litoral.

Para “correção” dos diâmetros e construção da “Rede Ideal” foi considerado, como critério de dimensionamento, o diâmetro económico de acordo com a equação 3.1, *in* Lencastre (1996) que permite, otimizar o modo de operação criado na Alternativa 1. O dimensionamento de cada trecho de conduta foi efetuado para o respetivo caudal de ponta.

$$D \approx 0,95 \times Q^{0,43} \quad (3.1)$$

Em que:

$D$ = Diâmetro económico [mm];  
 $Q$ = Caudal de ponta [m<sup>3</sup>/h].

A Alternativa 2 inclui o aumento pontual de diâmetro, relativamente ao diâmetro económico, em casos de:

- Verificação de pressões mínimas não cumpridas;
- Incerteza dos consumos futuros;
- Incerteza quanto ao valor de ponta horária (de notar que os registos horários de consumo atuais não captam os possíveis consumos de ponta de 15 minutos).

No que se refere à ligação à conduta do litoral, inserida na Alternativa 2, foi ponderada a redução do consumo energético. Para tal, foram estudadas e analisadas duas possíveis possibilidades: a ligação da conduta do litoral à zona funcional 2 (com maior consumo e menor necessidade de elevação dos grupos de bombagem) ou a ligação à zona funcional 1 (com menor consumo e maior necessidade de elevação dos grupos de bombagem). Os cálculos energéticos apresentados no Quadro 4.4 demonstram ser economicamente mais vantajosa a ligação da conduta do litoral à zona funcional 1 (10103 €/ano gastos em energia de bombeamento para alimentar a zona funcional 1 versus 6973 €/ano gastos para alimentar a zona funcional 2). A ligação prevista incluirá um *bypass* que permitirá selecionar o modo de funcionamento: via conduta do litoral ou via reservatório principal. Será, também, assegurada a flexibilidade para ligação futura à zona funcional 2 e assim potenciar a redução da fatura energética.

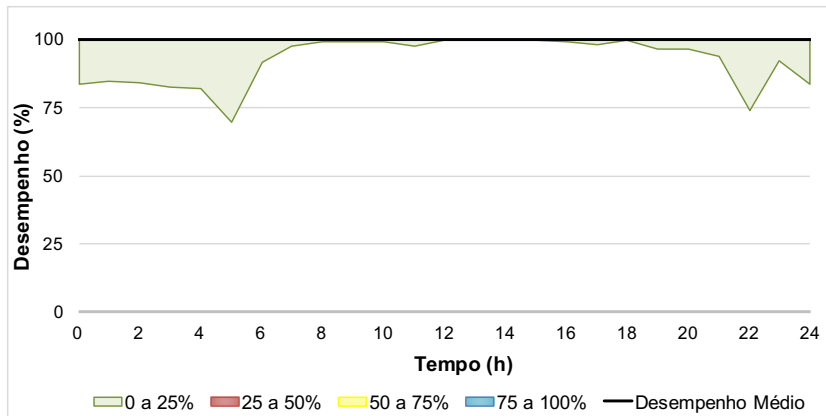
#### 3.8.2.2. Avaliação de desempenho

Na Fig.3.36 apresentam-se os diagramas dinâmicos para Alternativa 2 tendo em conta as funções de penalidade para o parâmetro pressão (Fig.2.7).

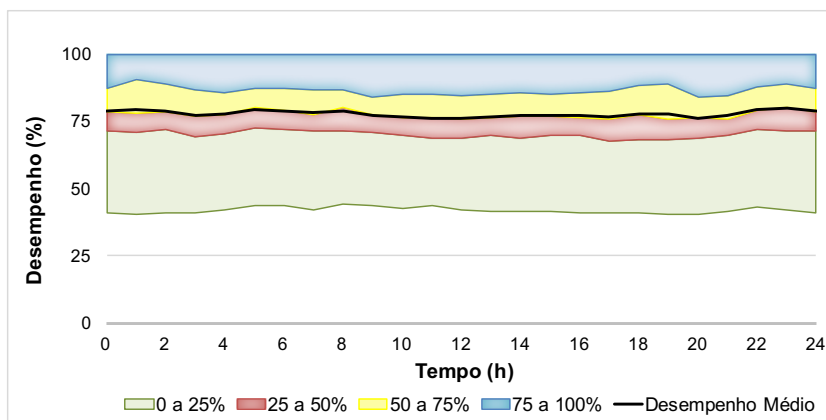
Pela análise da Fig.3.36a verifica-se que a pressão mínima apresenta dois períodos do dia em que o desempenho é mais baixo. O valor de desempenho mais baixo registado é cerca de 70% e ocorre às 05:00h. Este baixo desempenho pode ser verificado, no máximo, em 25% dos consumidores.

Na Fig.3.36b apresenta-se o diagrama dinâmico para a pressão máxima. O desempenho médio situa-se ao longo das 24 horas praticamente constante rondando um valor de 75%. Na Fig.3.36c apresenta-se o diagrama dinâmico para a flutuação de pressão. A sua análise permite verificar que os menores desempenhos, correspondentes a maiores flutuações, ocorrem nos períodos de maior consumo. Estas variações de pressão são muito pequenas o que se reflete em desempenhos bastante bons (desempenho médio entre 90% e 100%).

(a)



(b)



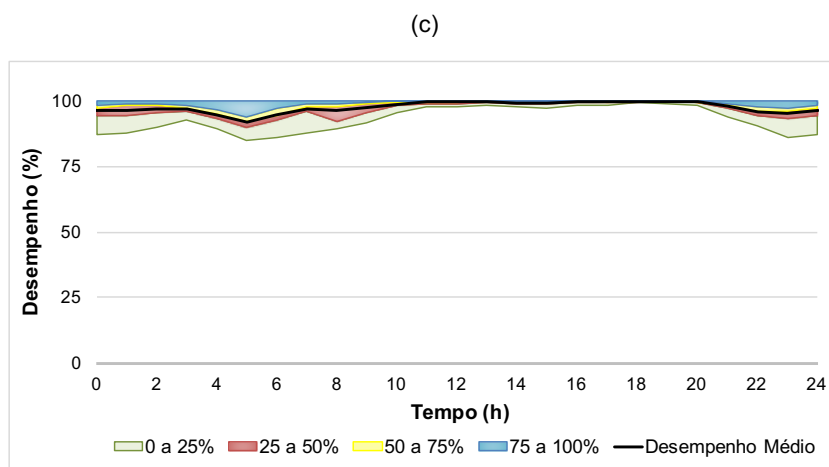


Fig.3.36 – Diagramas de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão

Na Fig.3.37 apresenta-se a representação espacial dos desempenhos de pressão máxima (a), pressão mínima (b) e flutuação de pressão (c). Na Fig.3.37a pode-se verificar que a pressão máxima de um modo geral apresenta um desempenho mediano ou bom. Em alguns casos pontuais apresenta pontos de consumo onde o desempenho da pressão máxima é insatisfatório: Golfe Leste e Gondra. Analisando a Fig.3.37b pode-se verificar que a pressão mínima apresenta um desempenho geralmente bom. No entanto existem alguns pontos de consumo, junto ao Reservatório Principal e na zona Norte de Quinta Verde, que apresentam um desempenho mediano. Na Fig.3.37c verifica-se que a flutuação de pressão apresenta um desempenho bom para todos os pontos de consumo da área de intervenção da InfraQuinta.

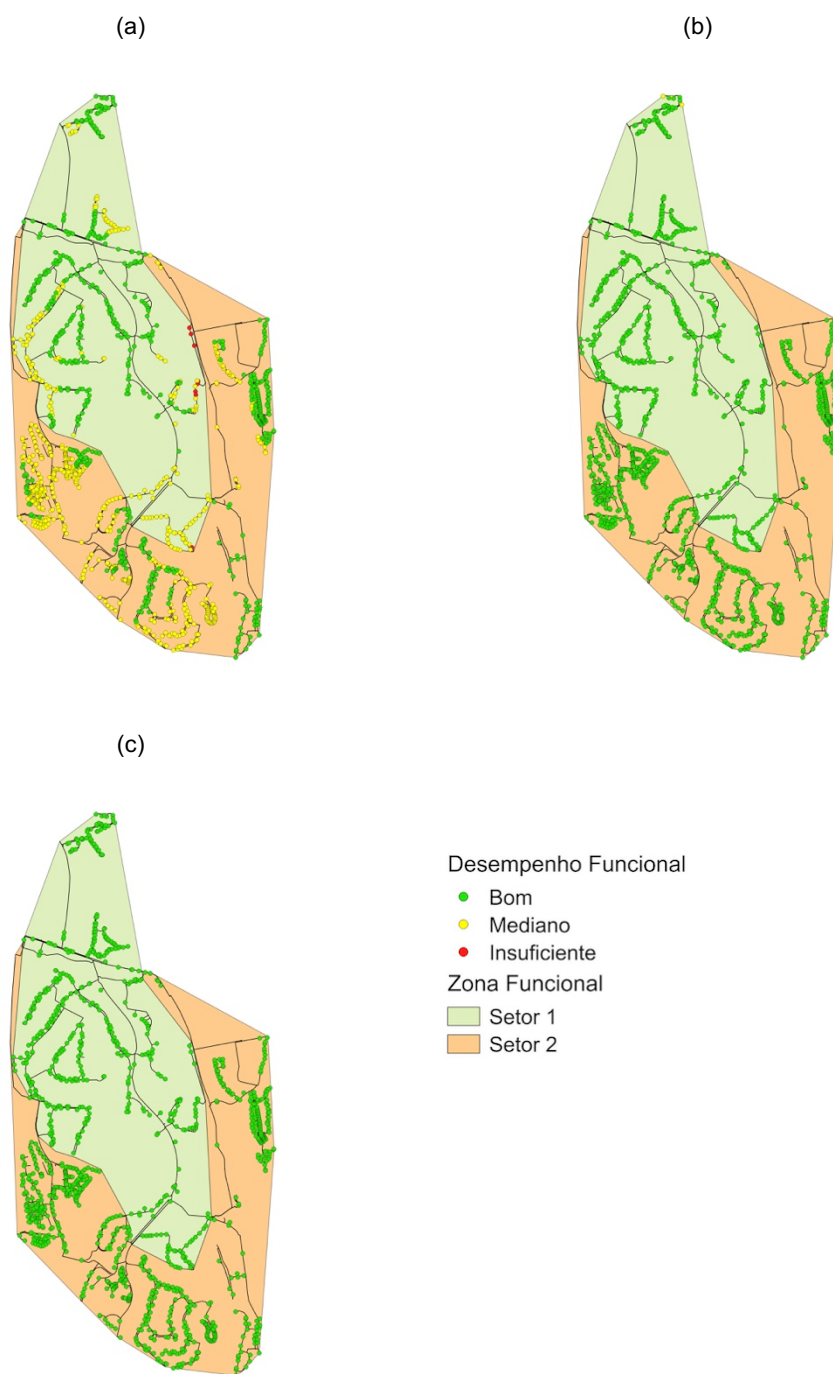


Fig.3.37 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) pressão máxima para a hora de menor consumo: 19h, (b) pressão mínima para a hora de maior consumo: 5h e (c) flutuação máxima de pressão ao longo do dia

Na Fig.3.38 são apresentados os diagramas dinâmicos da velocidade máxima (a) e da velocidade mínima (b).

Analisando a Fig.3.38a verifica-se que a velocidade máxima apresenta um desempenho igual a 100% para todas as horas do dia.

Na Fig.3.38b pode-se verificar que o desempenho da velocidade mínima apresenta períodos distintos ao longo das 24 horas. Nos períodos de maior consumo (05:00h e 00:00h) ocorre um aumento de velocidade que resulta numa melhoria de desempenho deste parâmetro. Nas horas de menor consumo o desempenho médio desce até valores próximos de 40%.

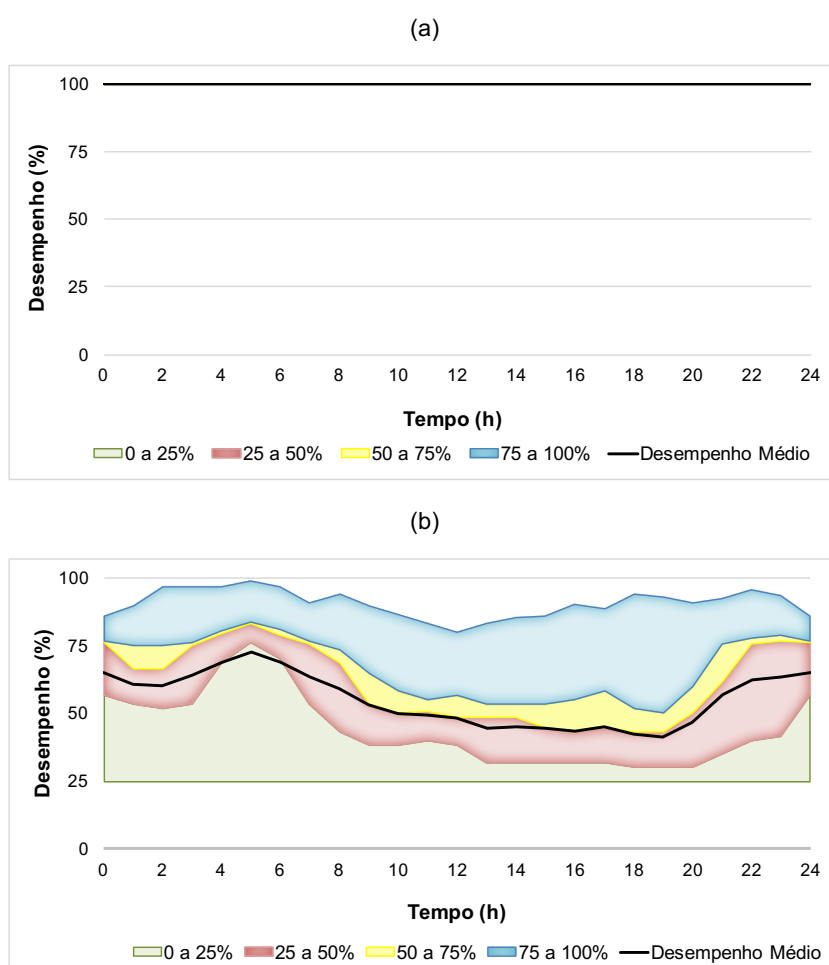


Fig.3.38 - Diagrama de simulação dinâmica em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) velocidade máxima e (b) velocidade mínima

Na Fig.3.39 é apresentada a representação espacial do desempenho da velocidade máxima (a) e velocidade mínima (b). Analisando a Fig.3.39a reforça-se o que já tinha sido observado

na Fig.3.38a, *i.e.*, o desempenho da velocidade máxima é 100% para todas as horas do dia (inclusive as horas de menor consumo). Na Fig.3.39b verifica-se a predominância de desempenhos medianos e insuficientes. Regista-se, no entanto, uma melhoria quando se comparam estes desempenhos com os seus homólogos da Alternativa 1, Fig.3.35b.

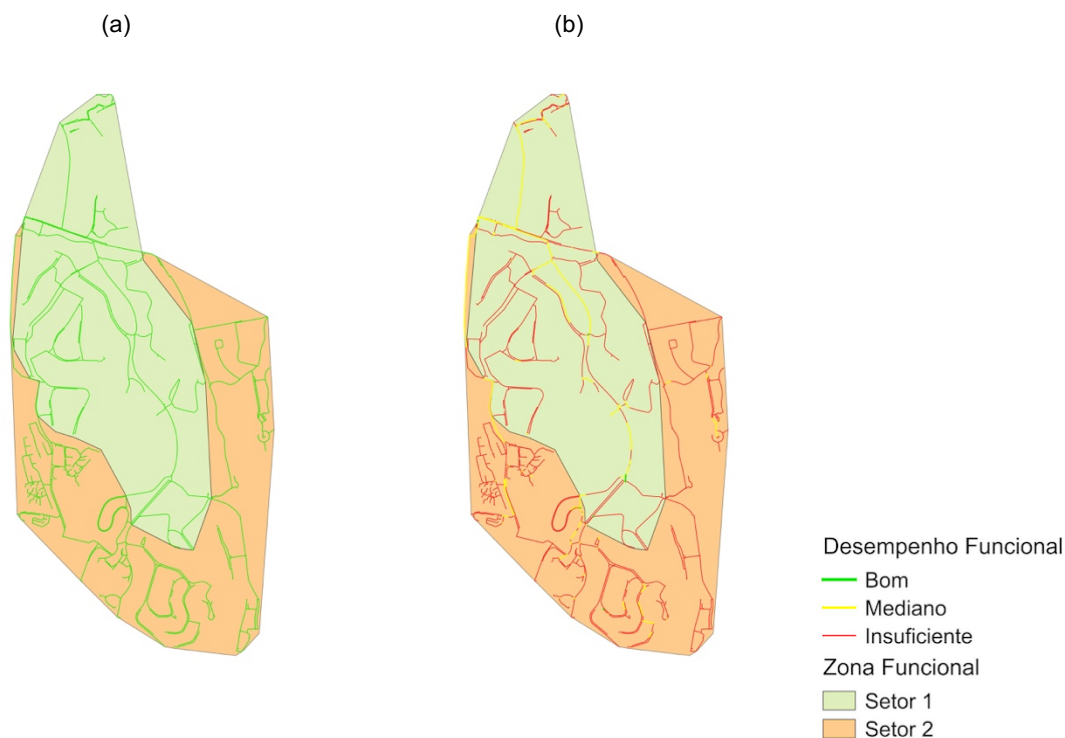


Fig.3.39 – Representação espacial, em cenário C, para a Alternativa 2 da: (a) velocidade máxima para a hora de maior consumo: 5h e (b) velocidade mínima para a hora de menor consumo: 19h

### 3.8.3. DESEMPENHO EM SITUAÇÃO DE EMERGÊNCIA

Na presente secção pretende-se analisar de um modo geral a capacidade de resposta da rede de abastecimento a uma situação de emergência (combate a incêndios).

A área de intervenção da InfraQuinta está classificada como uma “zona urbana de risco mínimo de incêndio” o que equivale ao grau 1. O caudal instantâneo a garantir para o combate a incêndios, em zonas de grau 1, é de 15 l/s (Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto).

As Fig.3.40, Fig.3.41 e Fig.3.42 representam todos os hidrantes existentes na área em análise da InfraQuinta e a sua respetiva capacidade de resposta a uma situação de incêndio. Nos hidrantes assinalados a vermelho, a extração de 15 l/s em conjunto com o caudal médio diário em todos pontos de consumo (Cenário C), causa pressões inferiores a 0 m.c.a., em pelo

menos um dos pontos de consumo, desrespeitando a pressão mínima admissível fixada, em caso de incêndio, conforme disposto no Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto.

De forma mais pormenorizada, na situação de referência, dos 686 hidrantes instalados na área em análise, 84 não são funcionais. A Fig.3.40 representa os hidrantes funcionais e não funcionais, ou seja, os hidrantes que podem ser utilizados sem originar depressões e os que originam depressões na rede, respetivamente.

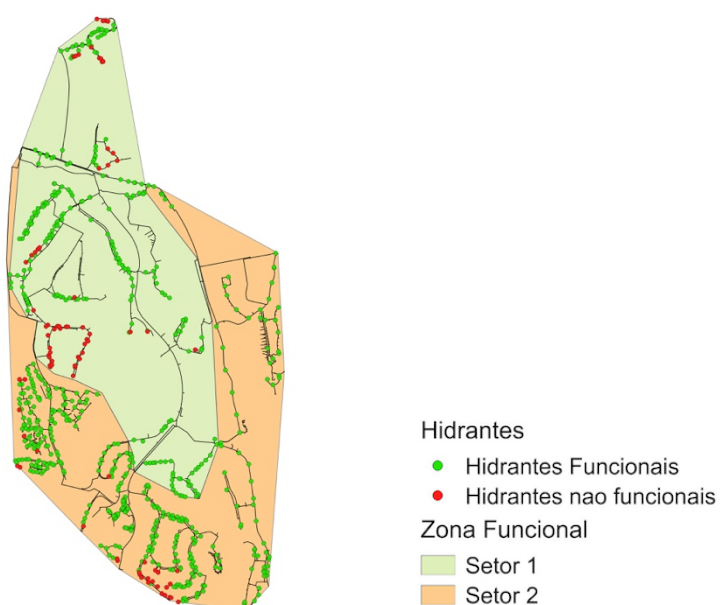


Fig.3.40 – Mapa de hidrantes que podem ser usados em situação de emergência

A Fig.3.41 ilustra que na Alternativa 1, apenas 60 hidrantes não são funcionais representando uma melhoria no desempenho em situação de emergência quando comparada com a Situação de referência.

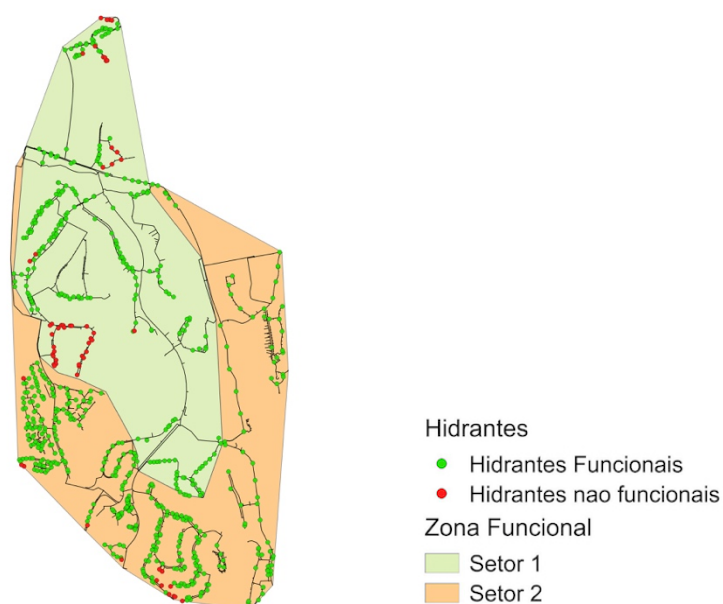


Fig.3.41 – Mapa de hidrantes que podem ser usados na Alternativa 1

Pela análise da Fig.3.42 é perceptível um aumento do número de hidrantes não funcionais, cerca de 95, em relação à situação de referência e à Alternativa 1. Este facto é justificado pelo método utilizado para o dimensionamento dos trechos de condutas na Alternativa 2, ou seja, foi dimensionado tendo em conta apenas o caudal de ponta, esta opção prendesse à questão da rede devido à forte sazonalidade ter problemas no que respeita às velocidades mínimas de escoamento, originando problemas relacionados com a qualidade da água.

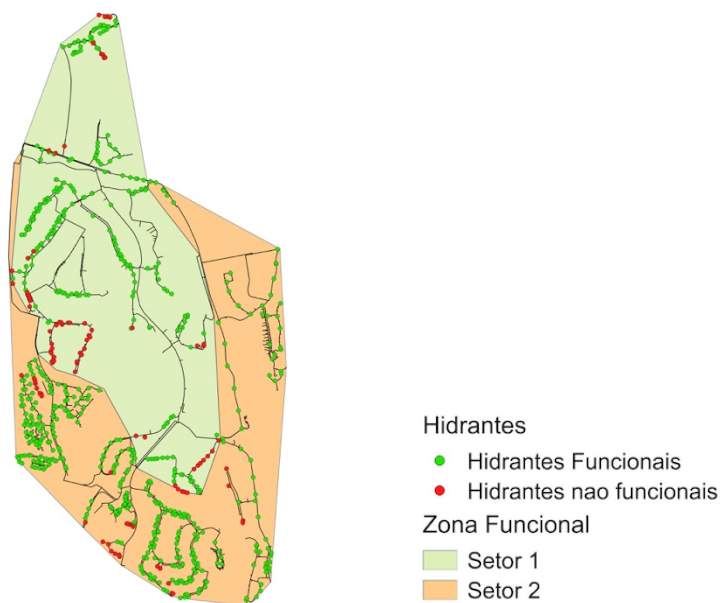


Fig.3.42 – Mapa de hidrantes que podem ser usados na Alternativa 2



## **4. GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS**

### **4.1. INTRODUÇÃO**

O plano tático de gestão patrimonial da infraestrutura de abastecimento de água da Quinta do Lado destina-se a apoiar a Administração na tomada de decisão assente em informação estruturada e sintética. Permite, em concreto, a decisão sobre o que reabilitar e quando e como realizar as intervenções, ou seja possibilita a definição das prioridades nos investimentos a curto e a médio prazo.

Para manter os níveis de serviço aceitáveis, as decisões de investimento e de planeamento são suportadas por vários critérios (análise multicritério) que refletem, em simultâneo, os objetivos de maximização do desempenho e minimização de custos e de risco de falhas no serviço.

Com base na informação disponibilizada pela InfraQuinta e da análise efetuada, é proposto para o período 2016 a 2020 um investimento em infraestruturas da ordem dos 1993 k€. A este valor acresce o custo das táticas não infraestruturais (estimadas em 75 k€), o que perfaz, para o período 2016 a 2020, uma necessidade financeira global de 2128 k€.

### **4.2. OBJETIVOS E ÂMBITO**

A rede de distribuição de água da InfraQuinta expandiu-se gradualmente ao longo do tempo e, conseqüentemente a sua configuração atual pode estar aquém da configuração ótima, quer para os consumos no presente quer para os consumos no futuro.

O objetivo principal do plano tático é permitir a adoção de um procedimento normalizado para avaliar o desempenho presente e futuro da rede de abastecimento de água, sob pontos de vista considerados relevantes e condições de funcionamento ou de configuração diferentes.

O plano tático destina-se a apoiar os decisores numa tomada de decisão assente em informação estruturada e sintética. Permite, em concreto, a decisão sobre quando e como reabilitar (priorização de investimentos a curto-médio prazo).

O plano tático inclui um processo simplificado de planificação que permite projetar, a longo prazo, os recursos financeiros a disponibilizar para a subsequente reabilitação e substituição do immobilizado sem onerar as gerações futuras.

### **4.3. IDENTIFICAÇÃO E AVALIAÇÃO DA INFORMAÇÃO DISPONÍVEL**

A InfraQuinta dispõe de informação cadastral atualizada e organizada num Sistema de Informação Geográfica (SIG). Esta informação é proveniente de um levantamento topográfico efetuado em 2014 e de informação complementar recolhida em trabalho de campo (e.g. material e diâmetro das condutas, diâmetro e tipologia de válvulas, hidrantes, contadores).

O SIG é constituído por uma base de dados geográficos cuja estrutura contempla todos os itens necessários para o conhecimento da rede. No que refere ao SIG, a InfraQuinta dispõe de ferramentas para garantir a gestão e o tratamento da informação geográfica.

A atualização da informação cadastral é assegurada, diariamente, pela InfraQuinta através de equipamento próprio de aquisição de dados para a recolha de informação geográfica no campo.

A InfraQuinta utiliza desde 2013 software específico para gestão e registo das intervenções e ocorrências. Através desta solução, é atribuído um número de registo e inserida informação sobre: a data de ocorrência ou prevista para a intervenção, data de execução, duração da intervenção ou ocorrência, estado dos trabalhos, motivo da intervenção, custo total, custo em mão-de-obra, custo em equipamento, custo associado a subcontratações, local onde decorreu a intervenção e responsável pela intervenção.

No que se refere ao controlo da qualidade da água, a InfraQuinta tem em prática um plano de segurança da água e efetua os registos georreferenciados dos pontos de colheita e respetivos boletins de análise provenientes do laboratório.

A InfraQuinta tem instalado há mais de 10 anos um sistema de telegestão. Este sistema tem sido alvo de constantes melhorias e permite o registo do caudal de saída do reservatório, tempo de funcionamento das bombas, registo de pressões e de caudal em vários pontos da rede considerados estratégicos para medição e controlo.

Apresenta-se no Quadro 4.1 a síntese do tipo informação utilizada para elaboração do presente plano tático, assim como a sua origem na estrutura organizacional da InfraQuinta e a fiabilidade dos dados.

O registo dos volumes, para efeitos de faturação, é efetuado, na íntegra, através do sistema telemetria, com frequência horária e, exclusivamente, por contadores da marca Itron (modelos Aquadis, Flodis e Flostar).

De sublinhar a existência de um desfasamento temporal de uma hora no período de verão, entre os registos da telegestão e os registos do sistema de telemetria: o sistema de telemetria regista sempre em horário de inverno (GMT+0) e o sistema de telegestão regista em hora atual.

Quadro 4.1 – Caracterização da informação utilizada no plano tático

Tipo de informação	Origem	Fiabilidade	Lacunas	Observações
Dados necessários ao cálculo das métricas	Departamento de manutenção	Elevada	Não	Regista-se um desfasamento temporal, em período de verão, entre os registos da telegestão e os registos do sistema de telemetria
Informação de cadastro	Levantamento topográfico	Fiável com validação de campo	Não	Existem erros expectáveis no que refere ao rigor posicional
Informação operacional sobre o estado de Conservação dos componentes da infraestrutura	Departamento de manutenção	Análise de carácter Subjetivo	Não	Avaliação caso a caso. Não existe uma Metodologia em prática que permita minimizar o carácter subjetivo da avaliação
Informação operacional sobre o modo de funcionamento do sistema	Departamento de manutenção	Fiável com registo “ <i>in-situ</i> ”	Não	
Informação sobre solicitações	Departamento de manutenção; Departamento comercial	Fiável	Não	

#### 4.4. CADASTRO DA INFRAESTRUTURA

A análise do funcionamento hidráulico da rede de distribuição de água prevê a constituição do cadastro de todo o sistema, não apenas em termos de organização dos componentes e características, mas também relativamente à geometria e topologia da rede.

O cadastro da infraestrutura da InfraQuinta teve como base um levantamento topográfico rigoroso de toda a rede de distribuição de água. Os elementos resultantes do levantamento foram devidamente tratados, compilados e organizados num Sistema de Informação Geográfica (SIG), mais concretamente, numa base de dados geográficos cuja estrutura permite conter os dados necessários para a implementação de um Sistema de Gestão Patrimonial de Infraestruturas (GPI).

O cadastro foi estabelecido tendo presente a futura interligação com o *software* de modelação hidráulica EPANET, tendo sido considerado os seguintes procedimentos:

- Os ramais foram introduzidos na rede com o objetivo de tornar o modelo o mais próximo possível da realidade em termos da geometria da rede;
- Apesar da geometria do cadastro contemplar as cotas reais (cotas de soleira), as mesmas foram convertidas para cotas de terreno através do Modelo Digital do Terreno (MDT) produzido a partir de cartografia 1:2000 homologada do ano de 2008;

- Relativamente à topologia da rede, as tubagens estão individualizadas por material e diâmetro e as suas extremidades coincidem espacialmente com acessórios e válvulas e/ou extremidades de outras tubagens;
- Os pontos de consumo correspondem à localização dos contadores e foram relacionados com os volumes obtidos a partir do sistema de telemedição, através de um identificador comum.

Posteriormente à geração do ficheiro EPANET (formato INP), foram corrigidos erros topológicos, identificados na conversão dos dados do sistema em SIG para o formato do EPANET.

O cadastro é permanentemente atualizado, sendo registado qualquer tipo de alteração sempre que ocorre ou é detetada (e.g. alterações de material, inserção de novos trechos ou acessórios, traçado da conduta, idade, diâmetro, etc.). Em termos práticos, a alteração dos componentes da rede ou a identificação de uma inconsistência nos dados registados prevê uma alteração, quase imediata, da informação cadastral.

O protocolo de interligação existente, entre base a cadastral e o ficheiro EPANET, permite que quando são registadas alterações no cadastro, as mesmas são registadas de forma automática, num novo ficheiro de dados do EPANET. O ficheiro anterior, com o estado da rede anterior à data da alteração, fica também disponível para consulta.

## **4.5. OBJETIVOS, CRITÉRIOS E MÉTRICAS**

### **4.5.1. OBJETIVOS TÁTICOS E ALINHAMENTO COM OS OBJETIVOS ESTRATÉGICOS**

No plano tático de Gestão Patrimonial de Infraestruturas (GPI) houve o cuidado de manter o alinhamento com o plano estratégico e conferir suporte à tomada de decisão pela Administração. A Fig.4.1 ilustra a interligação entre o nível estratégico e o nível tático.

Os objetivos táticos que a InfraQuinta pretende alcançar são:

- Garantir a quantidade adequada de água em todos os pontos de consumo em situações normais e de emergência;
- Garantir o cumprimento dos requisitos de pressão em todos os pontos de consumo;
- Garantir o cumprimento das normas em matéria de saúde pública e de qualidade da água;
- Assegurar a sustentabilidade e a integridade infraestrutural;
- Assegurar a sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora;
- Promover o uso eficiente da água;
- Promover o uso eficiente da energia;
- Promover o uso eficiente dos recursos financeiros.

#### 4.5.2. ALINHAMENTO ENTRE OS CRITÉRIOS E OS OBJETIVOS TÁTICOS

Foram definidos critérios e métricas de avaliação de desempenho como instrumento de apoio à gestão, na análise dos níveis de serviço prestados e no impacte de eventuais alternativas de operação da rede de abastecimento de água.

Os critérios e as métricas de avaliação selecionados têm por base as diretrizes apresentadas no Guia Técnico n.º 16 da ERSAR, Alegre e Covas (2010) assim como os objetivos estratégicos e táticos da InfraQuinta.

Os critérios de avaliação resultam da análise do funcionamento da rede de abastecimento tendo em conta as dimensões de desempenho (D), custo (C) e risco (R). São definidas uma ou mais métricas para cada critério de avaliação.

Os conceitos empregues para definir os indicadores de desempenho hidráulico em termos de pressões, de velocidades de escoamento e de energia e o índice do valor da infraestrutura (IVI), encontram-se descritos no Capítulo 2.

Apresenta-se, no Quadro 4.2, a síntese dos critérios e métricas de avaliação de desempenho estabelecidas para avaliar cada objetivo tático.

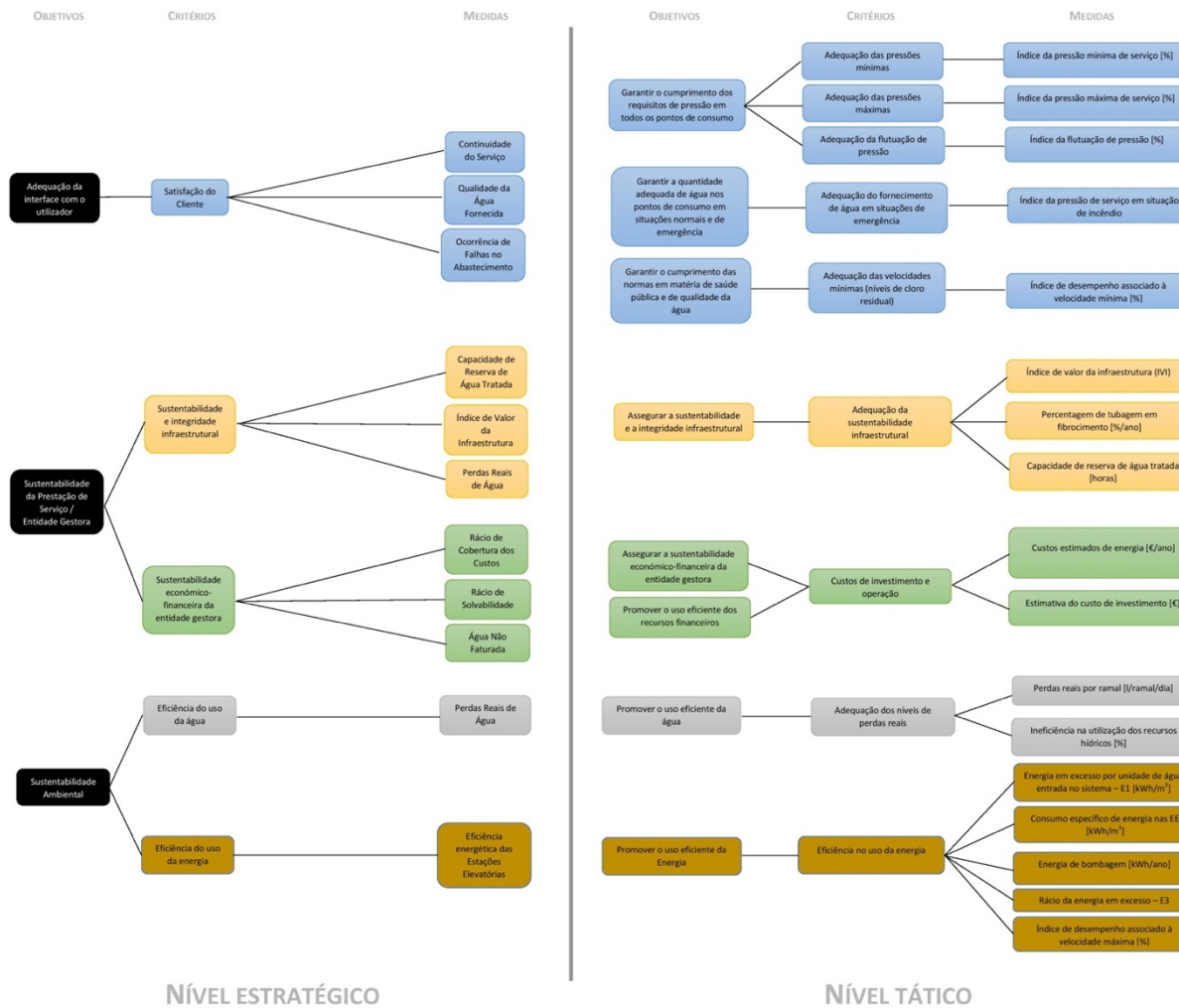


Fig.4.1 – Alinhamento entre critérios de avaliação ao nível estratégico e objetivos e critérios ao nível tático

Quadro 4.2 – Objetivos, critérios de avaliação e métricas do planeamento tático

Objetivos Táticos	Crítérios de Avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação
Garantir o cumprimento dos requisitos de pressão em todos os pontos de consumo + Garantir a quantidade adequada de água nos pontos de consumo em situações normais e de emergência	Adequação das pressões mínimas	D + R	Índice da pressão mínima de serviço [%]
	Adequação das pressões máximas	D	Índice da pressão máxima de serviço [%]
	Adequação da flutuação de pressão	D	Índice da flutuação de pressão [%]
	Adequação do fornecimento de água em situações de emergência	R	Percentagem de hidrantes sem capacidade de fornecimento de caudal de incêndio
Assegurar a sustentabilidade e a integridade infraestrutural	Adequação da sustentabilidade infraestrutural	R	Índice de valor da infraestrutura (IVI) [-] Percentagem de tubagem em fibrocimento [%/ano]
		R	Capacidade de reserva de água tratada [horas] <sup>(4)</sup> Perdas reais por ramal <sup>(2)</sup> [l/ramal/dia]
Promover o uso eficiente da água	Adequação dos níveis de perdas reais	D + C	Ineficiência na utilização dos recursos hídricos (%) Energia em excesso por unidade de água entrada no sistema – E1 [kWh/m <sup>3</sup> ] Consumo específico de energia nas EE (kWh/m <sup>3</sup> ) Energia de bombagem (kWh/ano) Rácio da energia em excesso – E3 [-]
Promover o uso eficiente da energia	Eficiência do uso da energia	D + C	Índice de desempenho associado à velocidade máxima [%]
Garantir o cumprimento das normas em matéria de saúde pública e de qualidade da água	Adequação das velocidades mínimas (níveis de cloro residual)	R	Índice de desempenho associado à velocidade mínima [%]
Assegurar a sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora + Promover o uso eficiente dos recursos financeiros	Custos de investimento e operação	C	Custos estimados de energia <sup>(3)</sup> [€/ano]
		C	Estimativa dos custos de investimento [€]

Notas: <sup>(1)</sup> C: custo; D: desempenho; R: Risco.

<sup>(2)</sup> As perdas aparentes foram consideradas insignificantes pelo facto de se tratar de um parque de contadores com idade média inferior a cinco anos. Assumiu-se, também, que as perdas reais variam proporcionalmente à pressão média da rede (i.e., 10% de redução de pressão origina aproximadamente 10% de redução de perdas reais).

<sup>(3)</sup> Para um custo unitário de energia de 0,12 €/kWh.

<sup>(4)</sup> Relativamente ao caudal médio anual.

#### 4.6. ÍNDICE DO VALOR DA INFRAESTRUTURA

A análise do Índice de Valor da Infraestrutura (IVI) permite avaliar a situação atual da infraestrutura e a eventual necessidade de renovação.

A abordagem histórica de evolução do IVI ao longo do tempo, desde o início de construção (1972) até 2015, permite registar um decaimento geral do índice ao longo do tempo de 100% para um valor aproximado de 0,4 (Fig.4.2). Da análise da Fig.4.2, verifica-se um aumento pontual do IVI, no período entre 1985 e 1990, resultado da expansão da rede de abastecimento em consequência do desenvolvimento turístico.

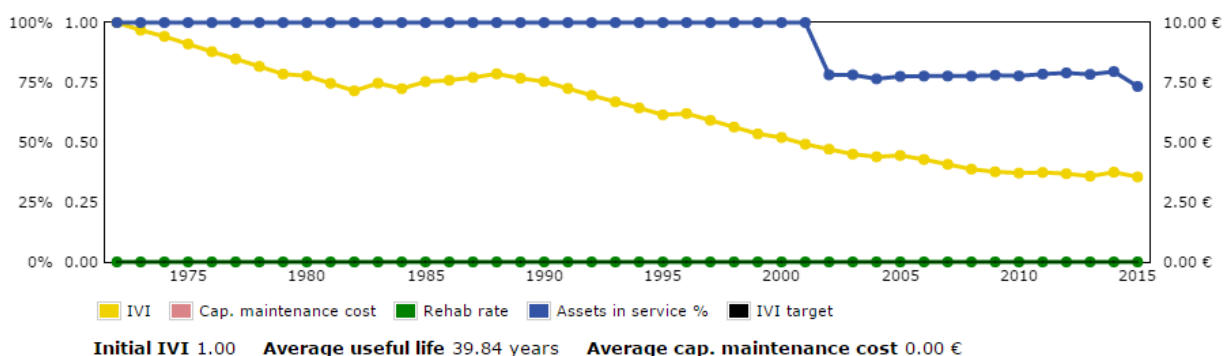


Fig.4.2 – Evolução do IVI e do nível de serviço no período de 1972 a 2015

O atual valor de IVI (aproximadamente 0,4) traduz um défice acumulado de renovação da rede de abastecimento de água. A manter-se uma política de ausência de investimento de renovação da rede de abastecimento ocorrerá um decaimento progressivo do IVI e, conseqüentemente, em 2020, existirá o risco de aproximadamente 50% dos ativos terem excedido a sua vida útil técnica (Fig.4.3).

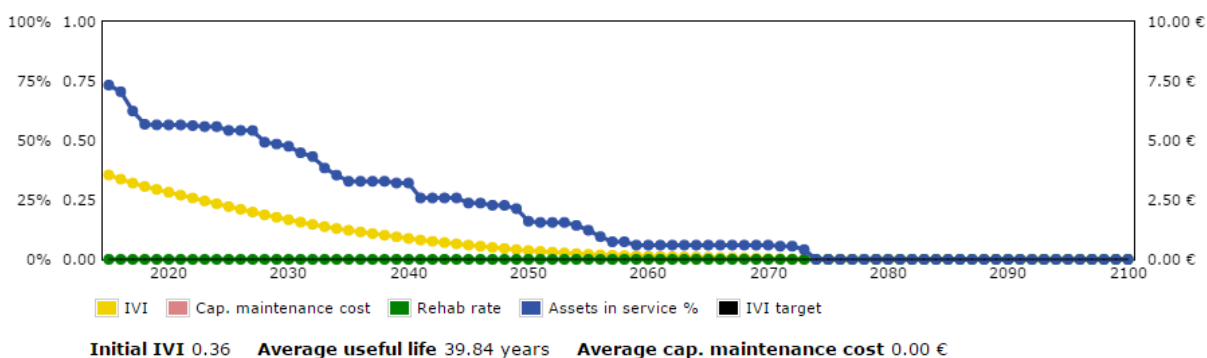


Fig.4.3 – Evolução do IVI e do nível de serviço sem investimento em renovação

Diferentes políticas de renovação dos ativos podem ser adotadas. Como base de análise, assumiram-se quatro opções, ou seja, a substituição dos ativos no final da sua vida útil técnica, manutenção do IVI constante e igual a 0,5, manter uma taxa de renovação anual de 3% e manter um custo anual de renovação de 300 k€.

A opção de substituir os ativos no final da sua vida útil resulta em períodos pontuais de elevado investimento (da ordem de 1 milhão de euros) seguido por períodos onde não ocorre investimento (Fig.4.4). Esta opção poderá apresentar problemas ao nível financeiro, por exigir elevada disponibilidade financeira em períodos pontuais. Esta opção pode, também, apresentar problemas ao nível da sua própria concretização, por ser inexequível a interrupção simultânea de várias vias de comunicação ou pelo impacto das obras numa área turística de excelência.

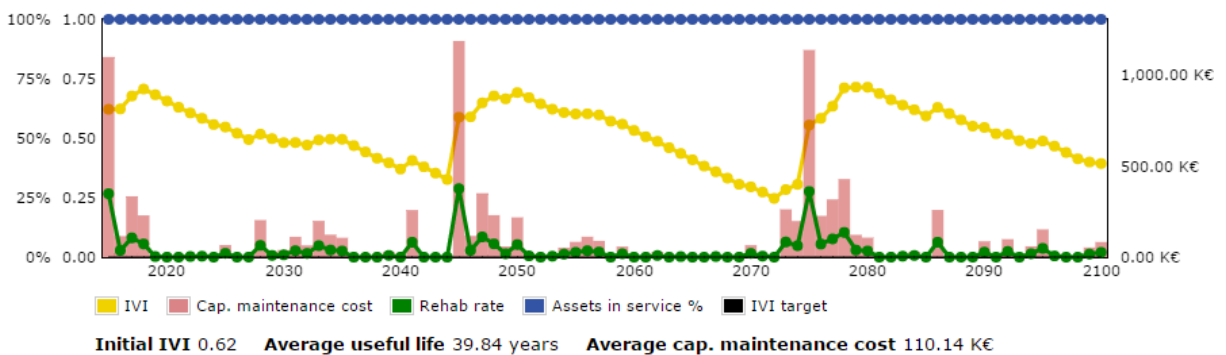


Fig.4.4 – Necessidades de investimentos na opção de substituição dos ativos no final da sua vida útil

A opção de efetuar investimento de renovação necessário a manter um índice que representa uma infraestrutura madura bem mantida (IVI de aproximadamente 0,5) é apresentado na Fig.4.5. Esta opção obriga a um investimento inicial elevado, aproximadamente 600 k€, seguido de um investimento relativamente uniforme (entre 100 a 200 k€ por ano). De notar um decaimento do nível de serviço (linha azul da Fig.4.5), em particular no período de 2015 a 2020 e 2050 a 2065, o que poderá indiciar algum risco da infraestrutura não desempenhar adequadamente a sua função.

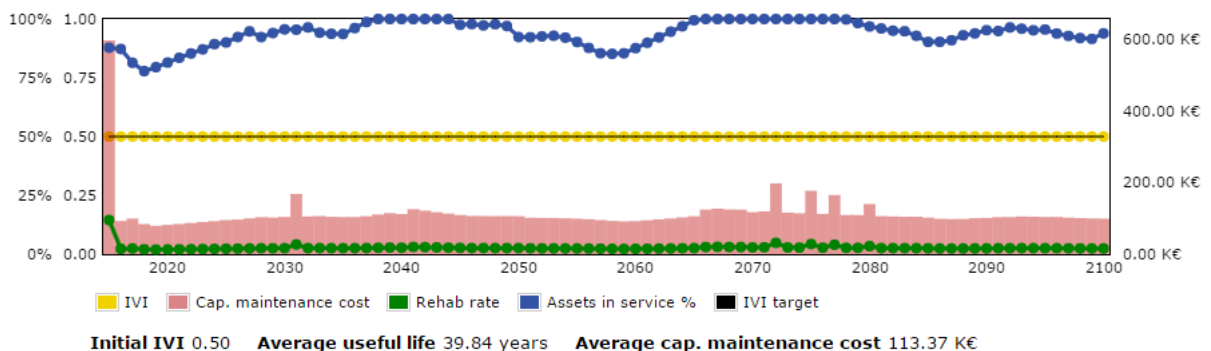


Fig.4.5 – Necessidade de investimento na opção de manter o IVI em 0,5

Na opção de fixar a taxa de renovação anual dos ativos, em 3%, o IVI regista um aumento inicial de 40% para 50% mantendo-se relativamente constante ao longo do tempo (Fig.4.6). O investimento médio anual para esta opção é da ordem dos 125 k€. O risco da infraestrutura não desempenhar a sua função, representado pela percentagem de ativos em serviço (linha azul da Fig.4.6) regista valores mais preocupantes (desce acentuadamente para os 75%) no período de 2015 a 2030, estabilizando depois para valores próximos do ideal (“Assets in service” de 100%).

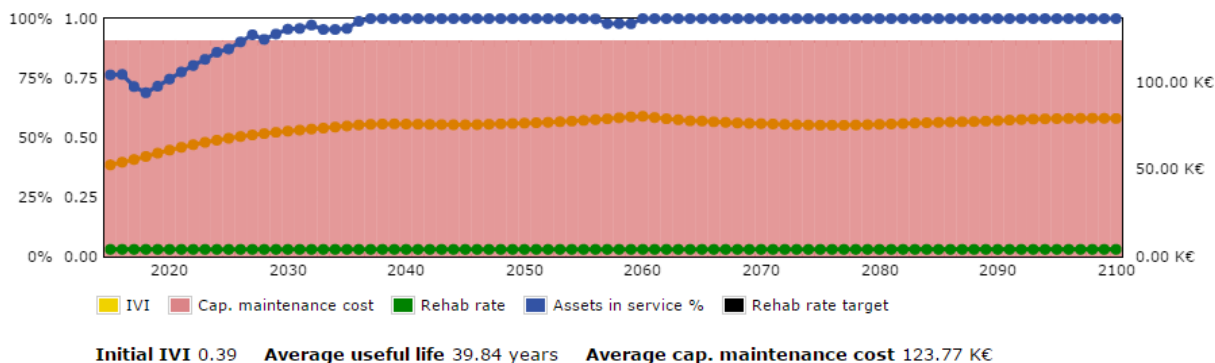


Fig.4.6 – Evolução do IVI e necessidade de capital para taxa anual de renovação de 3%

A opção de manter um custo anual de 300 k€ representa um sobre investimento em renovação representado por um IVI da ordem dos 0,75 (Fig.4.7). No período de 2015 a 2020 existe o risco da infraestrutura não desempenhar a sua função (número de ativos em serviço inferior a 75%). Após este período inicial o nível de ativos em serviço (“Assets in service”) é de 100% o que é justificável pelo forte investimento na componente de renovação.

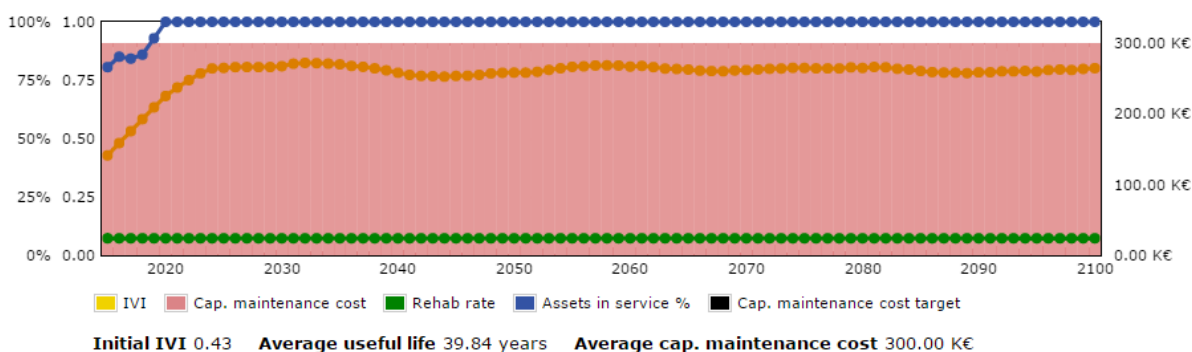


Fig.4.7 – Evolução do IVI para um investimento médio anual de 300 k€

Todas as alternativas de renovação da infraestrutura analisadas apresentam vantagens e desvantagens, o que pressupõe, como mais adequada, uma estratégia mista. A opção de manter uma taxa de renovação anual de 3% (Fig.4.6) parece, a longo prazo, a mais equilibrada por garantir um IVI da ordem dos 0,50 e não colocar em causa o nível de serviço.

No entanto, no período inicial 2015 a 2020 o investimento de renovação deverá ser, no mínimo, da ordem dos 300 k€ por ano, para que o nível de serviço não decaia para valores inferiores a 75% (Fig.4.7). Em suma, para a renovação das atuais infraestruturas, propõe-se no período de 2015 a 2020 um investimento médio anual da ordem dos 300 k€ e nos anos posteriores um investimento médio anual aproximado de 125 k€ apenas na componente infraestrutural. O investimento a propor deverá, para além da componente infraestrutural, contemplar uma componente não infraestrutural (e.g. investimento em software, monitorização, etc.).

O valor de IVI inferior a 0,5 significa que a política patrimonial vigente, até à presente data, caracterizou-se por um “envelhecimento” acentuado do património, isto é, os meios financeiros disponibilizados para a renovação do património não foram os suficientes para compensar a degradação lenta e irreversível do ativo imobilizado.

#### 4.7. AVALIAÇÃO DA SITUAÇÃO ATUAL E FUTURA

No Quadro 4.3 é apresentada a síntese das métricas para a situação de referência em função dos possíveis cenários de consumo.

Da análise do Quadro 4.3 podemos concluir que para o atual cenário de consumo B (definido no capítulo 3), a situação de referência apresenta alguns défices de desempenho, em particular nos índices de velocidade mínima. No entanto, este critério não é considerado imperativo e advém do sobredimensionamento de algumas condutas como resposta à situação de incêndio.

A comparação entre cenários B e C (definidos no capítulo 3) permite concluir que o desempenho, de forma geral, não apresenta diferenças relevantes, com exceção da energia de bombagem. O aumento na energia de bombagem, para o Cenário C, é justificável pelo aumento de caudal.

O índice de valor atual da infraestruturas de 0,36 e a percentagem de tubagens em fibrocimento de 43,6% salientam-se como os parâmetros mais desfavoráveis a ter em consideração. O reduzido nível de renovação infraestrutural, identificado por estes dois critérios de avaliação, concorre para uma degradação da eficiência operacional dos sistemas e para uma progressiva diminuição da qualidade do serviço prestado.

Quadro 4.3 – Cálculo das métricas para a situação de referência

Objetivos táticos	Critérios de avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação	Cenário B	Cenário C
Garantir o cumprimento dos requisitos de pressão em todos os pontos de consumo +	Adequação das pressões mínimas	D + R	Índice da pressão mínima de serviço [%]	99,99 [99,96; 100,00]	99,97 [99,74; 100,00]
	Adequação das pressões máximas	D	Índice da pressão	75,55 [70,21; 82,59]	77,49 [72,17; 84,67]

Objetivos táticos	Critérios de avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação	Cenário B	Cenário C
Garantir a quantidade adequada de água nos pontos de consumo em situações normais e de emergência	Adequação da flutuação de pressão	D	máxima de serviço [%] Índice da flutuação de pressão [%]	90,39 [72,39; 92,43]	90,17 [72,60; 99,26]
	Adequação do fornecimento de água em situações de emergência	R	% de hidrantes sem capacidade de fornecimento de caudal de incêndio	11%	12%
Assegurar a sustentabilidade e a integridade infraestrutural	Adequação da sustentabilidade infraestrutural	R	Índice de valor da infraestrutura (IVI) [-]		0,36
			Percentagem de tubagem em fibrocimento [%/ano]		43,53
			Capacidade de reserva de água tratada <sup>(4)</sup> [dias]	1,2	1,0
Promover o uso eficiente da água	Adequação dos níveis de perdas reais	D + C	Perdas reais por ramal <sup>(2)</sup> [l/ramal/dia]	58,5	56,6
			Ineficiência na utilização dos recursos hídricos (%)	2,25	2,18
Promover o uso eficiente da energia	Eficiência do uso da energia	D + C	Energia em excesso por unidade de água entrada no sistema – E1 [kWh/m <sup>3</sup> ]	0,12	0,14
			Consumo específico de energia nas EE (kWh/m <sup>3</sup> )	0,12	0,14
			Energia de bombagem (kWh/ano)	179663	207013
			Rácio da energia em excesso – E3 [-]	23,09	26,61
			Índice de desempenho	99,74 [98,97;99,98]	99,66 [98,52; 99,92]

Objetivos táticos	Critérios de avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação	Cenário B	Cenário C
			associado à velocidade máxima [%]		
Garantir o cumprimento das normas em matéria de saúde pública e qualidade da água	Adequação das velocidades mínimas (níveis de cloro residual)	R	Índice de desempenho associado à velocidade mínima [%]	46,35 [38,40; 63,42]	48,06 [40,06; 64,84]
Assegurar a sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora e Promover o uso eficiente dos recursos financeiros	Custos de investimento e operação	C	Custos estimados de energia <sup>(3)</sup> [€/ano]	21 560	24 842
		C	Estimativa dos custos de investimento [€]	n.a.	n.a.

Notas: <sup>(1)</sup> C: custo; D: desempenho; R: Risco.

<sup>(2)</sup> As perdas aparentes foram consideradas insignificantes pelo facto de se tratar de um parque de contadores com idade média inferior a cinco anos. Assumi-se, também, que as perdas reais variam proporcionalmente à pressão média da rede (*i.e.*, 10% de redução de pressão origina 10% de redução de perdas reais).

<sup>(3)</sup> Para um custo unitário de energia de 0,12 €/kWh.

<sup>(4)</sup> Relativamente ao caudal médio anual

#### 4.8. COMPARAÇÃO ENTRE A SITUAÇÃO DE REFERÊNCIA E AS ALTERNATIVAS

Nesta secção, apresentam-se as métricas que possibilitam comparar as alternativas estudadas: Situação de referência, Alternativa 1 e Alternativa 2, apresentadas no capítulo 3.

Da análise do Quadro 4.4 podemos inferir que as grandes diferenças nos critérios de avaliação ocorrem nos índices de flutuação de pressão, no índice de valor da infraestrutura, na percentagem de tubagem em fibrocimento e na energia de bombagem.

A melhoria do índice de flutuação de pressão registada da Alternativa 2 permite atingir, ao nível dos consumidores, um desempenho mais satisfatório através de um controlo mais rigoroso da pressão de serviço.

Na Alternativa 2, registam-se melhorias significativas nos índices de valor da infraestrutura e na percentagem de tubagem em fibrocimento. Com a renovação dos trechos principais da rede ocorrerá uma diminuição do risco iminente de quebra dos níveis de serviço e o conseqüente aumento da segurança no abastecimento.

A Alternativa 2 regista a necessidade de menor consumo de energia para bombagem o que se traduz num custo estimado de energia associado à bombagem de 6973 €/ano, em comparação com o valor de 17076 €/ano da Alternativa 1.

Em suma, a Alternativa 2 permite uma melhoria generalizada no desempenho funcional da rede de abastecimento, através da implementação de medidas que otimizem o trinómio custo, desempenho e risco.

Quadro 4.4 – Comparação de métricas para as várias alternativas de funcionamento com o Cenário C

Objetivos táticos	Critérios de avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação	Situação de Referência	Alternativa 1	Alternativa 2
Garantir o cumprimento dos requisitos de pressão em todos os pontos de consumo + Garantir a quantidade adequada de água nos pontos de consumo em situações normais e de emergência	Adequação das pressões mínimas	D + R	Índice da pressão mínima de serviço [%]	99,97 [99,74; 100,00]	99,97 [99,83; 100,00]	99,98 [99,92; 100,00]
	Adequação das pressões máximas	D	Índice da pressão máxima de serviço [%]	77,49 [72,17; 84,67]	78,24 [75,87; 80,35]	78,13 [76,28; 79,93]
	Adequação da flutuação de pressão	D	Índice da flutuação de pressão [%]	90,17 [72,60; 99,26]	97,37 [91,12; 99,85]	97,55 [91,89; 99,89]
	Adequação do fornecimento de água em situações de emergência	R	% de hidrantes sem capacidade de fornecimento em situação de incêndio (%)	12%	9%	14%
Assegurar a sustentabilidade e a integridade infraestrutural	Adequação da sustentabilidade infraestrutural	R	Índice de valor da infraestrutura (IVI) [-]	0,36		
			Percentagem de tubagem em fibrocimento [%/ano]	43,53		
			Capacidade de reserva de água tratada <sup>(4)</sup> [dias]	1,0	2,4	
Promover o uso eficiente da água	Adequação dos níveis de perdas reais	D + C	Perdas reais por ramal <sup>(2)</sup> [l/ramal/dia]	56,6	50,5	50,5
			Ineficiência na utilização dos recursos hídricos (%)	2,18	1,94	1,94

Objetivos táticos	Critérios de avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação	Situação de Referência	Alternativa 1	Alternativa 2
Promover o uso eficiente da energia	Eficiência do uso da energia	D + C	Energia em excesso por unidade de água entrada no sistema – E1 [kWh/m <sup>3</sup> ]	0,14	0,08	0,09
			Consumo específico de energia nas EE (kWh/m <sup>3</sup> )	0,14	0,10	0,14
			Energia de bombagem (kWh/ano)	207013	142303	58109
			Rácio da energia em excesso – E3 [-]	26,61	4,82	2,85
			Índice de desempenho associado à velocidade máxima [%]	99,66 [98,52; 99,92]	99,67 [99,59; 99,68]	100,00 [100,00; 100,00]
Garantir o cumprimento das normas em matéria de saúde pública e qualidade da água	Adequação das velocidades mínimas (níveis de cloro residual)	R	Índice de desempenho associado à velocidade mínima [%]	48,06 [40,06; 64,84]	50,59 [40,25; 64,93]	54,94 [41,44; 72,49]

Objetivos táticos	Critérios de avaliação	Dimensão <sup>(1)</sup>	Métricas de avaliação	Situação de Referência	Alternativa 1	Alternativa 2
Assegurar a sustentabilidade económico-financeira da entidade gestora e Promover o uso eficiente dos recursos financeiros	Custos de investimento e operação	C	Custos estimados de energia <sup>(3)</sup> [€]	24 842	17 076	6973
		C	Estimativa dos custos de investimento [€]	n.a.		

Notas: <sup>(1)</sup> C: custo; D: desempenho; R: Risco;

<sup>(2)</sup> As perdas aparentes foram consideradas insignificantes pelo facto de se tratar de um parque de contadores com idade média inferior a cinco anos. Assumiu-se, também, que as perdas reais variam proporcionalmente à pressão média da rede (*i.e.*, 10% de redução de pressão origina 10% de redução de perdas reais);

<sup>(3)</sup> Para um custo unitário de energia de 0,12 €/kWh;

<sup>(4)</sup> Relativamente ao caudal médio anual.

## **4.9. TÁTICAS INTEGRADAS NO PLANO**

### **4.9.1. TÁTICAS INFRAESTRUTURAIS (ANÁLISE MULTICRITÉRIO)**

Para manter os níveis de serviço aceitáveis, as decisões de investimento e de planeamento foram suportadas por vários critérios que refletem os objetivos de maximização do desempenho e minimização simultânea do risco de falha do serviço e do custo.

Os critérios considerados para a priorização de intervenções de reabilitação foram por ordem decrescente de prioridade:

- 1) Repavimentação (imperativo);
- 2) Expansão (imperativo);
- 3) Cumprimento de pressões mínimas 20 m.c.a. (corrigir estrangulamentos pontuais) (imperativo);
- 4) Criticalidade / importância do componente (principal ou secundário) através de caudal (três classes de caudal);
- 5) Material e vida útil residual;
- 6) Maior diferença entre o diâmetro ideal (alternativa 2) e o diâmetro existente;
- 7) Custo de investimento (desempate; sem custo viável para orçamento).

Como resultado da análise multicritério efetuada, são apresentados os investimentos propostos para o período 2016 – 2020, nos Quadros 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9. As estimativas de custo são baseadas nas funções de custo apresentadas no capítulo 2.

Quadro 4.5 – Investimento para o período de 2016

Intervenções 2016	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo Unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total (k€)
Avenida Almirante Mendes Cabeçadas	2)	DN400	1000	92,20	92,20	10	96,40
Avenida Ayrton Senna da Silva	1); 5)	DN400	1000	92,20	92,20	0	92,20
Avenida das Palmeiras	3)	DN250	300	56,70	17,01	3	18,27
Avenida Almirante Mendes Cabeçadas / Avenida da Gondra / Avenida André Jordan	5)	DN315	900	72,46	65,21	5	67,31
Avenida André Jordan	5)	DN200	800	45,96	36,77	1	37,19
Avenida André Jordan	5)	DN250	800	56,70	45,36	2	46,20
Golfe Leste - Rua Lima / Rua Vizela	5)	DN110	1100	37,01	40,71	29	52,89
<b>Sub-Total</b>							<b>410,46</b>
<b>Custos Administrativos, Projeto, Imprevistos e Fiscalização - 10%</b>							<b>41,05</b>
<b>Total</b>							<b>451,51</b>

Quadro 4.6 – Investimento para o período de 2017

Intervenções 2017	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total (k€)
Golfe - Rua Mondego	5); 6)	DN125	1300	38,09	49,52	15	55,82
Golfe- Rua Cávado	5)	DN90	260	35,87	9,33	7	12,27
Golfe- Rua Ave	5); 6)	DN90	310	35,87	11,12	4	12,80
Golfe- Rua Arade	5)	DN110	1600	37,01	59,22	28	70,98
Avenida Ayrton Senna da Silva	5); 6)	DN250	210	56,70	11,91	0	11,91
Avenida Ayrton Senna da Silva	5); 6)	DN200	220	45,96	10,11	5	12,21
Avenida Ayrton Senna da Silva	5)	DN400	350	92,20	32,27	2	33,11
Avenida Ayrton Senna da Silva	5); 6)	DN315	950	72,46	68,83	2	69,67
Avenida André Jordan	5); 6)	DN200	550	45,96	25,28	3	26,54
Avenida André Jordan	5); 6)	DN140	200	39,37	7,87	2	8,71
Travessia Avenida André Jordan	5)	DN250	85	56,70	4,82	0	4,82
Atlântico - Rua Douro	5); 6)	DN250	450	56,70	25,52	4	27,19
Atlântico- Rua Paiva	5)	DN160	650	38,23	24,85	12	29,89

Intervenções 2017	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total (k€)
Atlântico- Entrada Bovis São Lourenço	5); 6)	DN140	250	39,37	9,84	2	10,68
Atlântico - Travessia Rua Paiva	5); 6)	DN200	20	45,96	0,92	0	0,92
Atlântico - Rua Douro / Alva	5)	DN125	950	38,09	36,19	19	44,17
<b>Sub-Total</b>							<b>431,69</b>
<b>Custos Administrativos, Projecto, Imprevistos e Fiscalização - 10%</b>							<b>43,17</b>
<b>Total</b>							<b>474,86</b>

Quadro 4.7 – Investimento para o período de 2018

Intervenções 2018	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total
Atlântico - Travessa do Douro / Rua Douro / Rua Minho / Rua Alva	5)	DN110	4350	37,01	161,01	80	194,60
Lago - Rua André Gonçalves Pereira	5); 6)	DN125	370	38,09	14,09	10	18,29
Lago - Rua André Gonçalves Pereira	5)	DN90	2300	35,87	82,51	37	98,05
Palmeiras - Rua das Palmeiras	5)	DN125	400	38,09	15,24	6	17,76
Encosta do Lago - Rua da Encosta do Lago	5)	DN160	70	38,23	2,68	0	2,68
Encosta do Lago - Rua da Encosta	5); 6)	DN125	35	38,09	1,33	0	1,33
<b>Sub-Total</b>							<b>332,71</b>
<b>Custos Administrativos, Projecto, Imprevistos e Fiscalização - 10%</b>							<b>33,27</b>
<b>Total</b>							<b>365,98</b>

Quadro 4.8 – Investimento para o período de 2019

Intervenções 2019	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total (k€)
Rua Formosa	5)	DN140	270	39,37	10,63	1	11,05
Pinheiros Altos	5); 6)	DN200	600	45,96	27,58	0	27,58
Pinheiros Altos	5); 6)	DN250	460	56,70	26,08	0	26,08

Intervenções 2019	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total (k€)
Lakeside Village - Avenida dos Pinheiros / Rua da Oliveirinha	5); 6)	DN160	130	38,23	4,97	0	4,97
Lakeside Village - Avenida dos Pinheiros / Rua da Oliveirinha	5); 6)	DN140	25	39,37	0,98	0	0,98
Lakeside Village - Avenida dos Pinheiros / Rua da Oliveirinha	5); 6)	DN110	250	37,01	9,25	9	13,03
Lakeside Village - Avenida Ayrton Senna da Silva / Rua da Oliveirinha / Avenida do Pinheiros / Caminho dos Citrinos / Caminho dos Sobreiros / Caminho da Figueira / Caminho da Cerejeira / Caminho da Nogueira / Passeio dos Pinheiros / Passeio do Limoeiro / Passeio da Amendoeira / Passeio da Macieira /	5); 6)	DN90	2150	35,87	77,13	114	125,00
Avenida André Jordan	5); 6)	DN110	570	37,01	21,10	0	21,10
Atlântico Sul - Rua Guadiana	5)	DN90	580	35,87	20,81	10	25,01
Victory Village	5); 6)	DN90	850	35,87	30,49	63	56,95
<b>Sub-Total</b>							<b>311,75</b>
<b>Custos Administrativos, Projecto, Imprevistos e Fiscalização - 10%</b>							<b>31,17</b>
<b>Total</b>							<b>342,92</b>

Quadro 4.9 – Investimento para o período de 2020

Intervenções 2020	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total
Pinheiros Altos - Avenida do Ludo / Rua dos Pinheiros / Rua das Laranjeiras / Rua do Bosque / Rua das Oliveiras	5); 6)	DN90	625	35,87	22,42	27	33,76

Intervenções 2020	Critério	DN	Comprimento (m)	Custo unitário (€/ml)	Custo total (k€)	Nº ramais	Total
Pinheiros Altos - Rua dos Sobreiros	5); 6)	DN110	125	37,01	4,63	8	7,99
Pinheiros Altos - Avenida do Ludo / Rua dos Sobreiros / Rua das Oliveiras	5); 6)	DN125	800	38,09	30,48	27	41,81
Pinheiros Altos - Avenida do Ludo	5); 6)	DN140	1150	39,37	45,27	40	62,07
Pinheiros Altos - Rua dos Pinheiros / Rua dos Ciprestes	5); 6)	DN160	500	38,23	19,12	23	28,77
Pinheiros Altos - Avenida das Palmeiras / Avenida do Ludo	5); 6)	DN200	900	45,96	41,36	4	43,04
Valverde - Avenida Almirante Mendes Cabeçadas / Avenida da Gondra / Rua Sacadura Cabral	5); 6)	DN90	650	35,87	23,32	10	27,52
Valverde - Rua Van Zanten	5); 6)	DN160	100	38,23	3,82	2	4,66
Valverde - Rua Van Zanten	5); 6)	DN125	30	38,09	1,14	1	1,56
Valverde - Rua Van Zanten / Rua Dina Maria	5); 7)	DN110	300	37,01	11,10	13	16,56
Valverde - Rua Van Zanten / Rua Dina Maria / Travessa Dina Maria	5); 6)	DN90	1150	35,87	41,25	38	57,21
<b>Sub-Total</b>							<b>324,97</b>
<b>Custos Administrativos, Projecto, Imprevistos e Fiscalização - 10%</b>							<b>32,50</b>
<b>Total</b>							<b>357,46</b>

Os investimentos previstos, abrangem a substituição integral das tubagens de fibrocimento (Fig.4.8).

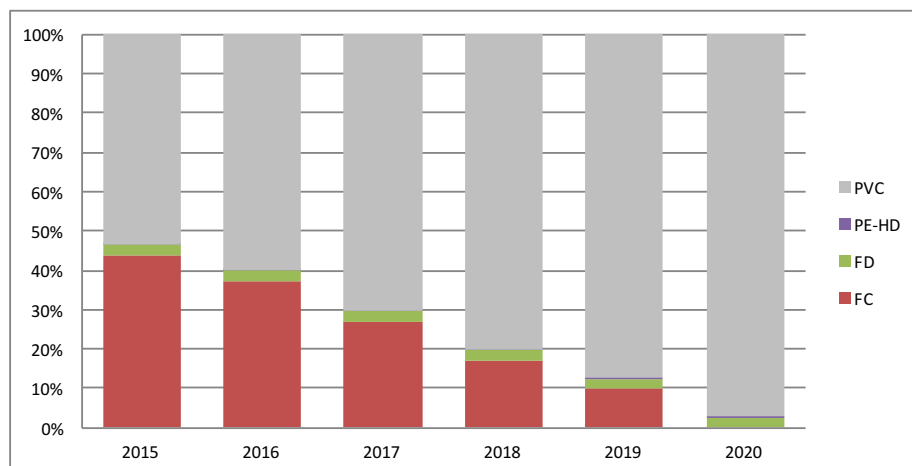


Fig.4.8 – Evolução do material das condutas no período 2016 a 2020

Na Fig.4.9 é apresentada a evolução do IVI ao longo do período 2016 - 2020. Com os investimentos previstos é possível uma melhoria do IVI de 0,36 (valor atual) para 0,68 (valor previsto em 2020).

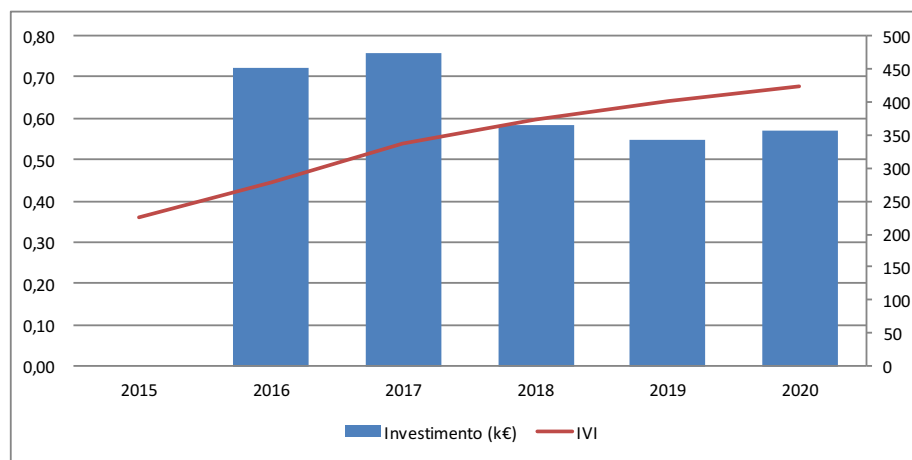


Fig.4.9 – Evolução do investimento e IVI no período 2016 a 2020

Na Fig.4.10 indica-se a localização das condutas a reabilitar nos próximos 5 anos.



Fig.4.10 – Mapa das prioridades de investimento

#### 4.9.2. OUTRAS TÁTICAS NÃO INFRAESTRUTURAS

As táticas não infraestruturais incluídas no plano tático consistem, fundamentalmente, em táticas relativas a ativos de aquisição de informação e consideradas relevantes para a adequada gestão patrimonial da infraestrutura. Em termos específicos, são incluídos medidores de rede e, eventual, reposicionamento de sensores de caudal e pressão.

O custo estimado das táticas não infraestruturais é de 15 k€ por ano.

#### 4.10. RECURSOS NECESSÁRIOS À IMPLEMENTAÇÃO DO PLANO TÁTICO

##### 4.10.1. RECURSOS HUMANOS

Para implementação, monitorização e revisão do plano tático considera-se necessário o envolvimento e apoio da Administração, sendo o trabalho a executar da responsabilidade e coordenação da atual equipa do Departamento de Planeamento e Gestão de Ativos. Os restantes departamentos da InfraQuinta serão chamados a colaborar nas áreas a que assistem.

##### 4.10.2. RECURSOS TECNOLÓGICOS

Os recursos tecnológicos que se prevê utilizar para a implementação do plano tático são os que se apresentam no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Recursos tecnológicos necessários à implementação do plano tático

<b>Descriminação de recursos</b>
Sistema de Informação Geográfica: ArcGIS / QGIS / GISWater
Software de assistido por computador: AutoCAD
Sistema de Gestão de Clientes: PHC
Sistema de Gestão Documental: iPortal
Sistema de Gestão Operacional: NAVIA
Telegestão
AWARE P
Sistema de telecontagem domiciliária e de análise da distribuição de caudais de água: EVERBLUE e WIMS
Software de Modelação da rede de abastecimento: EPANET

##### 4.10.3. RECURSOS FINANCEIROS

No Quadro 4.11 são indicados os investimentos, infraestruturais e não infraestruturais, previstos para o período 2010 a 2020. O Quadro 4.11 revê uma margem de segurança de 3% para eventuais oscilações de preços em relação aos preços usados como referência.

De acordo com o Quadro 4.11 são necessários 2128 k€ para investimento, no período 2016 a 2020.

Quadro 4.11 – Sumário do investimento estimado para o período 2016 a 2020

	2016	2017	2018	2019	2020	Total
Investimento k€	452	475	366	343	357	1993
Táticas não infraestruturais	15	15	15	15	15	75
Margem para possíveis oscilações nas funções de custos (+ 3%)	14	14	11	10	11	60
<b>Total</b>						<b>2128</b>

#### **4.11. MONITORIZAÇÃO E REVISÃO DO PLANO TÁTICO DE GESTÃO PATRIMONIAL DE INFRAESTRUTURAS**

##### 4.11.1. PROCEDIMENTO DE MONITORIZAÇÃO

O plano tático deverá ser monitorizado, anualmente, por comparação dos resultados das métricas de desempenho face às métricas definidas. Em caso de ocorrência de desvios, na evolução expectável das métricas de desempenho, dever-se-á proceder à identificação da causa e ajustar o plano de investimentos em conformidade.

No processo de monitorização do plano tático está contemplada a elaboração de táticas de mitigação de eventuais desvios que possam ocorrer face às métricas de desempenho definidas.

##### 4.11.2. PROCEDIMENTO DE REVISÃO

Na revisão do plano tático proceder-se-á à análise dos resultados da monitorização.

O plano de investimento será ajustado (*i.e.* redefinido) considerando as razões dos desvios ocorridos e ponderação das táticas mitigadoras.

A revisão do plano tático deverá ter uma frequência anual.

## **5. RESILIÊNCIA DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA DA QUINTA DO LAGO**

### **5.1. INTRODUÇÃO**

A Quinta do Lago está localizada no Algarve, no sul de Portugal, e é uma estância turística com infraestruturas e serviços próprios desta atividade, gerida pela InfraQuinta E.M.. A sazonalidade turística na Quinta do Lago é caracterizada por variações acentuadas nas taxas de ocupação, com assimetrias elevadas entre o verão e o inverno. No verão, a taxa de ocupação atinge o seu pico máximo, enquanto no inverno apresenta valores consideravelmente inferiores.

O sistema de distribuição de água tem de responder aos utilizadores da InfraQuinta E.M. com um elevado nível de qualidade, considerando a sazonalidade da ocupação e também os volumes requeridos para a rega dos espaços verdes privados.

De acordo com a Agência Portuguesa do Ambiente (APA), todo o aquífero na área de intervenção da InfraQuinta está em risco de intrusão salina, o que pode levar à sobrecarga do sistema de distribuição de água num futuro próximo, devido à utilização de água potável da rede de distribuição para a rega das áreas verdes privadas.

Este fenómeno tem um impacto elevado no consumo de água potável, o que pode conduzir à necessidade de realização de investimentos no incremento da capacidade instalada do sistema de distribuição de água potável.

Este capítulo demonstra que ao mudar o modo operacional da rede de distribuição de água, é possível aumentar a resiliência do sistema num cenário onde os volumes de água requeridos pelos utilizadores tendem a aumentar.

### **5.2. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

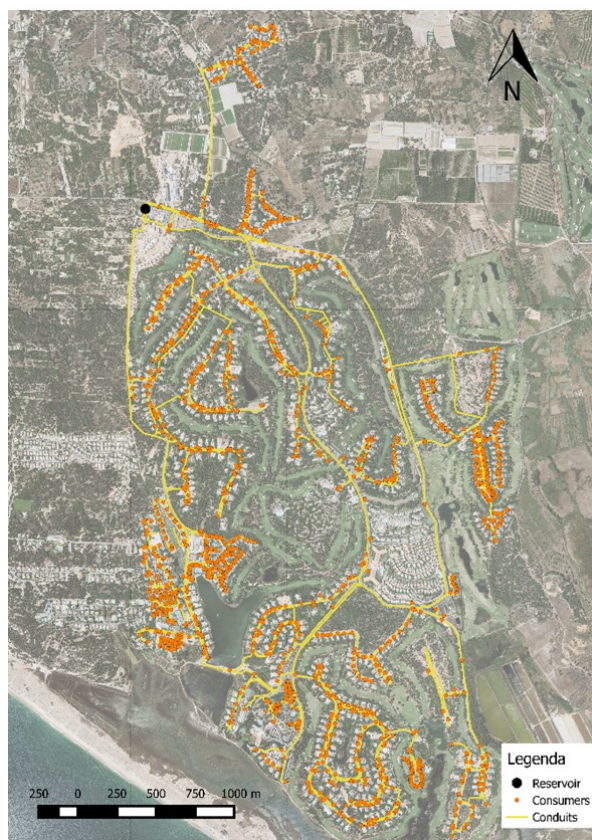
O sistema de distribuição de água, gerido pela InfraQuinta, é constituído por uma rede de distribuição com aproximadamente 72,8 km de extensão, um reservatório com duas células perfazendo uma capacidade total de 5630 m<sup>3</sup> e três estações de bombeamento com variadores de velocidade instalados, o que permite manter a altura manométrica,  $H$ , constante apesar da variação de caudal,  $Q$ , ao longo das 24 h. A aplicação desta tecnologia permite um ganho de eficiência em termos de energia ao diminuir a potência requerida,  $P_e$ . No Quadro 5.1 é indicado o caudal, altura manométrica e a potência das três estações de bombeamento, EE1, EE2, EE3.

Quadro 5.1 – Características das estações de bombeamento

ID	Nº de Bombas	Q (l/s)	H (m)	P <sub>e</sub> (kW)
EE1	(2+1)+(3+1)	100,00	37,60	36,90
EE2	3+1	37,50	38,70	14,24
EE3	2+1	18,33	54,95	9,88

A representação dos componentes físicos do sistema de distribuição de água e dos pontos de consumo é mostrada na Fig.5.1a e as áreas de influência das três estações de bombeamento podem ser observadas na Fig.5.1b.

(a)



(b)

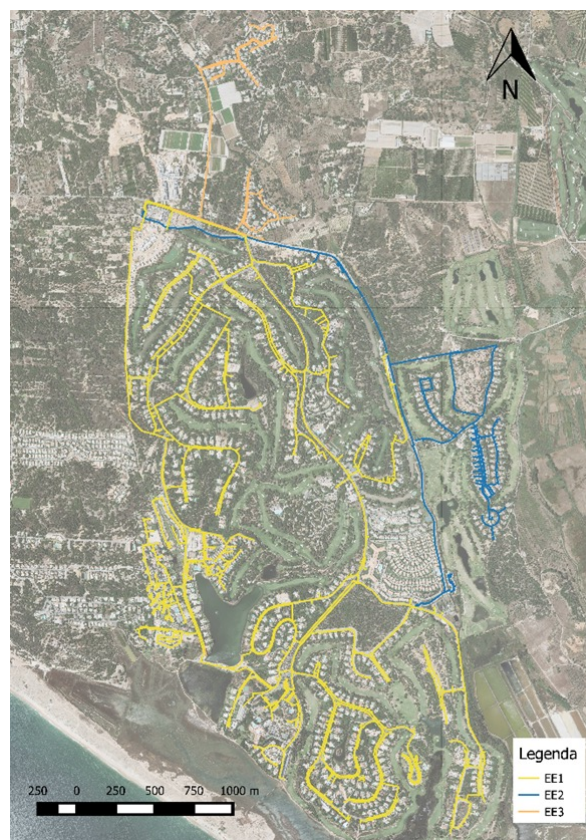


Fig.5.1 – Representação do sistema de distribuição de água: (a) componentes físicos e pontos de consumo e (b) áreas de influência das três estações de bombeamento

### 5.3. CONSUMOS

Para entender o impacto da sazonalidade turística sobre consumo de água e os requisitos de rega ao longo do ano, utilizou-se como referência a água faturada em 2014. O fator de carga mensal apresentado na Fig.5.2 foi obtido normalizando o consumo mensal da água no respetivo mês pelo consumo médio mensal de água.

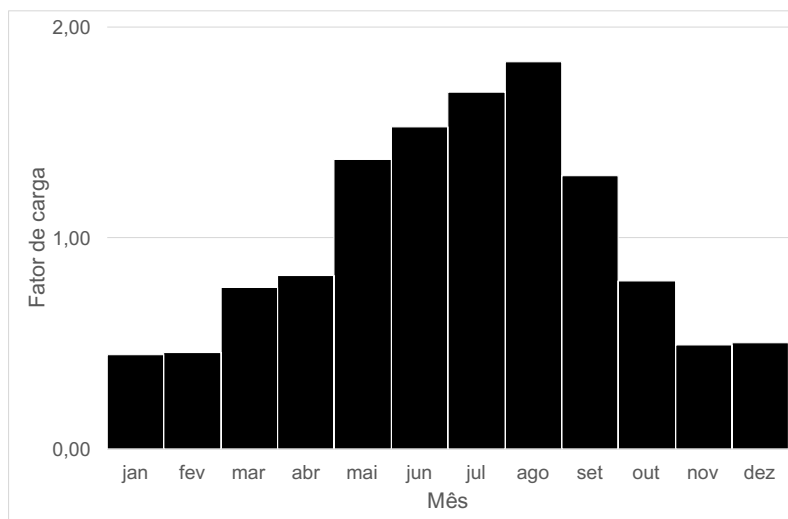


Fig.5.2 – Fator de carga mensal

A partir da Fig.5.2, pode-se observar que existem duas estações por ano com fatores de carga mensais muito homogêneos, ou seja, uma época alta, entre junho e agosto, com fatores de carga mensais de 1,8 e uma época baixa entre novembro e fevereiro com fatores de carga na ordem de 0,4. A sazonalidade turística e as mudanças nas necessidades de rega ao longo do ano refletem-se nos consumos.

A InfraQuinta está munida com tecnologia de telemedição na totalidade dos utilizadores, o que permite obter dados com frequência horária e obter o padrão de consumo diário durante a época alta.

A Fig.5.3a mostra o padrão de consumo doméstico típico de um consumidor que utiliza a água de um furo para rega, enquanto a Fig.5.3b demonstra o consumo doméstico para aqueles consumidores que utilizam a água da rede de distribuição para o uso doméstico e também para a rega dos espaços verdes privados. A Fig.5.3b revela que os maiores consumos ocorrem em dois períodos do dia, ou seja, das 02h00 às 04h00 e das 19h00 às 21h00 e que a componente de rega é muito relevante quando comparada com o consumo doméstico. De acordo com os dados registados, conclui-se que a água utilizada para rega é aproximadamente 50 vezes maior do que a água utilizada para o consumo doméstico. Esse padrão de consumo ocorre porque a maioria dos lotes tem uma grande percentagem de área ajardinada. A Fig.5.4 demonstra a quantidade e a localização de captações privadas legalizadas na área de intervenção da InfraQuinta.

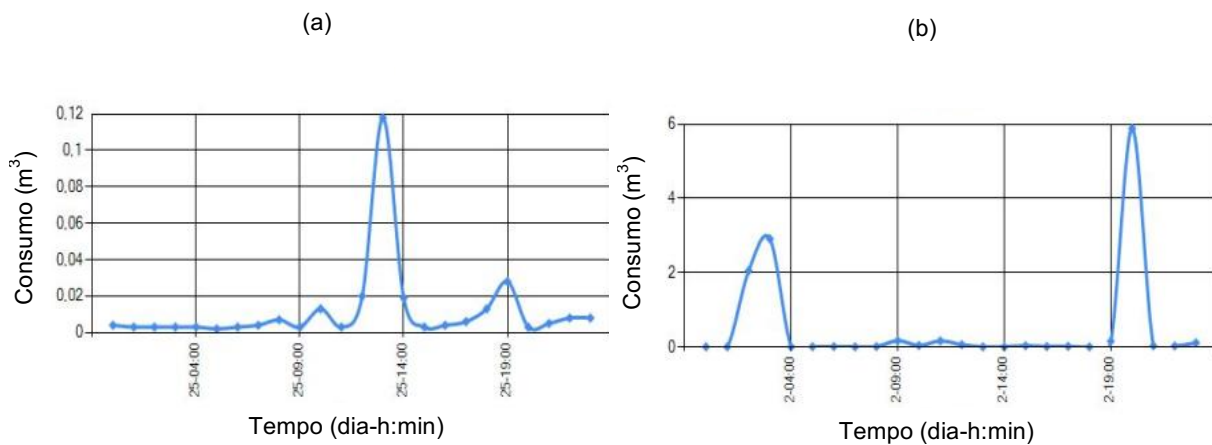


Fig.5.3 – Padrão de consumo típico: (a) com furo para rega e (b) sem furo para rega

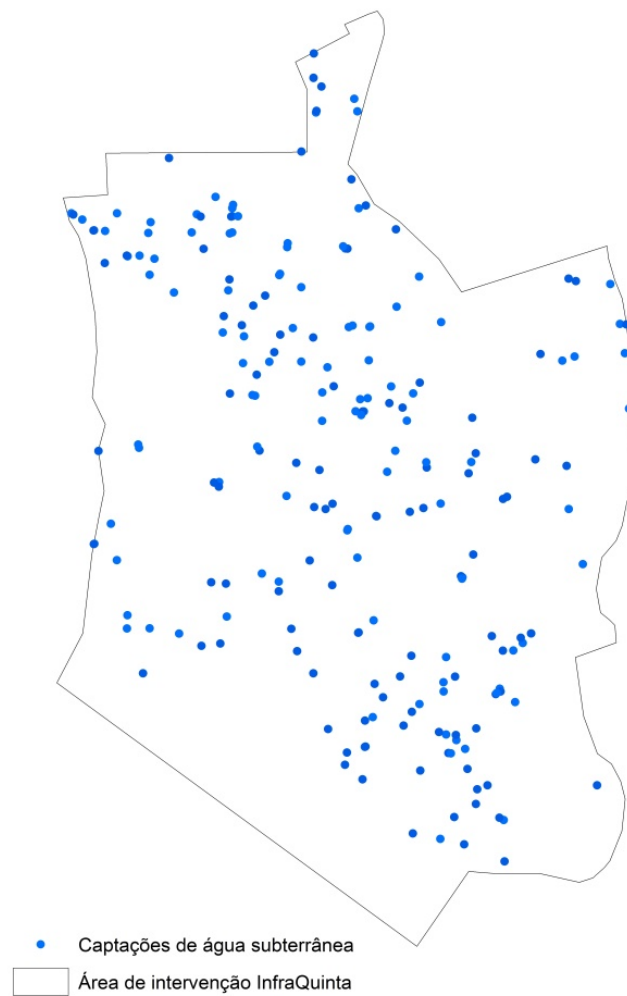


Fig.5.4 – Localização de captações privadas

Quando a concentração de sais na água subterrâneas extraída dos furos aumenta devido à intrusão salina no aquífero, os utilizadores optam por utilizar água potável do sistema de distribuição para os fins de rega, o que origina um grande aumento do consumo de água da rede de distribuição gerida pela InfraQuinta. A Fig.5.5 representa a área do Algarve com risco de intrusão salina.

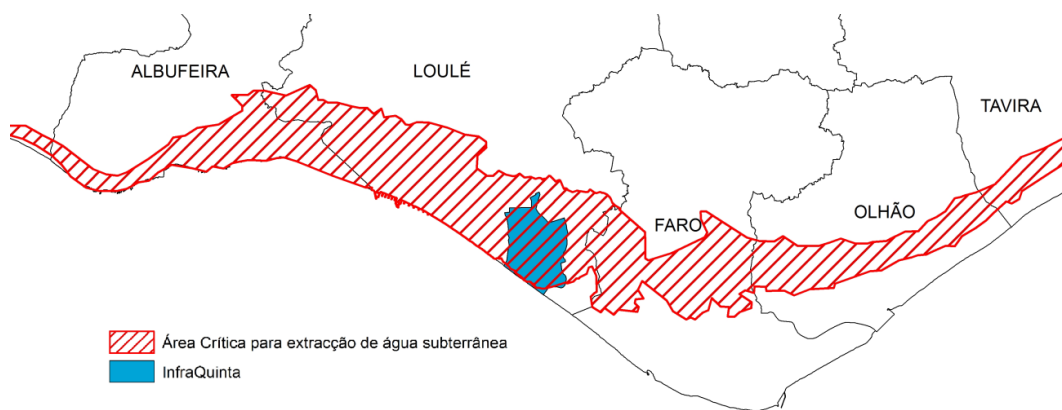


Fig.5.5 – Risco de intrusão salina (APA)

#### 5.4. MODELO HIDRÁULICO

Face ao cenário que assim se vislumbra, dos consumos requeridos ao sistema de distribuição aumentarem significativamente, a InfraQuinta está preocupada com a capacidade instalada e com resiliência do sistema de distribuição de água existente. Mesmo com a monitorização constante de caudais, alturas manométricas e concentrações de cloro em vários locais da rede, o comportamento hidráulico do sistema de distribuição de água não é totalmente compreendido. Para avaliar o impacto do aumento dos volumes requeridos ao sistema de distribuição, foi construído um modelo de simulação hidráulica baseado no software EPANET 2.0 integrado com o software de Sistema de Informação Geográfica (SIG), QGIS. Esta ferramenta prevê a resposta hidráulica do sistema de distribuição de água, face a estas alterações, permitindo a escolha do modo operacional que melhor comporte estas mudanças, Rossman (2000).

O modelo hidráulico do sistema de distribuição de água foi construído para o cenário de época alta e foram analisados dois modos operacionais: o modo operacional existente ou de referência; e o modo operacional alternativo que foi ajustado para minimizar as perdas de carga e aumentar a resiliência da rede, Alegre *et al.* (2013b).

A partir da análise dos resultados obtidos pelo modelo de simulação hidráulica da rede, observaram-se elevadas perdas de carga em algumas condutas para o modo de operação de referência. Ao reduzir essas perdas de carga, é possível reduzir o número de estações de bombeamento, diminuir a altura manométrica das estações de bombeamento remanescentes e, simultaneamente, aumentar altura manométrica na rede. Para descobrir a configuração do modo operacional alternativo ideal, foram realizados vários testes no modelo de simulação

hidráulica e no final, foi selecionado o modo operacional alternativo que minimiza as perdas de carga e que apresenta o menor número de mudanças físicas no sistema.

Para implementar o modo operacional alternativo, é necessário construir uma nova conduta com um diâmetro nominal (DN) de 250mm e 300 m de comprimento e também alterar o estado de algumas válvulas existentes por forma a redirecionar os fluxos na rede. Na Fig.5.6a pode-se observar a nova conduta e também a localização das válvulas que foram alvo de alteração de estado.

As reduções de perdas de carga permitem reduzir as pressões em grande parte da rede e, conseqüentemente, a redução da potência e consumo energético das estações de bombeamento. Durante as simulações foram ensaiadas diversas alturas manométricas e conclui-se que com a implementação do modo alternativo, torna-se possível reduzir as estações elevatórias EE1, EE2, EE3, com alturas manométricas de 22 m.c.a, 25 m.c.a e 24 m.c.a, respetivamente, como expresso na Fig.5.1b, para apenas duas estações elevatórias EE1 e EE2, com alturas manométricas de 22 m.c.a e 11 m.c.a, respetivamente. As áreas de influência das estações elevatórias EE1 e EE2 estão representadas na Fig.5.6b.

(a)

(b)

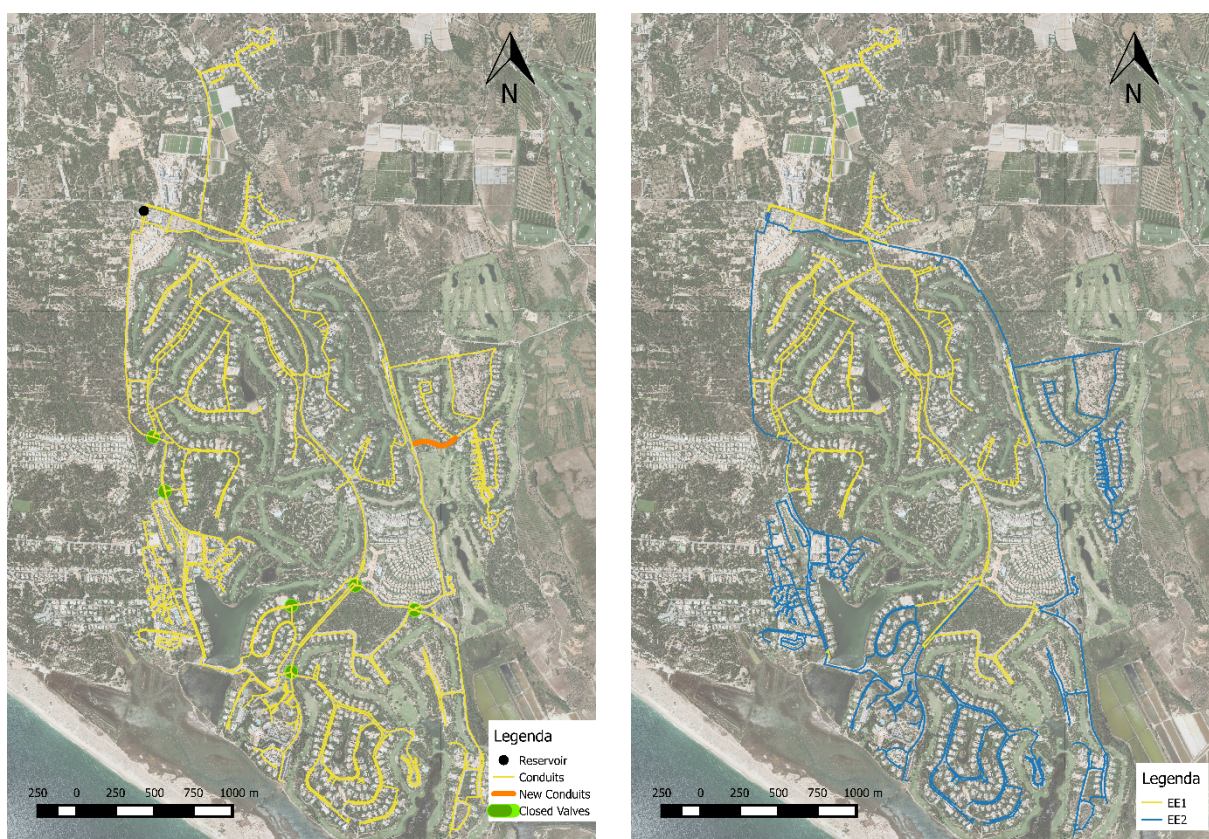


Fig.5.6 – Representação da rede de distribuição de água: (a) rede com as alterações necessárias para viabilizar o modo de operação alternativo e (b) áreas de influência das estações elevatórias no modo operacional alternativo

## 5.5. CRITÉRIO DE AVALIAÇÃO

Os resultados obtidos através do modelo de simulação hidráulica são expressos em termos de variáveis de estado (caudal, velocidade, pressão), Rossman (2000), o que torna difícil a comparação direta entre o modo de operação de referência e o modo de operação alternativo.

A comparação torna-se possível através da avaliação dos objetivos e critérios expressos em funções de penalidade (Fig.5.7), Jacob (2006) e iGPI (2015). Esta metodologia permite converter os valores das variáveis de estado em índices de desempenho. Os critérios de avaliação escolhidos para a comparação entre alternativas, estão de acordo com os objetivos expressos nos capítulos 3 e 4 e dizem respeito essencialmente, ao cumprimento dos requisitos de pressão em todos os pontos de consumo.

O desempenho associado às pressões máximas indica uma maior ou menor propensão da rede para as fugas e roturas, aumentando assim as perdas reais, Alegre e Covas (2010). No que diz respeito às pressões mínimas é imperativo que estejam acima de um determinado limite para assegurar a inexistência de depressões e contaminação da água na rede, Alegre e Covas (2010).

Na simulação hidráulica foram avaliados os seguintes índices de desempenho nos pontos de consumo da rede: pressão mínima; pressão máxima; e flutuação de pressão.

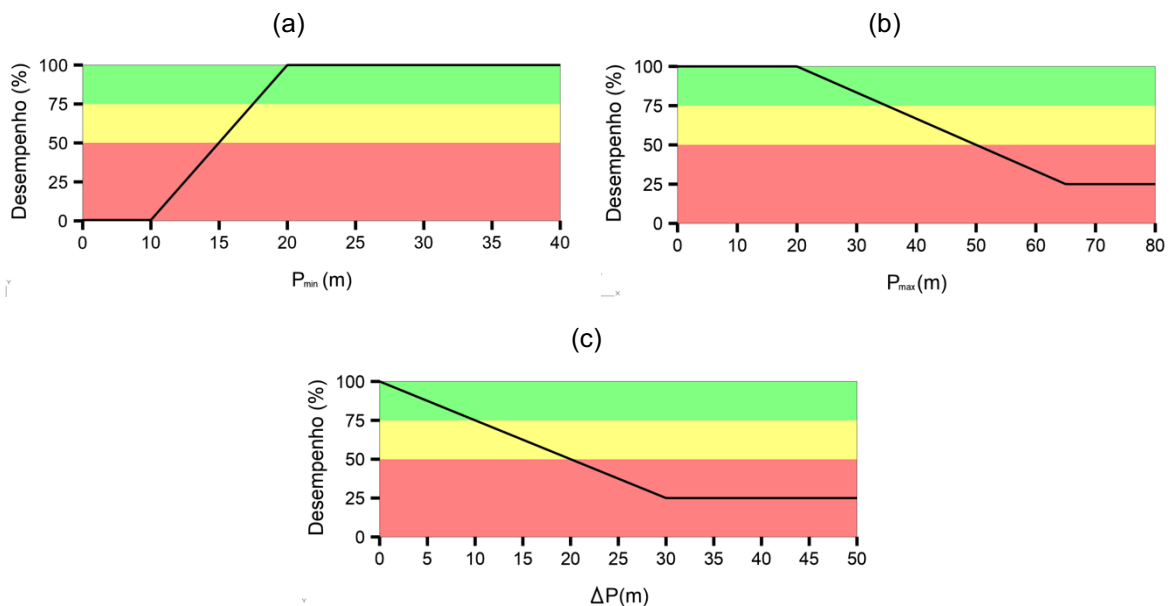


Fig.5.7 – Funções de penalidade: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão

Após a determinação do valor do desempenho para cada nó é usada uma função de ponderação, equação 5.1, que atribui maior ou menor peso a cada cliente, no cálculo do desempenho global, equação 5.2, Jacob (2006).

$$\omega_{pi} = \frac{Q_i}{\sum Q_i} \quad 5.1$$

$$P_p = \sum_{i=1}^N (\omega_{pi} \times pm_{pi}) \quad 5.2$$

Onde:  $P_p$  = indicador de desempenho global (%);  $N$  = número de pontos de consumo;  $\omega_{pi}$  = fator de peso no nó  $i$  (adimensional);  $pm_{pi}$  = índice de desempenho no nó  $i$  (%);  $Q_i$  = consumo no nó  $i$  (m<sup>3</sup>/h).

## 5.6. ANÁLISE DE RESULTADOS

Uma vez que a metodologia adotada gera um enorme volume de resultados, foi decidido apresentá-los através de gráficos, por forma a facilitar a análise.

Os diagramas de sistema representados nas Fig.5.8, Fig.5.9 e Fig.5.10 representam uma sucessão de solicitações ao sistema, em que cada solicitação é resultado de uma simulação estática do comportamento hidráulico da rede, cujos consumos médios nodais são afetados por um fator de carga. Os fatores de carga variam entre as solicitações atuais em época alta, pois é o cenário em que os consumos são mais elevados, e o dobro destas solicitações, por forma a simular o impacto da intrusão salina e o aumento da população turística. Obtém-se assim um gráfico adimensional, que não depende do tipo nem do tamanho da rede.

Para caracterizar o desempenho do sistema, apresentado na Fig.5.8, Fig.5.9 e Fig.5.10, são utilizadas curvas com a representação da percentagem da rede com desempenho inferior ou igual à curva de percentil, Jacob (2006), para um determinado fator de carga.

A Fig.5.8 representa os índices de desempenho para as pressões mínimas, a Fig.5.9 representa os índices de desempenho para as pressões máximas e a Fig.5.10 mostra os índices de desempenho para as flutuações de pressão.

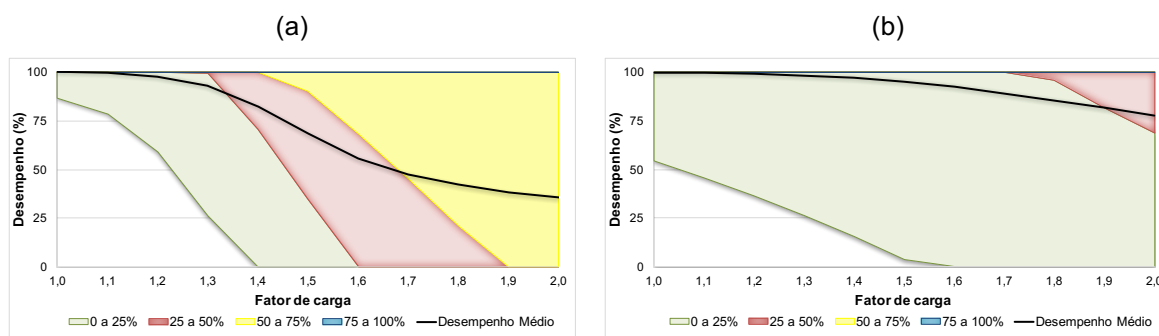


Fig.5.8 – Diagrama de sistema para pressões mínimas: (a) modo de operação de referência e (b) modo de operação alternativo

Através da Fig.5.8, observa-se que o modo operacional alternativo melhora os índices de desempenho para as pressões mínimas. Também mostra que é possível aumentar em 20 % o consumo de água e manter a pressão nos pontos de consumo, acima dos limites mínimos.

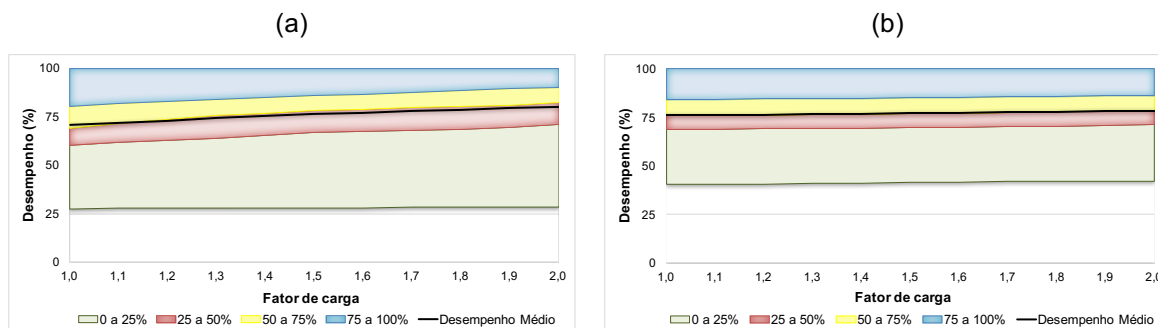


Fig.5.9 – Diagrama de sistema para pressões máximas: (a) modo de operação de referência e (b) modo de operação alternativo

Na Fig.5.9, o diagrama de sistema associado às pressões máximas apresenta um incremento dos índices de desempenho com o aumento do fator de carga, em ambas as condições, o que significa que, quando o consumo aumenta, a pressão diminui devido às perdas de carga nas condutas e aproxima-se da pressão ideal de serviço (desempenho igual a 100%).

Apesar do declive suave da curva de desempenho médio em ambos os casos, o modo atual de operação apresenta uma maior sensibilidade à variação de consumo.

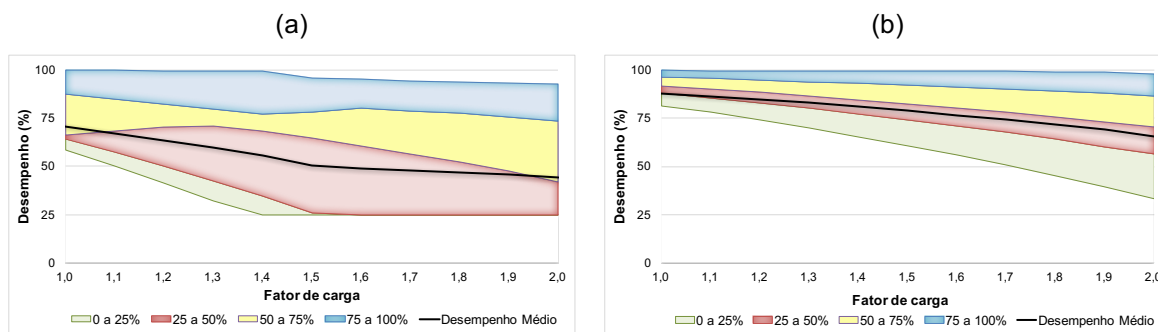


Fig.5.10 – Diagrama de sistema para flutuações de pressão: (a) modo de operação de referência e (b) modo de operação alternativo

A Fig.5.10 mostra as flutuações de pressão em ambos os modos operacionais e é possível observar uma diferença significativa entre eles. A largura de cada banda aumenta com o aumento do fator de carga, indicando um aumento da diversidade de valores de pressão no sistema de distribuição. Observando os diagramas de sistema para flutuações de pressão, verifica-se que entre os dois modos operacionais existe uma maior estabilidade a nível de

pressões no modo de operação alternativo, pois a variação é reduzida em muito, em relação ao modo operacional de referência.

## **5.7. CONCLUSÕES**

Este estudo permitiu verificar que, face aos aumentos das solicitações previstas à rede de distribuição de água da Quinta do Lago não é necessário investir no aumento da capacidade instalada, sem anteriormente, analisar de forma exaustiva os modos operacionais possíveis e as alterações pontuais que proporcionem uma diminuição das perdas de carga nas condutas e, conseqüentemente, resolver os problemas de forma económica e sem afetar a qualidade do serviço prestado aos utilizadores.

No presente capítulo, o modo operacional alternativo considerado para o sistema de distribuição de água, mostra uma melhoria significativa nos índices de desempenho, mesmo considerando o aumento do consumo nesta área nos próximos anos. Outro aspeto importante observado é que a redução das perdas de água na rede de distribuição possibilita a redução da altura manométrica das estações de bombeamento, resultando no aumento da eficiência energética do sistema de abastecimento de água da Quinta do Lago.

## 6. UTILIZAÇÃO DE MODELOS HIDRÁULICOS E DE QUALIDADE DA ÁGUA COMO FERRAMENTA DE SUPORTE À DECISÃO EM ENTIDADES GESTORAS

### 6.1. INTRODUÇÃO

As entidades gestoras (EG) estão, hoje em dia, conscientes da necessidade de gerir as suas infraestruturas de abastecimento de água, com vista a prestar um serviço de qualidade aos utilizadores, numa perspetiva de longo-prazo. No âmbito da gestão patrimonial de infraestruturas, as entidades gestoras estão, atualmente, a avaliar o desempenho dos seus sistemas e a elaborar planos estratégicos e táticos, Leitão *et al.* (2016). Nos planos táticos, são identificadas alternativas de intervenção com o objetivo de reduzir custos e riscos e maximizar o desempenho do sistema. A redução das perdas de água e a sustentabilidade das infraestruturas são as principais preocupações das EG, pelo que, sistematicamente, são estudadas alternativas de intervenção, Cardoso *et al.* (2016). Por exemplo, uma intervenção alternativa com o objetivo de melhorar a eficiência dos recursos hídricos e energéticos pode consistir na reabilitação de condutas e na instalação de variadores de frequência em estações elevatórias, Loureiro *et al.* (2016). Embora algumas intervenções possam ser facilmente implementadas, outras podem exigir investimentos significativos ou implicar alterações profundas no sistema, portanto, essas intervenções alternativas precisam ser cuidadosamente estudadas antes de serem implementadas. Pretende-se tomar a melhor decisão ao analisar as soluções alternativas mas, para tal, são necessárias ferramentas de suporte adequadas e eficazes, Alegre *et al.* (2013).

Os modelos de simulação hidráulica são utilizados há muito tempo para a análise de sistemas de distribuição de água. Eles permitem que as EG simulem condições operacionais diferentes, muitas vezes identificadas como necessárias para vários propósitos, tais como gestão de pressões, Vicente *et al.* (2015), redução de perdas reais e aparentes ou redução de custos com a energia, Loureiro *et al.* (2016). Estes modelos são utilizados, como ferramentas de suporte à decisão para o planeamento e gestão dos sistemas de distribuição de água. Deste modo, os modelos de simulação hidráulica, como o EPANET, Rossman (2000), são a escolha óbvia das EG para estudar as alternativas de intervenção.

Na gestão diária das EG, muitas decisões importantes exigem “*trade-offs*” entre objetivos concorrentes. Como se verifica nas medidas de otimização da eficiência energética, por exemplo, o enchimento do tanque de armazenamento fora do horário de máximo consumo pode resultar num aumento da idade da água no sistema, afetando assim a qualidade da água, Cherchi *et al.* (2015a). Assim, o estudo de modos de operação alternativos num sistema de distribuição de água requer uma abordagem de análise multi-objetivo, Kurek e Ostfeld (2013).

As alterações de qualidade da água nos sistemas de distribuição podem ser previstas por modelos hidráulicos, com módulos de qualidade da água, como o EPANET. Entre os parâmetros de qualidade da água, a idade da mesma, é a mais fácil de modelar, uma vez que não requer amostragem e análise de água para a calibração do modelo. Os modelos de idade da água permitem a deteção de locais de estagnação no sistema de distribuição, onde a deterioração da qualidade da água é mais provável, Machell e Boxall (2014). Embora não seja um problema por si só, a idade da água é um indicador geral da qualidade da água, porque alguns dos principais problemas de qualidade da água potável (por exemplo: decaimento do cloro, formação de subprodutos de desinfecção e ressurgimento de atividade microbiológica) são o resultado de reações biológicas e químicas que dependem do tempo.

Embora os modelos hidráulicos já tenham sido utilizados para fins de planeamento e gestão de sistemas, os estudos integrados incluindo a modelação da qualidade de água para a avaliação de modos alternativos de operação, são pouco usuais e apenas recentemente têm vindo a ser desenvolvidos, Cherchi *et al.* (2015b).

Este capítulo tem como objetivo demonstrar o uso de modelos hidráulicos e de qualidade de água como ferramentas de suporte à tomada de decisão. Pretende-se demonstrar, como estes modelos podem auxiliar as EG a escolher os melhores modos de operação garantindo simultaneamente a redução da flutuação de pressão ao longo do dia e assegurando a qualidade da água.

## **6.2. METODOLOGIA**

### **6.2.1. DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO**

O caso de estudo refere-se ao sistema de distribuição de água da Quinta do Lago (área turística localizada na região do Algarve, Portugal), sistema gerido através de contrato de concessão pela InfraQuinta E.M. (Fig.6.1). O sistema fornece cerca de 1,7 Mm<sup>3</sup> / ano a aproximadamente 2000 utilizadores, sendo o consumo de água nos meses de verão 4,5 vezes o consumo de água nos meses de inverno. Contém 72,8 km de condutas, variando de 63 a 400 mm de diâmetro. Os materiais constituintes das condutas são predominantemente PVC (53%) e Fibrocimento (44%), instalados maioritariamente na década de 1980. O consumo de água é medido com frequência horária em todos os 2000 clientes e a pressão é medida a cada segundo em oito locais e a cada 15 minutos em dois locais do sistema de distribuição de água. O sistema é abastecido pelo sistema multimunicipal que opera na região do Algarve, Águas do Algarve (AdA), fornecendo água tratada superficial num único reservatório localizado a montante da rede de distribuição gerida pela InfraQuinta E.M..

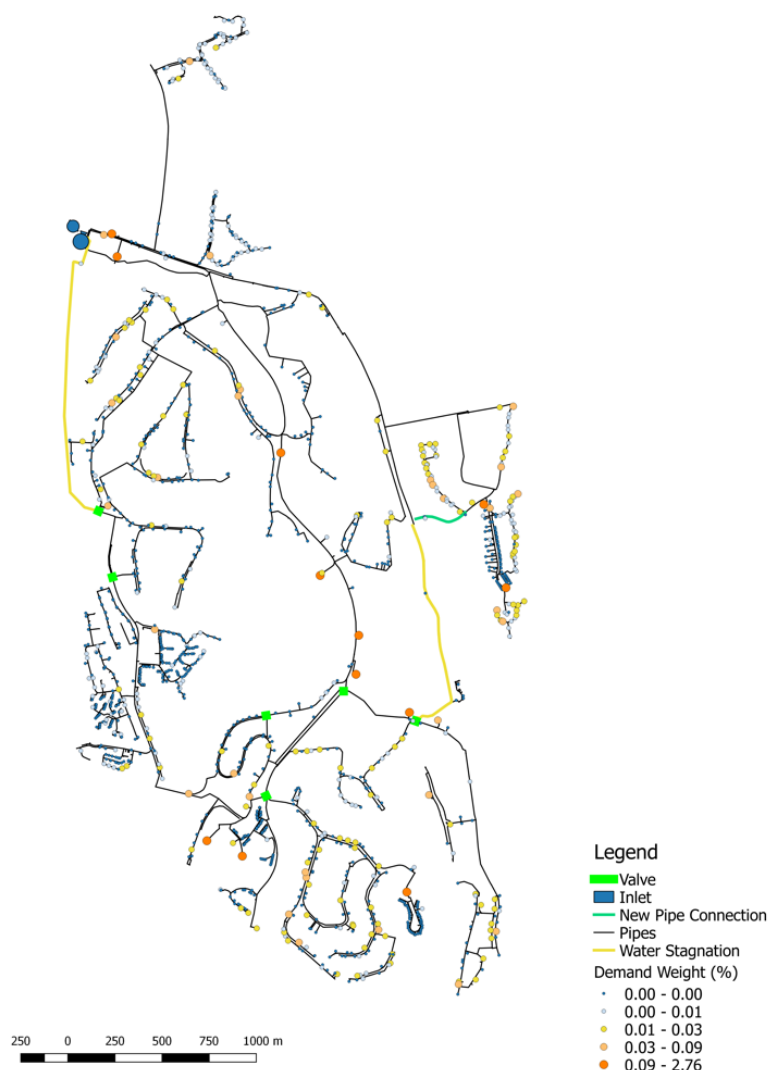


Fig.6.1 – Esquema do sistema de distribuição: nós de rede classificados de acordo com seu peso para o consumo geral de água, localização das válvulas a manobrar no modo de operação alternativo e trecho a ser construído

Os modelos hidráulicos e de qualidade de água foram desenvolvidos no EPANET 2.0, Rossman (2000), usando os consumos dos 2000 clientes durante um período de 8 dias no verão com uma resolução de uma hora, como padrão de consumo. Foram construídos dois modelos, um para o modo atual de operação (Situação de Referência) e outro para um modo alternativo de operação (Alternativa 1), como descrito no capítulo 3 do presente documento.

## 6.2.2. MODO ATUAL DE OPERAÇÃO E MODO ALTERNATIVO DE OPERAÇÃO

No modo atual de operação, existem três zonas funcionais com patamares de pressão distintos (Fig.6.2a) e são notadas flutuações de pressão significativas na rede, bem como estagnação da água em duas condutas principais (Fig.6.1). Para resolver estes problemas, foi identificado no capítulo 3, um modo alternativo de operação. O modo alternativo de operação inclui fechar seis válvulas (Fig.6.1) e ligar a parte oriental do sistema (Fig.6.1) através da construção de uma nova conduta em PVC, com cerca de 300 metros e 250 mm de diâmetro. Neste modo operacional apenas são identificadas duas zonas de pressão (Fig.6.2b).

A pressão e a idade da água foram definidas como medidas de desempenho. Estas variáveis foram determinadas através da modelação hidráulica efetuada com o EPANET 2.0 para o modo de operação atual e para o modo de operação alternativo. Os resultados foram analisados posteriormente utilizando um Sistema de Avaliação de Desempenho (SAD), Coelho (1997). O Sistema de Avaliação de Desempenho é usado para melhorar a análise dos resultados da simulação, pois permite a avaliação do desempenho global do sistema, num determinado período de tempo.

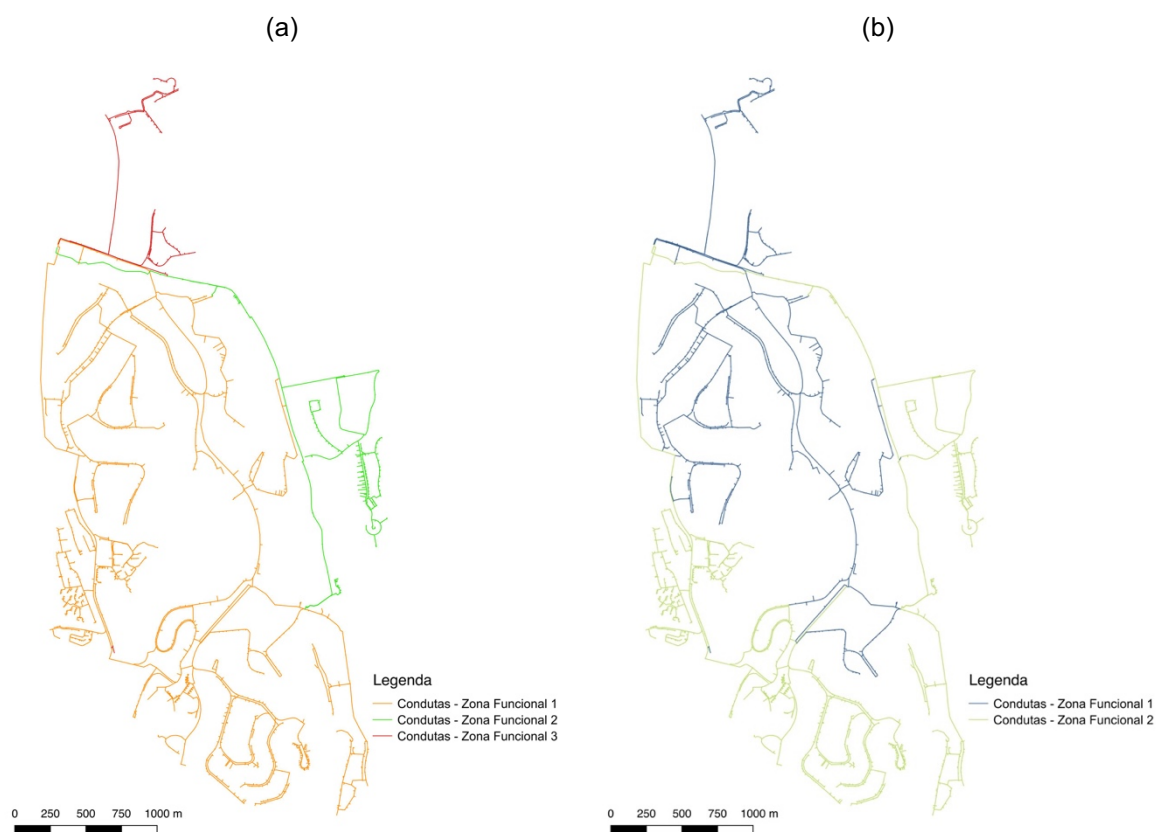


Fig.6.2 – Zonas funcionais: (a) modo atual de operação e (b) modo alternativo de operação

### 6.2.3. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO SISTEMA RELATIVO À PRESSÃO

A avaliação de desempenho relativo à pressão foi obtida através da análise da pressão mínima e máxima ( $P_{\min}$  e  $P_{\max}$ ) e variação de pressão ( $\Delta P$ ) em todos os nós da rede, Deb *et al.* (1995). Para avaliar a adequação da pressão, foram estabelecidas três funções de desempenho (Fig.6.3) e os valores absolutos foram convertidos em índices de desempenho. As funções de desempenho para a pressão mínima (Fig.6.3a) e a pressão máxima (Fig.6.3b) foram desenvolvidas tendo em consideração que todos os consumidores devem ser abastecidos satisfatoriamente e as perdas de água e os custos de energia podem ser minimizados se for alcançada uma pressão constante de 20 m, ou seja, desempenho ótimo. Os valores de pressão mínima e máxima foram estabelecidos de acordo com os requisitos regulamentares e foram estabelecidas funções lineares para intervalos de pressão entre esses requisitos regulamentares e o valor ótimo. A função de desempenho para a variação de pressão devolve o desempenho ótimo de 100% quando o sistema não apresenta flutuações de pressão e reduz linearmente dentro do limite regulamentar (Fig.6.3c).

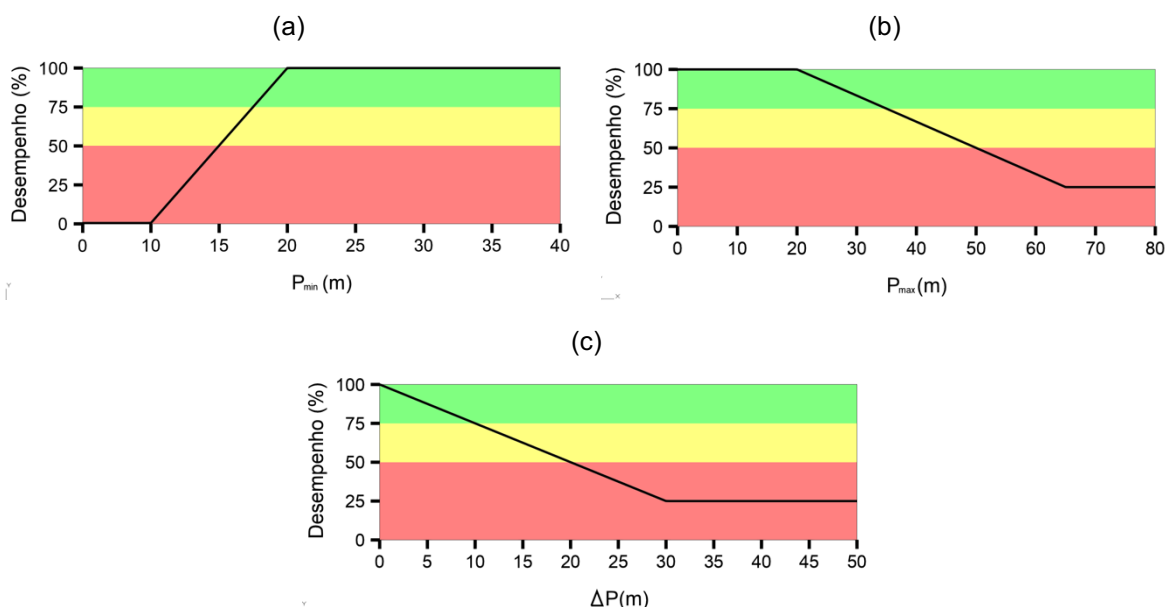


Fig.6.3 – Funções de desempenho para: (a) pressão mínima, (b) pressão máxima e (c) flutuação de pressão

Os índices de desempenho obtidos para cada nó foram ponderados de acordo com o consumo de água nesse nó, a cada hora para uma simulação de 24 h. O consumo de água na rede foi classificado em quatro percentis (25, 50, 75 e 100) de acordo com os índices de desempenho. Esta abordagem foi aplicada para as zonas I e II e para os dois modos de operação.

#### 6.2.4. AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO SISTEMA RELATIVO À IDADE DA ÁGUA NA REDE

A idade da água na rede foi calculada com recurso ao EPANET 2.0 para todos os nós com consumo de água. O desempenho do sistema em relação à idade da água foi classificado em quatro percentis de acordo com os valores absolutos da idade da água na rede, USEPA (2002). Esta metodologia foi utilizada para a avaliação da idade da água nos dois modos de operação e nas duas zonas funcionais. Além disso, foram identificadas duas condutas no modo de operação atual (Fig.6.1), onde o tempo de retenção da água é elevado. Neste caso a idade da água na rede também foi modelada para o modo de operação alternativo, por forma a ser possível comparar os respetivos valores absolutos.

### 6.3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

#### 6.3.1. ADEQUAÇÃO DA PRESSÃO

O desempenho do sistema ao longo do tempo em cada zona funcional e o modo de operação foi avaliado através da análise dos diagramas de simulação dinâmica pelo período de 24 h de cada índice de desempenho. As parcelas mostram a curva de desempenho média ponderada, bem como percentis de 25%. Estes percentis são extraídos do conjunto de valores de desempenho calculados para toda a rede para cada modo de operação e para cada zona funcional.

Os resultados para a pressão mínima (Fig.6.4) mostram um valor de desempenho médio de 100% para as duas zonas funcionais em ambos os modos de operação. Apenas menos de 25% da água da rede é fornecida a consumidores com um desempenho de pressão mínima de 37% ou superior. Embora os resultados da zona funcional I sejam relativamente diferentes daqueles da zona funcional II, apenas pequenas diferenças são observadas para o desempenho de pressão mínima nos dois modos de operação. Por isso, operando no modo atual ou no modo alternativo, o desempenho da pressão mínima é maioritariamente excelente (100%).

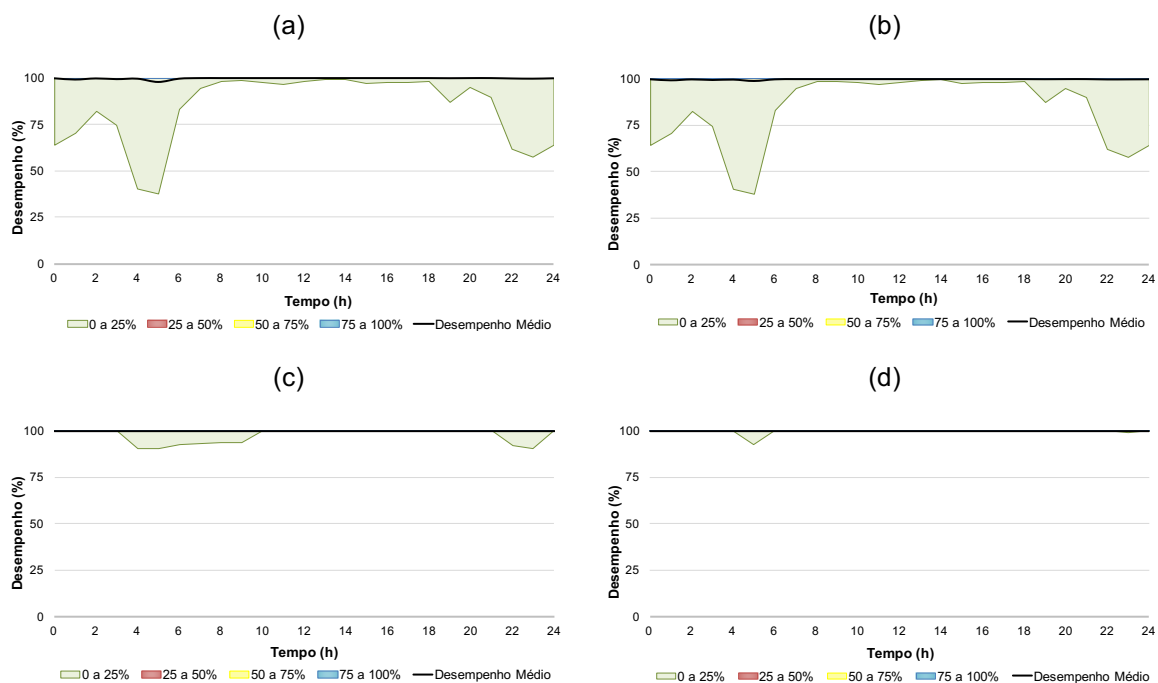


Fig.6.4 – Avaliação de desempenho para a pressão mínima: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II

Para a pressão máxima, os resultados mostram uma distribuição mais ampla de valores de desempenho para as duas zonas funcionais e para os dois modos operacionais (Fig.6.5). Enquanto na zona I, não há mudanças significativas nos valores do índice de desempenho de ambos os modos operacionais, o índice de desempenho médio na zona II aumenta ligeiramente no modo de operação alternativo e o índice de desempenho do percentil de 25% é maior. O desempenho do sistema em termos de pressão máxima é aceitável em ambos os modos e as mudanças operacionais e infraestruturais a serem realizadas no modo de operação alternativo melhoram o desempenho do sistema.

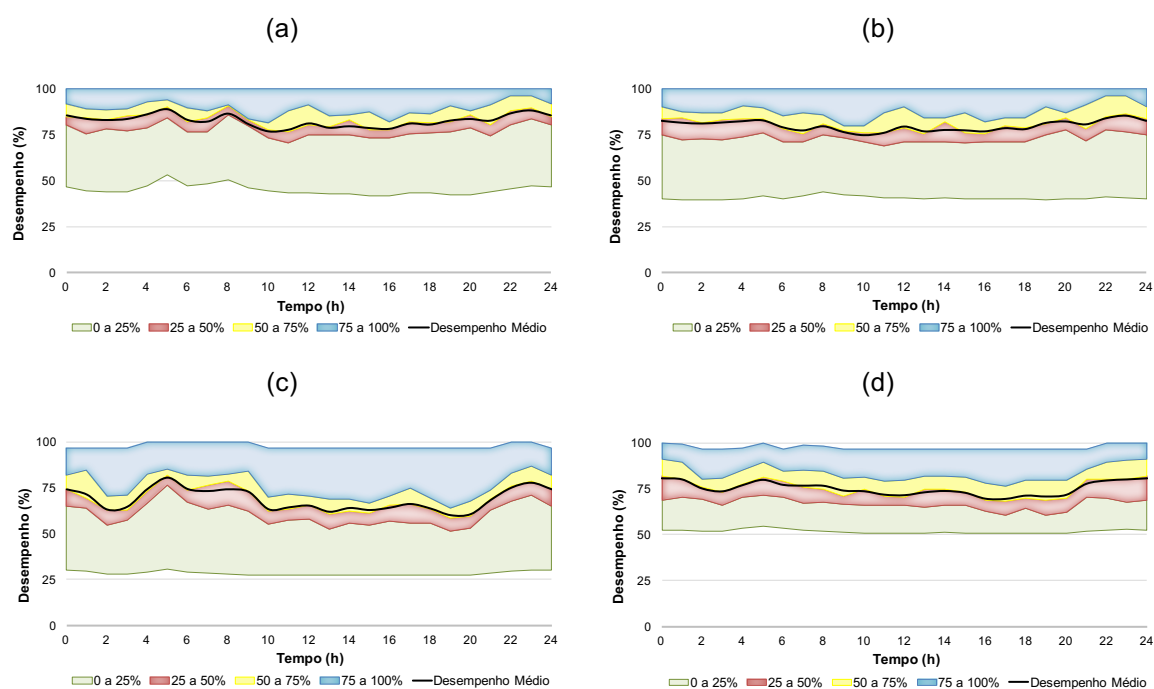


Fig.6.5 – Avaliação de desempenho para a pressão máxima: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II

As flutuações de pressão na rede são significativamente reduzidas no modo de operação alternativo (Fig.6.6) quando comparadas com o modo de operação atual, para ambas as zonas. Reduzir as flutuações de pressão no modo de operação alternativo aumenta simultaneamente o desempenho médio dos sistemas e reduz a faixa de variação do índice de desempenho. Assim, de acordo com a modelação hidráulica e os resultados SAD, o modo de operação da rede deve ser alterado para o modo alternativo, pois melhora o desempenho do sistema.

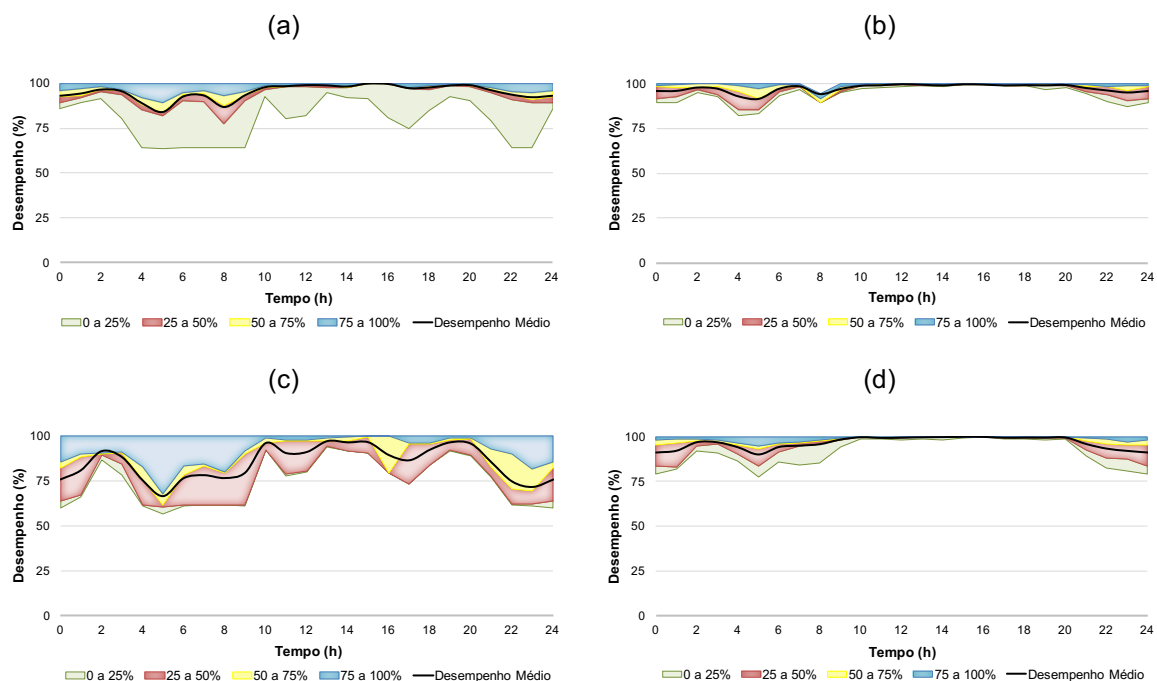


Fig.6.6 – Avaliação de desempenho para a flutuação de pressão: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II

### 6.3.2. IDADE DA ÁGUA NA REDE

Usar a mesma abordagem para idade da água na rede permite uma análise global do tempo de retenção da água na rede em cada zona funcional e em cada modo de operação. As parcelas da Fig.6.7 mostram a distribuição da idade da água na rede nos nós ao longo do tempo de simulação. Por exemplo, no modo de operação atual e na zona I, 75% ou menos dos nós são fornecidos com água com menos de 10 horas de idade ao longo do dia. Todos os nós são fornecidos com água com menos de 95h. A idade média da água na zona I é de 4,17 h no modo atual, enquanto que no modo alternativo é de 5,57 h. O ligeiro aumento é pouco significativo, uma vez que 1,40h é um tempo reduzido quando comparado com o tempo necessário para as reações químicas e biológicas em água potável. Assim, não são esperadas mudanças na qualidade da água se as condições operacionais do modo alternativo forem implementadas. No entanto, esta abordagem global precisa ser complementada com a correta interpretação dos resultados da modelação. Para as condutas, onde a estagnação foi identificada no modo atual de operação, ocorrem alterações significativas na idade da água na rede (Fig.6.8).

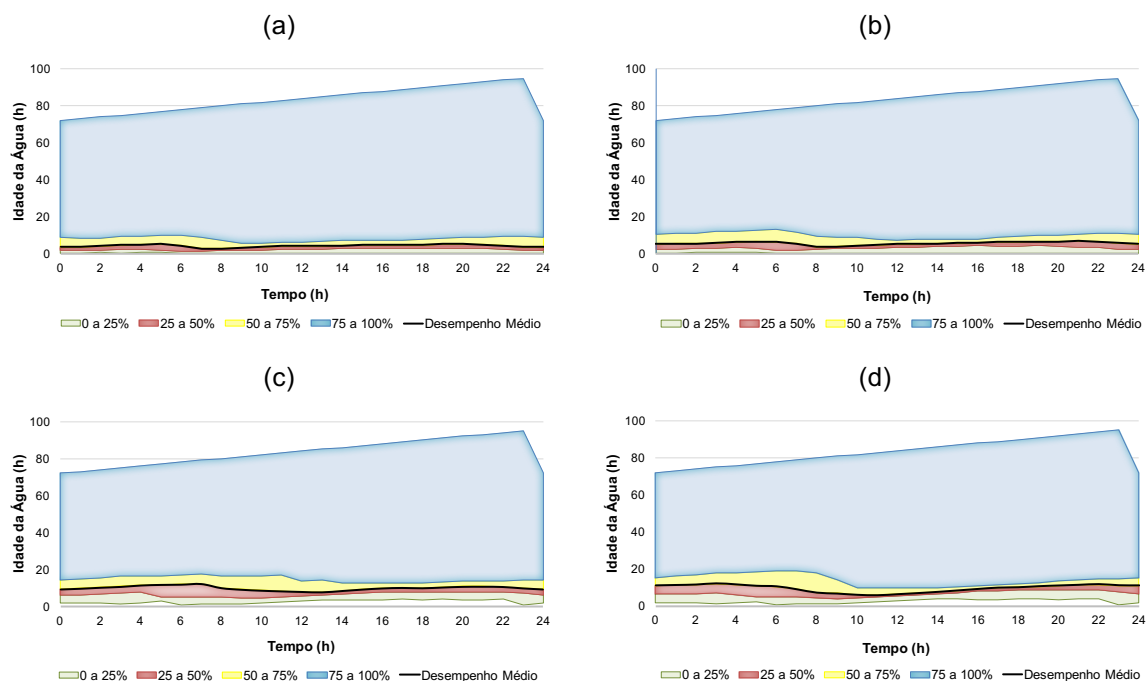


Fig.6.7 – Avaliação da idade da água: (a) modo atual de operação – zona funcional I, (b) modo alternativo de operação – zona funcional I, (c) modo atual de operação – zona funcional II e (d) modo alternativo de operação – zona funcional II

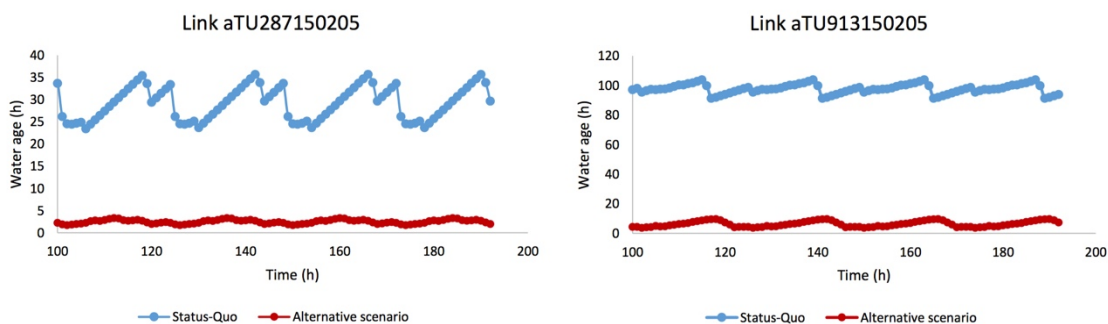


Fig.6.8 – Idade da água em duas condutas principais no modo de operação atual (azul) e no modo alternativo de operação (vermelho)

A idade da água na rede diminui de um valor médio de 29 h para 2,5 h na tubagem a oeste e de 81 h para 6,3 h na conduta a leste (próxima à conexão da nova conduta) no modo operacional alternativo. Estas diferenças são significativas na idade da água na rede e indicam que uma melhor qualidade da água no sistema de distribuição de água pode ser alcançada se a EG optar pela adoção do modo operacional alternativo proposto no presente capítulo. Além disso, construir uma nova conduta para a conexão da parte leste do sistema com a

conduta principal mais próxima, não só reduz a idade da água na rede, como também aumenta a fiabilidade da rede, melhorando a redundância do sistema.

#### **6.4. CONCLUSÕES**

Os modelos hidráulicos e de qualidade da água podem ser ferramentas cruciais de suporte à decisão na gestão de redes de distribuição de água. Neste estudo, os modelos foram usados como auxílio à avaliação dos modos de operação atual e alternativo num sistema de distribuição de água localizado na Quinta do Lago, Algarve, Portugal. Desta forma passou a ser possível quantificar os impactes das modificações nos modos operacionais sobre o sistema. Os resultados mostram que algumas mudanças nas condições de operação da rede (fecho de seis válvulas e a construção de um troço com 300 m) podem melhorar significativamente o desempenho do sistema, reduzindo a flutuação de pressão e o tempo de retenção da água na rede.



## **7. GISWATER – UMA SOLUÇÃO INTEGRADA PARA A GESTÃO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA. CASO DE ESTUDO NA QUINTA DO LAGO**

### **7.1. INTRODUÇÃO**

A Quinta do Lago é um empreendimento turístico situado no concelho de Loulé que se distingue pela promoção da qualidade e boa gestão do espaço urbano e das infraestruturas públicas. A InfraQuinta é a entidade gestora das infraestruturas da Quinta do Lago, entre as quais, a rede de abastecimento de água. Uma das prioridades da empresa consiste em produzir modelos que simulam o comportamento hidráulico da rede para auxiliar na tomada de decisão, nomeadamente, apoiar as operações de manutenção e eventuais intervenções de reabilitação.

A utilização de um Sistema de Informação Geográfica (SIG) aplicado à gestão de redes de abastecimento de água apresenta vantagens importantes para a entidade gestora, nomeadamente, a organização e a partilha eficaz da informação entre os diferentes departamentos e o apoio à tomada de decisão, Prince e Vojinovic (2011).

Para a construção dos modelos hidráulicos é necessário ter um cadastro atualizado com informação da geometria da rede e informação de consumos provenientes do Sistema de Supervisão e Aquisição de Dados (SCADA) existente. O SCADA é um sistema de aquisição de dados, constituído por sensores que enviam informação para um servidor central relacionado com os consumos de água na rede, Prince e Vojinovic (2011).

Neste capítulo apresenta-se uma solução integrada para a gestão da rede de abastecimento de água da Quinta do Lago baseada no GISWater, um software de código aberto que permite a integração do PostgreSQL (com extensão PostGIS) entre o EPANET 2.0 e o QGIS, GISWater (2015).

Esta solução integrada constitui uma ferramenta de trabalho para registo de alterações a nível de cadastro que se repercutem diretamente no modelo hidráulico e que torna possível a atualização do modelo hidráulico em tempo real.

### **7.2. ENQUADRAMENTO**

A Quinta do Lago é um empreendimento com cerca de 1300 hectares, localizado no concelho de Loulé, cuja criação remonta ao ano de 1972. A InfraQuinta é uma empresa municipal de capitais maioritariamente públicos, cuja principal atividade é a gestão das infraestruturas da Quinta do Lago, entre as quais, o sistema de abastecimento de água, composto pela rede de distribuição, com cerca de 72,8 km de extensão, um reservatório e três estações elevatórias.

Uma rede de abastecimento de água é constituída pelos seguintes elementos: tubagens, ramais, reservatórios, válvulas e bombas, incluindo a referência de coordenadas  $x$ ,  $y$ ,  $z$  dos nós que os definem, bem como o traçado da rede daí resultante e respetiva topologia, Coelho (2006).

Um dos objetivos da InfraQuinta consiste na realização de simulações do comportamento da rede para suporte à tomada de decisão. O termo simulação refere-se ao processo de utilização de representações matemáticas aplicadas a sistemas reais de abastecimento de água, designadas por modelos hidráulicos, Walski (2003). Estes modelos têm múltiplas aplicações nos domínios do planeamento, projeto, operação, manutenção e reabilitação, Coelho (2006).

A informação cadastral da rede de abastecimento de água é essencial, quer para o conhecimento e gestão da própria rede, como para a construção dos modelos hidráulicos. O cadastro deve constituir a principal fonte de informação geográfica e física para o modelo. Um cadastro correto deverá encontrar-se atualizado e incluir, entre outros elementos, informação sobre o diâmetro e material das tubagens e respetivos acessórios que compõem o esquema de ligações entre as mesmas, Coelho (2006).

Atualmente a InfraQuinta possui um SIG com o cadastro da rede que se encontra em constante atualização. As atualizações no cadastro referem-se a alterações realizadas na rede, como por exemplo, alterações nos pontos de consumo, operações de válvulas ou adição ou substituição de tubagens. As alterações devem ser consideradas na construção dos modelos hidráulicos, sendo necessário atualizar a geometria cada vez que existe uma nova alteração na rede. Outra questão a considerar é a associação dos consumos provenientes do SCADA aos pontos de consumo existentes na rede. Neste contexto foi utilizado o software GISWater para auxiliar em ambas as situações referidas anteriormente.

Ademais da resolução das questões enumeradas, o GISWater permite a comunicação entre os sistemas existentes, o SIG, o SCADA e o modelo hidráulico, construídos e analisados no software EPANET 2.0, GISWater (2015).

### **7.3. GISWATER**

O GISWater é um software livre que tem como objetivo estabelecer a comunicação entre softwares que realizem simulações hidráulicas (neste caso o EPANET) com bases de dados espaciais através de um SIG, GISWater (2015). Deste modo pretende-se potenciar as capacidades de cada software. A ligação de softwares de modelação hidráulica com softwares SIG é claramente vantajosa, tirando partido da poderosa interface de visualização, consulta, edição e análise espacial. A ligação com um Sistema de Gestão de Base de Dados (SGBD) tira partido da capacidade de armazenamento, manipulação e análise de dados. No que refere à modelação hidráulica, o software EPANET permite executar simulações do comportamento hidráulico e de qualidade de água em sistemas de abastecimento de água em pressão, Rossman (2000). Esta ferramenta foi concebida para servir de apoio à análise de sistemas de distribuição, melhorando o conhecimento sobre o transporte e o destino dos constituintes da água para consumo humano, Rossman (2000) e Torret *et al.* (2012).

Atualmente, o GISWater encontra-se configurado para funcionar com o PostgreSQL, um SGBD de código aberto totalmente compatível com a ISSO SQL que pode ser executado em diferentes Sistemas Operativos, PostgreSQL (2015) e Caldeira (2015). O PostgreSQL apresenta uma extensão para dados geográficos chamada PostGIS que permite o armazenamento, consulta e manipulação de objetos SIG, inclui suporte para índices espaciais e funções de análise e processamento de objetos SIG, PostGIS (2015). O PostgreSQL juntamente com o PostGIS oferece uma ferramenta consistente para armazenamento e gestão de informação relativa ao cadastro de redes de abastecimento de água. O QGIS, aconselhado e interligado ao GISWater, disponibiliza ferramentas para visualização, consulta, edição e análise espacial, QGIS (2015).

### 7.3.1. ARQUITETURA DE DADOS

O GISWater permite construir bases de dados cuja estrutura coincide com a arquitetura de dados do EPANET 2.0. Para efeitos de modelação hidráulica o EPANET 2.0 utiliza como dados de entrada ficheiros ASCII com extensão INP, formato padrão da Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA), Rossman (2000). Estes ficheiros representam as componentes físicas (redes geométricas com topologia arco-nó) e não-físicas (padrões de consumo, curvas de bombas, controlos, etc.) que constituem um sistema de abastecimento de água, Rossman (2000). A Fig.7.1 ilustra a arquitetura de dados do EPANET 2.0.

No que refere à geometria, os arcos representam tubagens, válvulas e bombas e os nós junções, tanques e reservatórios. Segundo o conceito de topologia, ou seja, um conjunto de regras e comportamentos que definem como pontos e linhas partilham geometrias coincidentes, Torret e Medina (2014), os nós coincidem com vértices dos arcos.

No EPANET 2.0, as componentes físicas devem respeitar as seguintes regras, Rossman (2000) e Torret e Medina (2014):

- Os nós do tipo ponto, são os elementos principais;
- Os arcos, do tipo linha, unem os nós do ponto inicial, Node1, ao ponto final, Node2;
- Todos os arcos têm um sentido definido que pode ou não diferir do sentido do escoamento.

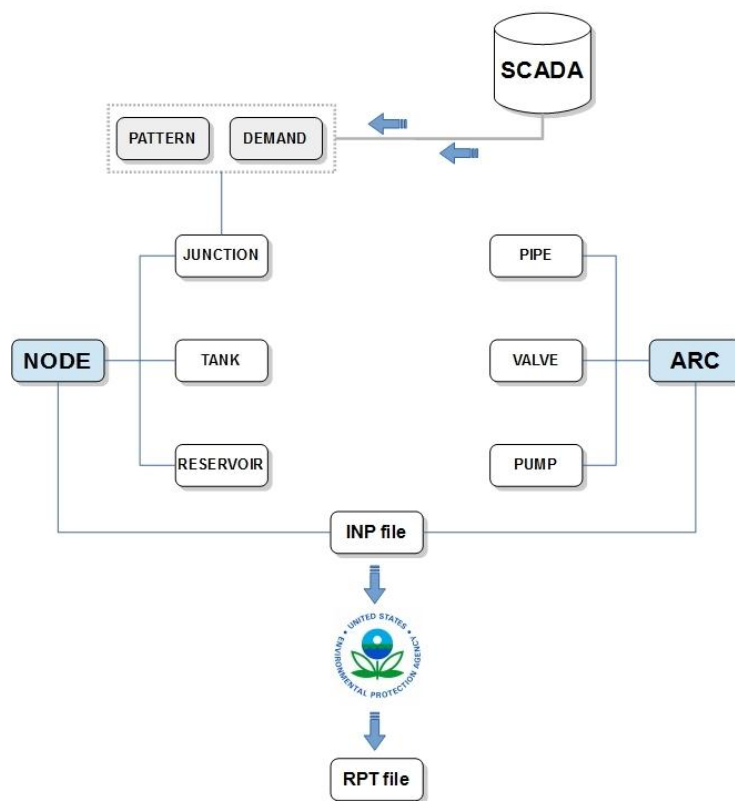


Fig.7.1 – Arquitetura de dados EPANET 2.0

A visualização gráfica do EPANET 2.0 não representa as redes à escala e o traçado das condutas é meramente visual, pois as características geométricas como o comprimento e altimetria, são associadas a valores alfanuméricos. A base de dados do GISWater é composta por tabelas alfanuméricas, ou seja, que caracterizam os componentes físicos do sistema de acordo com a sua geometria. Para a geração do ficheiro INP a geometria apresenta uma enorme vantagem, dado que edições em ambiente QGIS repercutem diretamente no ficheiro INP, Rossman (2000).

Posteriormente à execução da simulação pretendida, o software EPANET cria um ficheiro com o relatório RPT que servirá para análise de resultados e respetivas conclusões.

### 7.3.2. COMUNICAÇÃO COM O EPANET 2.0

Uma das funcionalidades do GISWater é a comunicação bidirecional, ou seja, a capacidade de ler e escrever ficheiros ASCII, nomeadamente ficheiros em formato INP e RPT, através dos quais se estabelece a comunicação com o EPANET 2.0. Esta comunicação ocorre da seguinte forma, Rossman (2000) e Torret e Medina (2014):

- Cada tipo de dados é armazenado em tabelas, otimizando o armazenamento dos mesmos. Neste sentido, há tabelas de armazenamento para todos os tipos de dados que geram o ficheiro INP;
- Através da definição e posterior seleção de zonas de medição e controlo (ZMC), ou seja, áreas isoladas da rede que se pretende estudar, é possível exportar apenas os elementos da rede contidos na secção selecionada;
- A exportação da rede é realizada em formato INP para que o EPANET possa ler a informação;
- O EPANET é executado a partir da linha de comando sem recorrer à interface gráfica do Windows, através do qual é gerado o ficheiro de resultados RPT;
- A informação do ficheiro RPT é lida e armazenada em tabelas relacionadas diretamente com a geometria;
- A apresentação dos resultados pode ser realizada através do SIG, uma vez que os resultados estão ligados aos arcos e nós que compõem a rede de abastecimento de água.

#### 7.4. CASO DE ESTUDO DA QUINTA DO LAGO

O cadastro da rede de abastecimento de água da Quinta do Lago, gerido pela InfraQuinta, é constituído pelos elementos geométricos que compõem a rede e por dados horários de consumo provenientes do SCADA. Os dados de consumo são associados à rede através de pontos de consumo referentes ao ponto físico de entrega de água. A área de intervenção da InfraQuinta engloba cerca de 1449 pontos de consumo.

O facto de os dados de consumo serem horários, diferencia a InfraQuinta de outras entidades gestoras e permite calibrar o modelo hidráulico, pois as incertezas intrínsecas às estimativas de consumos são reduzidas. O volume de dados gerado requer ferramentas adequadas e uma boa metodologia de trabalho. A adoção do GISWater permite lidar com todas as variáveis e ainda com a inserção de ramais (ligações de abastecimento doméstico de pequeno diâmetro) no modelo da rede de abastecimento de água, tornando o modelo hidráulico bastante detalhado.

Anteriormente, o cadastro encontrava-se inserido num SIG proprietário, mais concretamente, em *ArcGIS* e bases de dados *Microsoft SQL Server*. Durante um período, a sua utilização prioritária era para apoio na manutenção da rede, ou seja, proceder à gestão das infraestruturas existentes de modo a garantir o seu bom funcionamento e a qualidade do serviço prestado. Com a necessidade de otimizar a rede existente começou-se por desenvolver modelos matemáticos em ambiente EPANET 2.0. O ficheiro INP era exportado a partir do *ArcGIS*, que para além de dificultar a inclusão de ramais no modelo não apresentava a melhor forma de associar os consumos horários existentes no SCADA aos pontos de consumo da rede. O *ArcGIS* realiza uma simplificação concentrando os consumos nos nós que delimitam as tubagens e o que se pretende é associar os consumos aos respetivos pontos de consumo.

A Fig.7.2 ilustra o processo de migração do SIG proprietário para uma base de dados em PostgreSQL e por sua vez a utilização do software GISWater para interligação com o QGIS e com o SCADA existente.

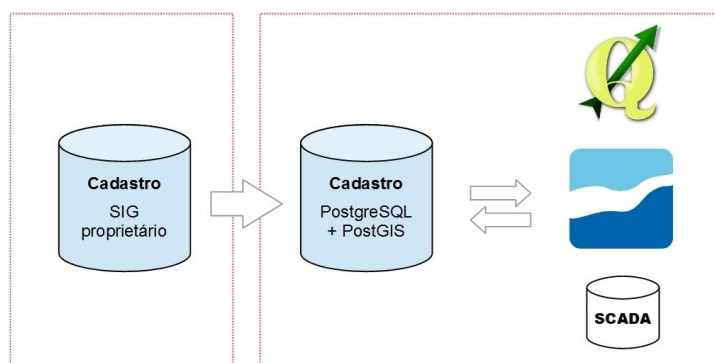


Fig.7.2 – Processo de migração do SIG proprietário para uma base de dados em PostgreSQL

Outra questão que veio reforçar a opção por esta migração deve-se à velocidade de acesso aos dados geográficos. O facto de se possuir uma versão freeware do Microsoft SQL Server, a versão Express, limita a capacidade de armazenamento das bases de dados e a capacidade de processamento, por apenas tirar partido de um único núcleo de processamento do servidor.

O PostgreSQL permite beneficiar dos múltiplos núcleos de processamento do servidor, o que se traduz em maior velocidade de consulta com todas as vantagens que daí advêm, nomeadamente velocidade de consulta e edição dos dados geográficos.

Relativamente à gestão do cadastro e utilização do mesmo para gerar ficheiros INP, o GISWater veio proporcionar uma ferramenta bastante útil pela sua capacidade e facilidade de integração do PostgreSQL com o QGIS e com o EPANET 2.0.

## 7.5. CONCLUSÃO

A gestão da informação é crucial no planeamento de redes de abastecimento de água, o que torna importante a aquisição, o processamento e a análise da informação de um modo simples e rápido. De modo a atingir este objetivo, optou-se por utilizar o software GISWater devido à sua capacidade e facilidade de integração e também por permitir a comunicação entre as diferentes ferramentas utilizadas: bases de dados, EPANET 2.0, SIG e SCADA. A interligação permite potenciar as capacidades de cada uma destas ferramentas e tirar partido do grande volume de dados que pode ser armazenado e manipulado pelo PostgreSQL, da visualização, edição e consulta espacial do QGIS e da modelação hidráulica que o EPANET 2.0 realiza. A interligação permite também que as alterações realizadas ao nível da base de dados se reflitam diretamente no ficheiro INP.

O facto do GISWater ser de código aberto e com acesso gratuito facilita a exploração das suas potencialidades, quer a nível de integração, manipulação e gestão de dados.

A utilização do GISWater exigiu um processo de migração do SIG existente para uma base de dados em PostgreSQL/PostGIS. Esta migração permitiu a utilização de todo o potencial do servidor SIG, aumentando a velocidade de acesso aos dados com todas as vantagens que daí advêm.

Pretende-se também desenvolver um WebSIG que possibilite o acesso a todos os departamentos da empresa ao cadastro e ao modelo hidráulico.



## **8. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS**

### **8.1. CONCLUSÕES**

O presente estudo centrou-se na caracterização do sistema de abastecimento de água da Quinta do Lago com base em indicadores de desempenho e em índices de desempenho técnico, por forma a avaliar a situação de referência, face ao cenário atual e a cenários futuros. A análise possibilitou a criação de alternativas de intervenção no âmbito do plano tático de Gestão Patrimonial de Infraestruturas ao nível da reabilitação, manutenção, operação e gestão da informação, que maximizam o desempenho e minimizam o custo e o risco.

No decorrer da realização do estudo, obtiveram-se as seguintes conclusões:

Na rede de distribuição do sistema de abastecimento de água da Quinta do Lago, as condutas de maior diâmetro, datam do ano 1972, e são essencialmente, em Fibrocimento. Estas condutas encontram-se obsoletas, pois ultrapassaram o seu tempo de vida útil.

Através da análise dos consumos é notório o efeito da sazonalidade, fenómeno este bem patente na Quinta do Lago. É também possível verificar que os maiores consumos ocorrem durante a noite, sendo o seu pico, sempre, por volta das 5 horas da manhã. O oposto ocorre por volta das 19 horas, em que os consumos são mínimos. Este facto acontece devido ao maior peso da parcela de consumo de água para a rega dos jardins privados em relação aos consumos domésticos. Deste modo, torna-se evidente o impacte que a intrusão salina no aquífero pode vir a ter, pois inviabiliza a utilização de água subterrânea para rega e força a que a rega dos espaços verdes privados seja efetuada com água da rede pública.

Foi efetuada a avaliação da situação de referência para o cenário atual, de 14 de maio a 29 de junho 2015 e posteriormente a avaliação para o cenário futuro, que considera as futuras expansões na rede que se encontram previstas no plano de desenvolvimento da Quinta do Lago. Neste cenário o consumo aumenta 15% em relação ao cenário atual.

No que diz respeito à avaliação da situação de referência (configuração atual da infraestrutura), face aos acréscimos de solicitações de consumo considerados no cenário futuro, verifica-se que em termos de pressões mínimas não existem problemas revelantes, sendo o desempenho médio da ordem dos 99,97 %. Em relação às pressões máximas e flutuação de pressões ao longo do dia, o desempenho médio é mais baixo, mas ainda assim considerado bom, com valores de 77,49 % e 90,17 %, respetivamente. Em termos de velocidades máximas, o índice de desempenho médio é aproximadamente 99,66 %, embora sejam identificados problemas pontuais em duas condutas com velocidade de escoamento excessiva, o que origina perdas de carga elevadas. Consequentemente, a altura manométrica da estação elevatória que pressuriza a zona funcional em causa necessita de ser maior, por forma a compensar as perdas de carga excessivas. No que respeita às velocidades mínimas,

o problema é generalizado, com um índice de desempenho global de 48,06 % em que uma parte significativa das condutas apresentam desempenho insuficiente, mesmo para o cenário futuro e tendo em consideração o efeito da sazonalidade. Este problema deriva do sobre dimensionamento dos diâmetros dos troços da rede de abastecimento de água, devido às disposições regulamentares que impõem diâmetros mínimos para as condutas que alimentam os hidrantes. Esta disposição regulamentar causa problemas ao nível da qualidade da água, pois aumenta em muito o tempo de retenção da água na rede. Em termos energéticos, conclui-se que são consumidos cerca de 207 013 kWh/ano para o abastecimento de água na situação de referência a um preço de 0,12 €/kWh, o que origina um gasto de 24 842 €/ano em energia de bombeamento.

Para solucionar os problemas identificados nos parágrafos anteriores, foram analisados modos operacionais alternativos com base no cenário futuro, afim de permitir a comparação entre alternativas. Assim foram criadas duas alternativas de intervenção, a Alternativa 1 e a Alternativa 2.

A Alternativa 1 foi concebida através da realização de pequenas alterações na rede de abastecimento de água, em que o sistema passa de três estações elevatórias e três zonas funcionais para duas estações elevatórias e duas zonas funcionais em que os pontos de consumo que constituem cada uma das novas zonas funcionais têm patamares de pressão idênticos, resultando numa diminuição de 64 710 kWh/ano, o que origina uma poupança estimada de 7 766,00 €/ano, em relação à situação de referência. Isto consegue-se com o fecho de seis válvulas e a construção de 300 m de uma nova conduta.

Como resultado das pequenas alterações introduzidas na Alternativa 1 verificam-se melhorias significativas no índice de flutuação de pressão, na percentagem de hidrantes com capacidade de fornecimento em situação de emergência, nas perdas reais por ramal, na ineficiência de utilização dos recursos hídricos, na energia em excesso por unidade de água que entra no sistema, no consumo específico de energia nas EE, na energia de bombeamento, no rácio de energia em excesso, no índice de desempenho associado à velocidade mínima e nos custos estimados de energia.

A Alternativa 2, para além das alterações introduzidas na Alternativa 1, considera os diâmetros da rede de distribuição dimensionados para o caudal de ponta de acordo com o critério do diâmetro económico e a ligação de uma conduta da Câmara Municipal de Loulé à zona funcional 1. Como resultado, na Alternativa 2 otimiza-se a capacidade hidráulica dos ativos do concelho e consegue-se a poupança de 10 103,00 €/ano em energia de bombeamento, cerca de 84 194 kWh/ano, e também a melhoria do índice de flutuação da pressão na rede.

A Alternativa 2 pode ser considerada utópica, pois considera novos diâmetros em praticamente todos os troços da rede, dimensionados tendo em consideração o aumento das solicitações previstas no cenário futuro e a rede com a topologia e disposição física dos componentes conforme se encontra na situação de referência. É de salientar que na situação de referência a rede de abastecimento da Quinta do Lago é composta por um somatório de redes que serviam para abastecer loteamentos através de água proveniente de furos, ou seja, a sua conceção nunca foi idealizada como um todo, pelo que a sua topologia e disposição física dos componentes pode estar distante do ótimo.

Este estudo culminou na definição das prioridades das obras de reabilitação da infraestrutura para o período de atuação do plano tático de Gestão Patrimonial de Infraestruturas, que abrange o período de 2016 a 2020. A hierarquização de intervenções foi idealizada por forma a que a rede se aproxime gradualmente da Alternativa 2, pelo que as condutas são reabilitadas de acordo com o dimensionamento realizado para a Alternativa 2, sendo que no decorrer deste período se prevê que todas as condutas em Fibrocimento sejam substituídas. É de notar que, com a priorização de intervenções adotada, em 2020, o Índice do Valor da Infraestrutura passa dos atuais 0,36 para 0,68, requerendo um sobre investimento no período indicado, decorrente do reduzido investimento em reabilitação realizado nas últimas décadas.

## **8.2. TRABALHO FUTURO**

No que se refere ao trabalho futuro para o contínuo desenvolvimento do estudo, recomendam-se os seguintes tópicos:

- Caracterização dos consumos de rega, incluindo a previsão de futuras necessidades para rega decorrentes do risco de intrusão salina;
- Estudo de tendências de consumo e tipificação de padrões de consumo para usar em cenários de expansão de rede;
- Tratamento e validação de dados (tratamento de omissões e deteção de dados anómalos);
- Estudo da eficiência energética dos grupos eletrobombas instalados;
- Estudo da criticalidade; i.e. importância dos troços de tubagens com avaliação por modelação hidráulica com simulação de falha individual de cada troço de tubagem;
- Modelação da qualidade da água, no que se refere ao decaimento de cloro;
- Elaboração de um plano de gestão de informação;
- Desenvolvimento de um WebSIG que possibilite o acesso do cadastro e do modelo hidráulico a todos os departamentos da empresa.



## 9. BIBLIOGRAFIA

Alegre, H. (2008). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água e de drenagem e tratamento de águas residuais*. Tese e programas de investigação. LNEC, Lisboa.

Alegre, H., Matos, R., Neves, E., Cardoso, A., Duarte, P., Baptista, J., Pássaro, D., Santos, R., Pires, J., Fernandes, T., Almeida, J., Escudeiro, M., Lobo, F., Nunes, M., Silva, J., Costa, A., Lopes, R., Ribeiro, A., Silva, J., Neves, T., Freixial, P., Ferreira, R., Ramos, R., Rodrigues, R. (2009). *Sistema de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores*. IRAR, Lisboa.

Alegre, H., Matos, R., Neves, E., Cardoso, A., Duarte, P., Baptista, J., Maçãs, F., Pereira, C., Freixial, P., Lobo, F., Simas, L., Cunha, A., Aleixo, C., Ferreira, R., Rodrigues, R., Moinante, M., Mira, F., Franco, M., Ramos, R., Nunes, M., Lopes, R., Silva, J., Costa, A., Ramos, L., Rodrigues, C., Ruivo, F., Alexandre, C., Gonçalves, P., Andrade, I., Alves, D., Carvalho, E. (2013a). *Guia de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores – 2.ª geração do sistema de avaliação*. ERSAR/LNEC, Lisboa.

Alegre, H.; Baptista, J. M.; Hirner, W.; Parena, R. (2004). *Indicadores de desempenho para serviços abastecimento de água*. Versão portuguesa atualizada e adaptada de *Performance indicators for Water supply services*. Manual of Best Practice Series. IWA Publishing (2000). Guia Técnico no. 1. Edição ERSAR/LNEC, Lisboa.

Alegre, H., Coelho, S., Almeida, M., Vieira, P. (2005). *Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. IRAR/INAG/LNEC, Lisboa.

Alegre, H., Coelho, S., Covas, D., Almeida, M., Cardoso, A. (2013b). *A utility-tailored methodology for integrated asset management of urban water infrastructure*. *Water Science and Technology: Water Supply*, 13(6), 1444-1451.

Alegre, H., Covas, D. (2010). *Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água. Uma abordagem centrada na reabilitação*. ERSAR/LNEC/IST, Lisboa.

Alegre, H., Covas, D., Coelho, S., Almeida, M., Cardoso, A. (2011). *AWARE-P: uma abordagem integrada para gestão patrimonial de infra-estruturas de sistemas urbanos de água*. LNEC/IST. Lisboa.

Borges, O., Albuquerque, A., Marcelo, P., Alves, D., Carvalho, A., Robalo, G., Rosa, J., Caneira, M., Aleixo, C., Andrade, I., Santos, C., Borges, S., Freixial, P., Ramos, A., Mira, F., Moinante, M., Franco, M., Monte, M., Silvério, P., Gonçalves, P., Rodrigues, R., Lobo, F., Costa, A., Videira, C., Silva, M., Cardoso, J., Silva, J., Nunes, M., Santana, P., Cunha, A., Sousa, C., Guerreiro, M., Ruivo, F. (2016). *Relatório Anual dos Serviços de Água e Resíduos – Caracterização do setor de águas e resíduos*. ERSAR, Lisboa.

Caldeira, C. (2015). *PostgreSQL – Guia Fundamental – 1ª Edição*. 260p. Edições Sílabo, Lda., Lisboa

Cardoso, M. A., Poças, A., Silva, M. S., Ribeiro, R., Almeida, M. C., Brito, R. S., Coelho, S. T., Alegre, H. (2016). *Innovation results of IAM planning in urban water services*. Water Sci Technol.

Cherchi, C., Badruzzaman, M., Oppenheimer, J., Bros, C. M. and Jacangelo, J. G. (2015a). *Energy and water quality management systems for water utility's operations: A review*. Journal of Environmental Management, 153, 108–120.

Cherchi, C., Badruzzaman, M., Gordon, M., Bunn, S. and Jacangelo, J. G. (2015b). *Investigation of Cost and Energy Optimization of Drinking Water Distribution Systems*. Environ. Sci. Technol., 49(22), 13724–13732.

Coelho, S. T. (1997). *Performance in water distribution: a systems approach*. Research Studies Press, Reino Unido.

Coelho, S., Loureiro, D., Alegre, H. (2006). *Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água*. IRAR/ LNEC, Lisboa.

Covas, D., Cabral, M., Pinheiro, Alexandre., Marchionni, V., Antunes, Sara., Lopes, Nuno., Mamouros, Luis., Brôco, N. (2017-Versão provisória). *Custos de construção de infraestruturas associadas ao ciclo urbano da água*. ERSAR, Lisboa.

Deb, A. K., Hasit, Y. J., Grablutz, F. M. (1995). *Distribution System Performance Evaluation*. American Water Works Association Research Foundation, Denver, Colorado, USA.

Decreto-Lei n.º 379/93 de 5 de novembro.

Decreto-Lei n.º 230/97 de 30 de agosto.

Decreto-Lei n.º 243/2001 de 5 de setembro.

Decreto-Lei n.º 362/98 de 18 de novembro

Decreto-Lei n.º 160/2003. Regulamento do Plano de Urbanização da Quinta do Lago – UOP5.

Decreto-Lei n.º 194/2009 de 20 de agosto.

Decreto-Lei n.º 92/2010 de 26 de julho.

ERSAR (2009). *Sistema de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores. 1.a Geração do sistema de indicadores de qualidade de serviço. 2.a Edição revista e atualizada*. Guia Técnico no. 12. IRAR, Lisboa.

Figueiredo, D. (2014). *Modelação do decaimento do cloro em sistemas de abastecimento de água. Dissertação de Mestrado*, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

iGPI. (2015). *Iniciativa Nacional para a Gestão Patrimonial de Infraestruturas 2a edição*. Projeto colaborativo com a coordenação e apoio técnico. LNEC, IST e Addition, Lisboa.

Mendes, A., Gomes, F., Martins, S., Mendes, P., Silva, A., Castro, D., Quadrado, F., Ferreira, F., Rodrigues, H., Branco, M., Telésforo, S., Silva, S. (2010). *Relatório do Estado do Abastecimento de Água e da Drenagem e Tratamento de Águas Residuais – Sistemas públicos urbanos INSAAR 2010 (dados 2009)*. INAG/INSAAR, Lisboa.

Jacob, A. (2006). *Avaliação de Perdas em Sistemas de Distribuição de água: o caso de estudo da ZMC 320 da Epal*. Dissertação de Mestre. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Kurek, W. and Ostfeld, A. (2013). *Multi-objective optimization of water quality, pumps operation, and storage sizing of water 25 distribution systems*. Journal of Environmental Management, 115, 189-197.

Lei n.º 88-A97 de 25 de julho.

Lei n.º 12/2014 de 6 de março.

Leitão, J. P., Coelho, S. T., Alegre, H., Cardoso, M. A., Silva, M. S., Ramalho, P., Ribeiro, R., Covas, D., Poças, A., Vitorino, D., Almeida, M. C., Carriço, N. (2016). *Moving urban water infrastructure asset management from science into practice*. Urban Water Journal, 13(2), 133-141.

Lencastre, A. (1996). *Hidráulica geral*. Edição do Autor, Lisboa.

LNEC/ERSAR (2017). *Desenvolvimento e implementação de processos de gestão patrimonial de infraestruturas*. ERSAR, Lisboa.

Loureiro, D., Alegre, H., Silva, M. S., Ribeiro, R., Mamade, A. and Poças, A. (2016). *Implementing tactical plans to improve water- energy loss management*. Water Sci Technol Water Supply.

Machell, J. and Boxall, J. (2014). *Modeling and field work to investigate the relationship between the age and the quality of drinking water at customer's taps*. Journal of Water Resources Planning and Management, 140(9).

Serra, P., Baptista, J., Borges, O., Pires, A., Vale, L., Alegre, H. (2007). *PEAASAR II - Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Lisboa.

Frade, J., Lacasta, N., Mendes, P., Cardoso, P., Trindade, I., Newton, F., Franco, P., Serra, A., Póvoa, C., Narciso, F., Brôco, N. (2015). *PENSAAR 2020 - Uma estratégia ao serviço da população: serviços de qualidade a um preço sustentável*. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Lisboa.

Prince, R., Vojinovic, Z. (2011). *Urban Hydroinformatics*. Data, Models and Decision Support for integrated Urban Water Management. IWA publishing.

Rossman, Lewis A. (2000). *EPANET 2.0 USERS MANUAL*. Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, OH 45268, USA.

Serranito, F., Donnelly, A. (2015). *Controlo Ativo de Perdas de Água*. EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres S.A., Lisboa.

Torret, X., Sanguino, J., Quintanilla, C. (2012). *Herramientas de código libre. Una realidad para la gestión municipal aplicada a los servicios urbanos*. Magazine gvSIG Association.

Torret, X., Medina, V. (2014). *postgreSQL y postGIS 2.0 aplicados al mundo de la ingeniería hidráulica y fluvial*. Resumos do VIII Jornadas de SIG libre, 26-28 Março de 2014, Girona.

USEPA. (2002). *Effects of Water Age on Distribution System Water Quality*. U.S. Environmental Protection Agency, Washington D.C., USA.

Vicente, D., Garrote, L., Sánchez, R. and Santillán, D. (2015). *Pressure Management in Water Distribution Systems: Current Status, Proposals, and Future Trends*. J. Water Resour. Plann. Manage., 142(2), 4015061.

Walski, T.M., Haestad Methods, Inc. (2003) *Advanced water distribution modeling and management*. 751p. Haestad Press, the University of Michigan, USA.

<https://www.giswater.org/>. 2018.

<https://www.postgresql.org/>. 2018.

<https://www.postgis.net/>. 2018.

<https://www.qgis.org/>. 2018.

<https://www.ersar.pt/>. 2018.

<https://www.epa.gov/water-research/epanet/>. 2018.