



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

Contribuição para o apoio à decisão na reabilitação de sistemas de saneamento

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

Autor

Luís Tiago Vieira Vicente Belo de Barros

Orientador

Prof. António Manuel Abreu Freire Diogo

Prof. Jorge Santos Temido

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

Coimbra, julho, 2015

AGRADECIMENTOS

Dedico este espaço a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para que o desenvolvimento deste trabalho de investigação e a elaboração desta dissertação se tornasse possível. Com elevada estima e consideração, deixo os meus mais sinceros agradecimentos:

Ao Professor Doutor António Manuel Abreu Freire Diogo, orientador da presente dissertação, pela disponibilidade e prontidão demonstrada durante todo o processo assim como o imenso conhecimento partilhado.

Ao Professor Doutor Jorge Luís Silva Santos Temido, orientador da presente dissertação, pela grande contribuição na pesquisa necessária à elaboração da síntese bibliográfica.

Ao Engenheiro Luís Costa da empresa Águas de Coimbra, por se mostrar incansável na disponibilização de materiais de apoio, indispensáveis à elaboração da dissertação.

À Engenheira Susana Santos das Águas do Mondego, pelas informações facultadas.

Aos Engenheiros Bruno Lencastre e Miguel Freire pela informação disponibilizada relativa à reabilitação de condutas.

Ao Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA) pelos dados utilizados neste estudo (Dataset de precipitação PT02).

À minha mãe e aos meus avós, por tornarem tudo isto possível.

RESUMO

As contribuições indevidas, sejam causadas por infiltrações de origem subterrânea ou superficial, ou por ligações indevidas, normalmente de águas pluviais, introduzem nos sistemas de drenagem caudais muito superiores aos caudais para os quais foram dimensionados. Estes volumes parasitas traduzem-se em custos de transporte e tratamento acrescidos que em alguns casos se podem tornar insustentáveis, comprometendo o bom funcionamento do sistema. Assim, torna-se essencial para as entidades gestoras que os mesmos possam ser quantificados corretamente de modo a compreender quais os impactos associados aos mesmos.

Na presente dissertação, desenvolve-se um método simples de quantificação de contribuições indevidas recorrendo a valores médios, baseados em medições realizadas num sistema de drenagem objeto de estudo, para diferentes estações do ano. Determinam-se as curvas para os caudais médios diários totais drenados, correspondentes aos diferentes períodos. As contribuições indevidas (caudais infiltrados e ligações indevidas) são determinadas em unidades de volume por dia com um comportamento tipicamente húmido e considerando que não ocorrem infiltrações em tempo seco.

O caso de estudo considerado é o sistema de drenagem de águas residuais comunitárias afluyente à ETAR do Ameal localizado no Concelho de Coimbra com tratamento por lamas ativadas com arejamento prolongado que serve cerca de 2000 habitantes dos aglomerados de Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles, com uma extensão total de coletores com cerca de 18 km de comprimento, incluindo o interceptor com aproximadamente 1,8 km, implantado a grandes profundidades numa zona baixa e com elevado nível freático.

É efetuada uma análise custo-benefício baseada em custos unitários por unidade de comprimento de coletor de modo a compreender quais os subsistemas da rede de drenagem onde é economicamente viável realizar operações de reabilitação. Nos subsistemas onde a condição anterior se verifica, é realizada uma análise baseada em custos totais para se conhecer a ordem de grandeza dos investimentos e benefícios resultantes da decisão. Finalmente são atribuídas prioridades de reabilitação aos diferentes subsistemas de acordo com os resultados.

Palavras chave: Sistemas de drenagem de águas residuais; Infiltrações; Ligações indevidas; Reabilitação; Análise custo benefício.

ABSTRACT

The inflow/infiltration are caused by infiltration of rainwater or groundwater or improper connections, introduce in drainage systems far superior flows for which they were dimensioned. These parasites volumes translate into increased transport and treatment costs which in some cases can become unsustainable, jeopardizing the proper functioning of the system. Thus, it becomes essential for managing bodies that they can be properly quantified in order to understand the impacts associated with them.

In the present dissertation, is developed a simple method to quantify inflow/infiltration using the average flow rates, based on measurements performed in the drainage system for different seasons and are determined the respective curves for the average daily flow rates corresponding to different periods. Inflow/infiltration are determined in volume units per day with a typically humid behavior and considering that no infiltration occur in dry weather.

Then proceeds to a cost-benefit analysis based on unit costs per collector unit length in order to understand what the subsystems of the drainage system are where it is economically feasible to carry out rehabilitation operations. On the subsystems in which the earlier condition is verified, is performed an analysis based on total costs to know the order of magnitude of investments and benefits resulting from the decision. Finally rehabilitation priorities are assigned to different subsystems according to the results.

Key words: Drainage systems waste water; Inflow/infiltration; cost-benefit analysis; rehabilitation.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
SIMBOLOGIA	viii
ABREVIATURAS	ix
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Motivações e Objectivos	2
1.3 Estrutura	3
2 SÍNTESE BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Considerações gerais	4
2.2 Abordagens de apoio à decisão	4
2.3 Quantificação de Infiltrações e exfiltrações	7
2.3.1 Introdução	7
2.3.2 Enquadramento Nacional	8
2.3.3 Métodos baseados em medições de caudal	9
2.3.4 Métodos baseados em traçadores	12
2.4 Técnicas de reabilitação	16
2.4.1 Introdução	16
2.4.2 Técnicas de renovação	17
2.4.3 Técnicas de substituição	19
2.4.4 Técnicas de reparação	21
3 METODOLOGIA	24
3.1 Considerações gerais	24
3.2 Caracterização da rede de drenagem	24
3.2.1 Levantamento dos elementos de cadastro	24
3.2.2 Tratamento de dados	26
3.3 Afluências indevidas	28
3.3.1 Tratamento de dados	28
3.3.2 Quantificação de afluências indevidas	30
3.3.3 Localização de infiltrações	31

3.4	Análise custo benefício.....	32
3.4.1	Considerações gerais	32
3.4.2	Modelo de apoio à decisão	32
3.4.3	Determinação de custos	35
4	CASO DE ESTUDO	37
4.1	Caracterização da rede de drenagem	37
4.1.1	Considerações iniciais	37
4.1.2	Elementos de cadastro	37
4.1.3	Caracterização caudal médio diário.....	39
4.1.4	Precipitação mensal	47
4.2	Afluências indevidas.....	48
4.2.1	Caracterização de escoamentos médios.....	48
4.2.2	Caudais de infiltração e ligações indevidas.....	52
4.2.3	Localização das infiltrações no emissário	54
4.3	Análise custo benefício.....	55
4.3.1	Considerações gerais	55
4.3.2	Sub-bacia do Ameal	56
4.3.3	Sub-bacia de Vila Pouca do Campo	57
4.3.4	Sub-bacia de Reveles.....	59
4.3.5	Troço BC do emissário.....	60
4.3.6	Prioridades de reabilitação.....	62
5	CONCLUSÕES	63
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
	ANEXO A – CAUDAIS MEDIDOS À ENTRADA DA ETAR	6-A-1
	ANEXO B – VOLUMES DIÁRIOS ACUMULADOS À ENTRADA DA ETAR	6-A-1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - a) Cubo da GPI. b) Processo de gestão e planeamento.	5
Figura 2.2 - Esquema geral da aplicação do método do triângulo	10
Figura 2.3 - Conceito base dos métodos QUEST	14
Figura 2.4 - Variação da razão $\delta^{18}O$ ao longo do dia em Rümlang	15
Figura 2.5 - Esquema e aplicação prática do entubamento simples	18
Figura 2.6 - Esquema do entubamento com tubagem ajustada	18
Figura 2.7 - Esquema de aplicação, exemplo de aplicação e equipamento de cura	19
Figura 2.8 - Exemplo de abertura em parede vertical e com taludes	20
Figura 2.9 - Esquema da substituição em galeria com intervenção humana.....	21
Figura 2.10 - Esquema da reparação com injeção de argamassa não retráctil	22
Figura 2.11 - Esquema de aplicação da técnica de encamisamento pontual.....	23
Figura 3.1 - Descrição do equipamento utilizado nas medições de caudal realizadas	25
Figura 3.2 - Disdrómetro laser Thies Clima utilizado	26
Figura 3.3 - Procedimento adoptado na eliminação de ligações indevidas	29
Figura 3.4 - Cenários considerados na análise custo benefício	35
Figura 4.1 – Sistema de drenagem de águas residuais afluente à ETAR do Ameal.....	38
Figura 4.2 - Medições de caudal na sub-bacia do Ameal em tempo seco [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]	39
Figura 4.3 - Medições de caudal na sub-bacia do Ameal em tempo húmido [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]	40
Figura 4.4 - Medições de caudal na sub-bacia de Vila pouca do Campo em tempo seco [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]	40
Figura 4.5 - Medições de caudal na sub-bacia de Vila pouca do Campo em tempo húmido [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]	41
Figura 4.6 - Medições de caudal na sub-bacia de Reveles em tempo seco [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]	41
Figura 4.7 - Medições de caudal na sub-bacia de Reveles em tempo húmido [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]	42
Figura 4.8 - Caudais médios diários para a sub-bacia do Ameal [l/s].....	43
Figura 4.9 - Caudais médios diários para a sub-bacia de Vila Pouca do Campo [l/s].....	43
Figura 4.10 - Caudais médios diários para a sub-bacia de Reveles [l/s]	44
Figura 4.11 - Caudais médios diários afluentes à ETAR	44
Figura 4.12 - Média das medições realizadas em cada uma das sub-bacias de estudo	45

Figura 4.13 - Curvas $Q(t)$ estimadas utilizando o método dos mínimos quadrados aplicado a polinómios	46
Figura 4.14 - Precipitação média mensal para a região em estudo [mm].....	47
Figura 4.15 - Curvas $QS(t)$, $QH(t)$ e $QHSLI(t)$ para a sub-bacia do Ameal e os respectivos conjuntos de dados [l/s]	50
Figura 4.16 - Curvas $QS(t)$, $QH(t)$ e $QHSLI(t)$ para a sub-bacia de Vila Pouca do Campo e os respectivos conjuntos de dados [l/s]	51
Figura 4.17 - Curvas $QS(t)$, $QH(t)$ e $QHSLI(t)$ para a sub-bacia de Reveles e os respectivos conjuntos de dados [l/s]	51
Figura 4.18 - Várias contribuições estimadas do escoamento para as sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles	53
Figura 4.19 - Várias contribuições estimadas do escoamento para o emissário.....	53
Figura 4.20 - Troços de estudo atribuídos ao emissário	54
Figura 4.21 - Análise custo benefício para a sub-bacia do Ameal em valores unitários.....	56
Figura 4.22 - Análise custo benefício para a sub-bacia do Ameal em valores totais	57
Figura 4.23 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Vila pouca do Campo em valores unitários	58
Figura 4.24 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Vila pouca do Campo em valores totais	58
Figura 4.25 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Reveles em valores unitários	59
Figura 4.26 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Reveles em valores totais	60
Figura 4.27 - Análise custo benefício para o emissário em valores unitários	61
Figura 4.28 - Análise custo benefício para o emissário em valores totais.....	61
Figura A.1 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 10 de Março de 2015.....	A-1
Figura A.2 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 11 de Março de 2015.....	A-1
Figura A.3 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 23 de Março de 2015.....	A-2
Figura A.4 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 24 de Março de 2015.....	A-2
Figura A.5 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 25 de Março de 2015.....	A-2

SIMBOLOGIA

Cap – Capitação

C_{IND} - Concentração do indicador a jusante

C_{REF} - Concentração do indicador a jusante

CTT_0 – Custo unitário de transporte e tratamento no ano 0

Cu_{ExpMan} - Custo unitário associado à exploração e manutenção do sistema reabilitado

Cu_{Reab} - Custo unitário de investimento necessário às operações de reabilitação

$Cu_{TratTransp}$ - Custo unitário de transporte e tratamento resultante da redução de infiltrações

E - Exfiltração expressa como uma proporção do caudal

f – Fator de afluência à rede

M – Número de dias consecutivos de tempo seco

$massa_{entrada}$ - Massa de traçador á entrada do troço em estudo

$massa_{IND,in}$ – Massa de traçados no sinal indicador à entrada

$massa_{IND,out}$ – Massa de traçador no sinal indicador à saída

$massa_{REF,in}$ - Massa de traçador no sinal de referência à entrada

$massa_{REF,out}$ - Massa de traçador no sinal de referência à saída

$massa_{saida}$ - Massa de traçador á saída do troço em estudo

Q_{Inf} – Caudal médio infiltrado por dia húmido

Q_{infi} – Caudal médio anual infiltrado no ano i por metro linear de coletor

$Q_{Ligações\ indevidas}$ – Caudal médio de ligações indevidas por dia húmido

Q_{MDD} – Caudal médio diário domiciliário

$\bar{Q}(t)$ – Caudal médio no instante t

$\bar{Q}_H(t)$ - Caudal médio no instante t em tempo húmido

$\bar{Q}_{HSLI}(t)$ - Caudal médio para o instante t em tempo húmido sem ligações indevidas

$\bar{Q}_S(t)$ - Caudal médio para o instante t em tempo seco

TJ_i – Taxa de juro anual no ano i

T_{Red} – Taxa de redução dos caudais infiltrados

T_{aEMi} – Taxa de atualização ao ano i dos custos de exploração e manutenção

T_{aTTi} – Taxa de atualização no ano i dos custos de tratamento e transporte

v_n^{jad} – O volume de águas residuais no ponto de medição j , no “dia de chuva” n ;

v_n^{jap} – O volume estimado de águas pluviais, no ponto de medição j , no “dia de chuva” n ;

v_n^{jT} – O volume total medido no ponto de medição j , no “dia de chuva” n ;

ABREVIATURAS

APUSS - Assessing infiltration and exfiltration on the Performance of Urban Sewer Systems
AWARE-P - Advanced Water Asset Rehabilitation – Portugal
CARE-S - Computer Aided Rehabilitation of Sewer Networks
CARE-W - Computer Aided Rehabilitation of Water Networks
CBO – Carência Biológica de Oxigénio
CCTV - Closed Circuit Television
CIPP – Cured In Place Pipe
CQO – Carência Química de Oxigénio
EPA - United States Environmental Protection Agency
ERSAR – Entidade Reguladoras dos Serviços de Águas Residuais
ETAR – estação de Tratamento de Águas residuais
FFD – Ferro Fundido Dúctil
GPI – Gestão Patrimonial de Infraestruturas
IPMA – Instituto Português do Mar e da Atmosfera
IRAR - Instituto Regulador de Águas e Resíduos
I/E – Infiltrações/exfiltrações
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
PVC – Policloreto de Vinila
QUEST - Quantification of Exfiltration from Sewers with artificial Tracers
RGSPDADAR - Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A necessidade de drenar as águas residuais do interior dos centros urbanos, particularmente águas pluviais, levou a que no século XIII surgissem na Europa os primeiros sistemas de drenagem de águas residuais com um conceito relativamente próximo do atual. Segundo Almeida e Cardoso (2010) existem referências da conclusão de uma rede de drenagem urbana na cidade de Valência no ano de 1258, Paris viu o primeiro coletor coberto ser instalado por volta do ano 1370 e em Lisboa, uma parte do atual sistema de drenagem da Baixa Pombalina foi construída após o terramoto de 1755.

A alteração de paradigma na drenagem de águas residuais ocorreu apenas no século XIX, com o desenvolvimento dos sistemas públicos de abastecimento de água nas grandes cidades, e quando diversas epidemias tornaram necessária a criação de redes de drenagem de modo a melhorar as condições de higiene. Em Portugal e no seguimento desta mudança, foi desenvolvido um plano para a rede de drenagem de Lisboa em 1884 e existem indícios de que a primeira rede de drenagem separativa foi construída na cidade do Porto em 1907 (Almeida e Cardoso, 2010). No entanto, apenas uma reduzida percentagem da população portuguesa tinha acesso à rede de drenagem de águas residuais até à década de 70. De acordo com informação existente em PORDATA, 2015, no início da década de 90, cerca de 60% da população usufruía de uma rede de drenagem, valor que em 2009 já cobria 84% da população.

Os sistemas de drenagem têm como finalidade a recolha, o transporte e a restituição aos meios recetores das águas residuais e representam a prestação de um serviço público fundamental para o bem-estar das comunidades. Para além da maioria dos sistemas de drenagem em Portugal terem sido projetados e construídos há dezenas de anos, excedendo em muitos casos os tempos de vida útil, também ocorreu um crescimento abrumador do desenvolvimento dos centros urbanos que contribuiu para um aumento dos caudais de ponta que, em muitas situações, leva ao aumento do risco de insuficiência da rede, da probabilidade da ocorrência de cheias em sistemas unitários e dos volumes descarregados de efluentes nos meios recetores sem tratamento prévio. (Matos,1996)

O aumento do número de habitantes servidos com rede de drenagem resultou de avultados investimentos de construção, tornando os sistemas de drenagem num património muito

significativo. A sua qualidade funcional e estrutural constituem parâmetros de elevada importância de modo a garantir que a transferência de águas residuais até às estações de tratamento ocorra sem a existência de infiltrações e exfiltrações (Bertrand-Krajewski et al. 2005).

As aflúências de caudais indevidos, sejam elas causadas por infiltrações de origem subterrânea ou superficial ou por ligações indevidas, podem introduzir nos sistemas de drenagem caudais muito superiores relativamente àqueles para os quais os sistemas foram dimensionados. A eficiência das ETAR's é comprometida, não só pelo facto de ocorrer uma diluição na concentração de poluentes, mas também pela incapacidade de tratar este aumento de volumes. A ocorrência de exfiltrações de águas residuais pode ter um papel relevante na contaminação de solos e das águas subterrâneas, que se tornam especialmente graves quando as águas subterrâneas servem também para abastecimento público (Bertrand-Krajewski et al. 2005).

Embora nenhum sistema de drenagem seja isento de caudais de infiltração e de exfiltração, a reabilitação dos sistemas de drenagem constitui uma ferramenta essencial no seu controlo. São muitos os parâmetros a ter em conta na hora de reabilitar: o modo como se quantificam as infiltrações, os custos de tratamento das mesmas e a escolha das técnicas de reabilitação. Todos estes elementos constituem por si, uma complexidade de informação que deve sustentar a decisão e uma má avaliação e escolha da mesma pode resultar em avultados custos para as entidades gestoras.

1.2 Motivações e Objectivos

A escolha do tema surge da satisfação intrínseca ao autor pelos assuntos relacionados com a hidráulica urbana. A conservação de recursos hídricos sempre constituiu um foco de interesse, o que tornou a matéria de drenagem de águas residuais apelativa a esta causa. Assim, pretende-se com esta dissertação, dar um contributo no apoio à decisão na reabilitação de sistemas de saneamento, de modo a que o seu bom funcionamento contribua para uma melhoria da qualidade e eficiência do tratamento e estado de conservação dos sistemas.

A presente dissertação tem como principais objetivos desenvolver e aplicar um modelo simples e de fácil utilização que permita quantificar, em valores médios, os volumes anuais infiltrados nos diversos subsistemas de uma determinada rede de drenagem e adaptar uma abordagem custo-benefício de apoio à decisão centrada em custos unitários, de modo a poder compreender quando é economicamente viável reabilitar determinado subsistema, atribuindo-lhe prioridades quando se conclua que a melhor decisão é reabilitar.

É também objectivo desta dissertação, que seja realizada e registada uma caracterização da rede de drenagem em estudo: o sistema separativo de águas residuais municipais afluentes à ETAR do Ameal localizado no Concelho de Coimbra, fornecendo ferramentas úteis que permitam melhorar o seu modo de funcionamento.

1.3 Estrutura

A presente dissertação é composta por cinco capítulos, sendo neste primeiro capítulo efetuada uma introdução ao tema, abordando a evolução do paradigma das redes de drenagem de águas residuais, assim como a importância de garantir o seu bom funcionamento. São também expressas as motivações e objetivos a atingir com a elaboração da mesma.

No segundo capítulo, apresenta-se uma síntese bibliográfica acerca da matéria que se considerou mais diretamente relacionada com o desenvolvimento do estudo efetuado e com a elaboração desta dissertação. São apresentadas algumas ferramentas facilitadoras na tomada de decisão relativamente à opção de reabilitar determinado sistema de drenagem, assim como as principais técnicas de reabilitação disponíveis. Ainda são expostos alguns trabalhos relacionados com a identificação e quantificação de afluências indevidas.

No capítulo três são explicadas as três etapas que constituem a metodologia utilizada no caso de estudo: caracterização da rede de drenagem, identificação e quantificação de afluências indevidas e análise custo-benefício. A aplicação da mesma é realizada no capítulo quatro ao sistema de drenagem de águas residuais municipais afluentes à ETAR do Ameal.

Finalmente, no quinto capítulo, são expostas as conclusões relativamente a todo o trabalho desenvolvido, desde as vantagens e limitações dos métodos e procedimentos adotados, até aos resultados obtidos.

2 SÍNTESE BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações gerais

Quando se pensa na hipótese de reabilitar determinado sistema de drenagem de águas residuais, torna-se também necessário compreender e determinar uma grande quantidade de variáveis e parâmetros que transformam a tomada de decisão numa tarefa extremamente complexa. No presente capítulo, serão expostas, de uma forma resumida, algumas ferramentas que se acham relevantes no apoio à decisão. Em três subsecções, serão explorados assuntos como ferramentas de apoio à decisão, determinação de caudais de infiltração e exfiltração e finalmente, as principais técnicas de reabilitação disponíveis atualmente.

2.2 Abordagens de apoio à decisão

Com o objetivo de desenvolver ferramentas adequadas que apoiem a tomada de decisão por parte das entidades gestoras, surgiu o projeto Advanced Water Asset Rehabilitation – Portugal (AWARE-P) que beneficiou dos resultados do longo percurso de I&DT assim como dos mais recentes desenvolvimentos na área de gestão patrimonial de infraestruturas (GPI), nomeadamente os projetos Computer Aided Rehabilitation of Water Networks (CARE-W) e Computer Aided Rehabilitation of Sewer Networks (CARE-S). Entende-se como GPI a gestão ao nível estratégico e sustentável das mesmas que deve ser realizada de forma integrada, relacionando parâmetros como as diferentes atividades de exploração dos sistemas, reabilitação e expansão. O tema tem vindo a ganhar cada vez mais relevância no que diz respeito ao cumprimento de requisitos de desempenho dos sistemas. O Decreto-Lei n.º 194/2009 vem estabelecer, no seu artigo oitavo, que as entidades gestoras devem promover e manter um sistema de GPI sempre que sirvam uma população superior a trinta mil habitantes (Alegre et al., 2011).

A metodologia do projeto é apresentada na forma de um cubo como ilustra a Figura 2.1a) A GPI é vista de forma integrada aos níveis estratégicos, táticos e operacionais. O primeiro tem como princípio a organização a longo prazo estabelecendo prioridades estratégicas, o nível tático onde são decididas e implementadas ações a médio prazo e finalmente o nível operacional, onde são planeadas e implementadas as ações de curto prazo. A informação, engenharia e gestão são considerados os três pilares de competências e na avaliação de

alternativas de intervenção, são tidos em conta o desempenho, custo e risco ao longo do período de análise (Alegre et al. 2011).

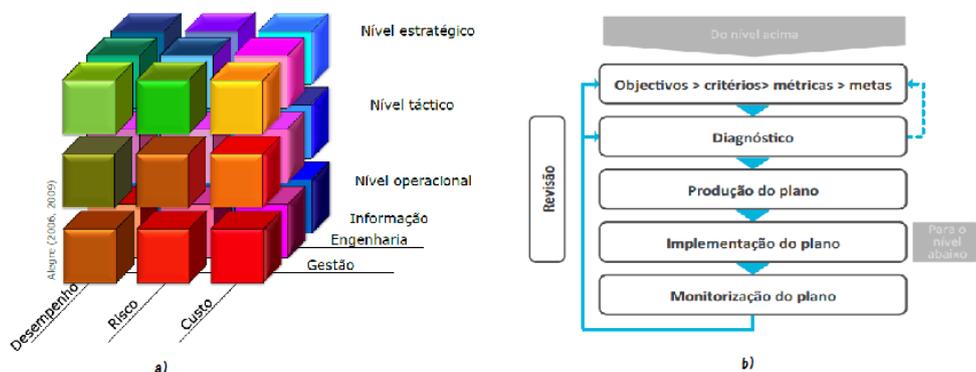


Figura 2.1 - a) Cubo da GPI. b) Processo de gestão e planeamento. (Alegre et al. 2011)

A Figura 2.1b) ilustra um ciclo estruturado desenvolvido aplicado a cada um dos três níveis de gestão e planeamento. De modo a compreender as direções de ação, é importante que o primeiro ponto seja realizado tendo em conta que os objetivos devem ser claros, concisos, ambiciosos, atingíveis e compatíveis, os critérios permitam a avaliação dos objetivos devendo ser selecionados métricas de desempenho para cada um, que podem ser indicadores e índices que permitam avaliar qualitativa e quantitativamente os critérios e finalmente as metas, que estão relacionadas com aquilo que se pretende efetivamente alcançar. A metodologia e os métodos de análise desenvolvidos têm suporte no software onde é possível integrar uma série de dados e processos relevantes no apoio à decisão como mapas, bases de dados geográficos SIG, ordens de serviço, registos de inventário, registos CCTV e registo de avaliação patrimonial. A plataforma (baseform.org) está organizada de modo a ser possível comparar e avaliar alternativas de planeamento através de métricas de desempenho, risco e custo. Atualmente tem registados cerca de mil utilizadores oriundos dos cinco continentes (Alegre et al., 2011).

Os resultados do projeto estão disponíveis na plataforma do mesmo (<http://www.aware-p.org/>) e são distribuídas de forma pública e gratuita as seguintes ferramentas:

- Manuais de boa prática;
- Software *open-source* de planeamento de GPI e apoio à decisão;
- Estudos-piloto e caso de demonstração;
- Cursos de formação;
- Materiais de *e-learning* relativos aos processos de GPI e ao software;

- Uma plataforma de divulgação baseada na internet;
- Artigos e relatórios técnico-científicos.

Numa perspetiva diferente, foi desenvolvida uma abordagem genérica simples custo-benefício na reabilitação de sistemas de saneamento (Diogo et al. 2011) que pretende funcionar como ferramenta preliminar na identificação de sistemas problemáticos da rede de drenagem de águas residuais. Esta centra-se numa análise assente em valores médios por metro linear de coletor que considera a reabilitação do sistema economicamente viável quando se verifica que os custos de tratamento e transporte dos caudais a reduzir (benefícios) sejam superiores à soma dos custos de reabilitação e dos custos acrescidos de manutenção e exploração do sistema resultantes da reabilitação. Assim, e considerando custos unitários expressos em unidades monetárias por metro linear, a condição referida anteriormente ao longo do período de projeto, pode ser dada pela seguinte expressão:

$$Cu_{Reab} + Cu_{ExpMan} \leq Cu_{TratTransp} \quad (1)$$

Onde Cu_{Reab} corresponde ao custo total unitário de investimento necessário às operações de reabilitação, Cu_{ExpMan} o custo total unitário dos trabalhos necessários à manutenção do sistema reabilitado e $Cu_{TratTransp}$ o custo total unitário de transporte e tratamento dos caudais a reduzir.

Como desvantagens da aplicação do modelo pode assinalar-se o facto de o custo de tratamento e transporte ser considerado por simplificação diretamente proporcional ao caudal efluente à ETAR e a dificuldade de prever as taxas de crescimento e de juro ao longo do horizonte de projecto, que se podem considerar simplificadamente constantes. Por outro lado, o facto de o caudal infiltrado ser considerado constante ao longo do tempo, torna a análise mais segura no ponto de vista da reabilitação.

A decisão de reabilitar determinado sistema estará sempre associada a incertezas que variam de sistema para sistema. Em EPA (1991) é apresentada uma análise custo-benefício relativamente complexa. Uma das principais razões para a dificuldade de tomada de decisão deve-se frequentemente à falta de informação pormenorizada que existe relativamente ao funcionamento e estado de conservação dos sistemas. Será obvio afirmar que, quanto maior for o conjunto de elementos de cadastro existentes, mais correta poderá vir a ser a tomada de decisão.

2.3 Quantificação de Infiltrações e exfiltrações

2.3.1 Introdução

Sabe-se que os sistemas de drenagem de águas residuais são dimensionados para a recolha, tratamento e transporte de águas residuais, no entanto, devem estar preparados para a ocorrência de outras contribuições, nomeadamente, infiltrações e ligações indevidas. As infiltrações definem-se como a entrada de água nas infraestruturas da rede, através de coletores danificados, caixas de visita e juntas de ligações. Podem ser classificadas como diretas, quando resultam de fenómenos pluviométricos e indiretas, relacionadas com a aproximação ao nível freático, sendo estes últimos, de um modo geral, constantes ao longo do tempo. É fácil perceber que a sua grandeza aumenta com a diminuição do estado de conservação do sistema e com o aumento do nível freático, da profundidade do coletor e da impermeabilização do tipo de solo envolvente (Santos, 2008).

As infiltrações causam impactos nos sistemas a nível estrutural, financeiro e ambiental. No primeiro, além de contribuírem para a deterioração das infraestruturas, podem transformar o escoamento livre em escoamento sob pressão, ficando as condutas em carga (Bonito, 2014). Por outro lado, podem levar à necessidade de descarregar volumes excedentários sem tratamento prévio, o que pode trazer graves problemas de carácter ambiental que se intensificam quando se trate de um meio recetor com relevância ambiental. Ao nível financeiro, são vários os factores que devem ser tidos em conta. Estas águas, são transportadas e tratadas do mesmo modo que as águas residuais, o que só por si, já constitui um acréscimo de custos, além de que, os valores envolvidos para a redução ou eliminação destes caudais, traduzem-se em elevados custos de reabilitação. Podem ainda ser incluídos custos ambientais quando ocorra necessidade de minimizar impactos causados pelas descargas sem tratamento. As exfiltrações podem trazer consequências graves a nível ambiental, quer ao nível dos solos, como das águas subterrâneas. Este problema intensifica-se quando estas águas são utilizadas para consumo humano, ou se trate de uma zona com especial importância de conservação ambiental.

O facto dos caudais de infiltração e exfiltração terem um impacto muito significativo no funcionamento dos sistemas, torna-se importante conseguir proceder à sua quantificação. Nos pontos seguintes, dá-se a conhecer algumas abordagens que permitem estimar estes mesmos caudais de modo a poder utilizá-los nas análises de apoio à decisão na reabilitação de sistemas de drenagem.

2.3.2 Enquadramento Nacional

O Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR) define valores para caudais de infiltração para quando não existem dados que permitam a sua determinação de uma forma mais exata. Assim, no seu artigo 126.º relativamente aos caudais de infiltração, pode ler-se que o caudal infiltrado pode ser considerado igual ao caudal médio anual, em redes de pequenos aglomerados com coletores a jusante com diâmetros até 300 mm. Podem também ser considerados proporcionais ao comprimento e diâmetro dos coletores nas redes de médios e grandes aglomerados, sendo que neste último, podem estimar-se valores de caudais de infiltração da ordem de 0,500 m³/dia por centímetro de diâmetro e por quilómetro de comprimento da rede pública, quando se trate de redes recentes ou a construir podendo chegar a valores de 4m³/dia em redes de precária construção e conservação. Finalmente é ainda referido que estes valores podem ser inferiores sempre que se verifique uma boa estanquidade da rede, nomeadamente no que a coletores, juntas e caixas de visita diz respeito.

O Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR) formulou a recomendação nº 04/2007 dirigida às entidades gestoras de sistemas de saneamento em “alta” e aos seus utilizadores. Pretende-se que a recomendação intervenha na uniformização a nível nacional dos princípios e metodologias a aplicadas na faturação dos serviços de transporte, tratamento e destino final das águas residuais, assim como as regras e procedimentos que devem ser adotados na estimativa de volumes de águas residuais nos sistemas de drenagem quando ocorrem contribuições de águas pluviais. O ponto 3 desse documento, estabelece regras e procedimentos de medição para a quantificação de águas pluviais afluentes ao sistema, de modo a poder melhorar a gestão de investimentos na redução de aflúências indevidas. Para tal, será crucial que as entidades dos sistemas assegurem os registos de medições em pontos de entrega para que seja possível estimar os caudais descarregados por cada utilizador assim como avaliar a parcela de origem pluvial.

Recomenda-se que, a partir de registos contínuos de caudais à entrada das ETAR's e pontos de recolha com interesse, sejam estimados caudais de tempo seco e tempo húmido de modo a que se possam estabelecer curvas padrão relativamente à evolução do caudal de tempo seco. Assim, os volumes excedentes podem ser quantificados tendo como base a diferença entre os volumes registados em tempo húmido e os valores estimados como condição de referência para o tempo seco. Torna-se necessário selecionar um ou mais udómetros localizados em locais que sirvam a área em estudo de modo a que as medições da pluviosidade sejam consideradas representativas desta mesma área no que à contribuição de águas pluviais diz respeito. O documento considera “dia de chuva” quando se regista a ocorrência de precipitação no

udómetro selecionado para os respectivos pontos de medição. Assim, os volumes medidos nos “dias de chuva” podem ser repartidos entre os volumes com origem exclusivamente doméstica e o volume de águas pluviais afluentes ao sistema que, de acordo com a Equação (2), incorpora a média aritmética dos volumes registados no período antecedente a M dias consecutivos de tempo seco.

$$v_n^{jT} = v_n^{jad} + v_n^{jap} = \min \left[v_n^{jT}; \frac{\sum_{m=1}^M v_m^{jT}}{M} \right] + v_n^{jap} \quad (2)$$

onde:

v_n^{jT} – O volume total medido no ponto de medição j, no “dia de chuva” n;

v_n^{jad} – O volume de águas residuais no ponto de medição j, no “dia de chuva” n;

v_n^{jap} – O volume estimado de águas pluviais, no ponto de medição j, no “dia de chuva” n;

M – Número de dias consecutivos de tempo seco

$\frac{\sum_{m=1}^M v_m^{jT}}{M}$ – Valor médio diário de volumes totais medidos no ponto j para o último período, precedente ao dia n, de M dias consecutivos.

À data de emissão da presente recomendação, ainda se registavam eventos de precipitação na plataforma online do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIHR) pelo que, era recomendada a sua consulta na identificação de dias de chuva. Deste modo, é possível quantificar o volume exclusivo de águas residuais mesmo quando o sistema apresenta uma lenta recuperação do padrão de tempo seco após a ocorrência de precipitação, pois é possível aplicar a equação anterior a N* dias de tempo seco com um comportamento equivalente a “dias de chuva”.

Apresenta a limitação de considerar que não existem infiltrações indiretas, estando estas agregadas às águas residuais de origem exclusivamente doméstica e industrial.

2.3.3 Métodos baseados em medições de caudal

O método do triângulo pretende quantificação as diferentes parcelas de escoamento que afluem a uma determinada secção de referência, normalmente uma ETAR. Permite identificar e quantificar a parcela das águas residuais, infiltração direta e indireta. Trata-se de um método

gráfico baseado em medições diárias onde no eixo das ordenadas pode ser representada a percentagem de volume diário relativamente ao valor máximo observado e no eixo das abcissas a percentagem de tempo relativamente ao período total de estudo (Mortinho, 2011).

Usualmente, utilizam-se medições de caudais diários por um período de um ano de modo a obter uma série de caudais diários totais afluentes à secção de referência, permitindo a construção do gráfico onde a curva está organizada por ordem crescente em percentagem do máximo registado, caracterizada pela sua forma em S (Bonito, 2014). A Figura 2.2 representa um exemplo genérico da aplicação do método do triângulo.

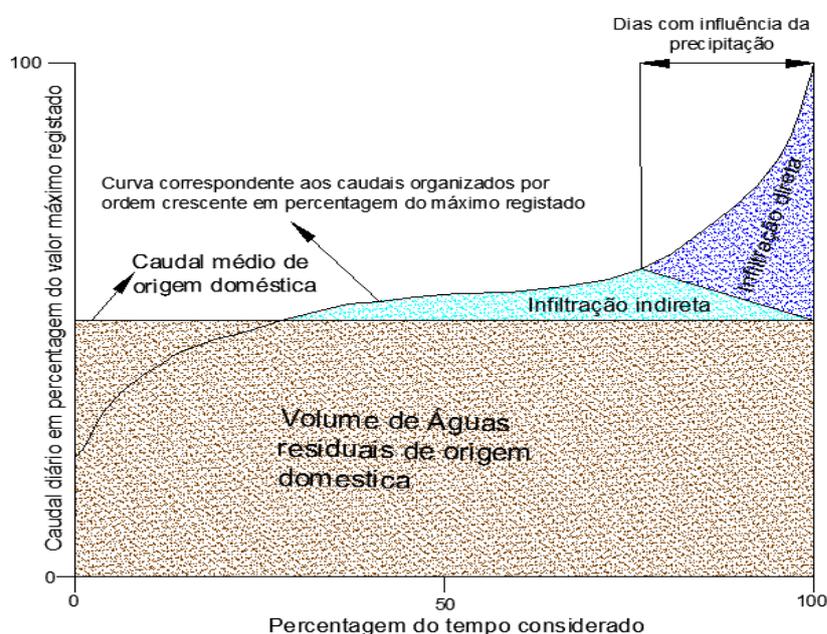


Figura 2.2 - Esquema geral da aplicação do método do triângulo

Antes da elaboração do gráfico, torna-se necessário determinar o caudal médio com origem exclusivamente doméstica, valor constante ao longo do período de estudo e expressa em percentagem do valor máximo registado. É também necessário proceder ao registo de dias com influência de precipitação, representados em percentagem do tempo considerado, da esquerda para a direita, como se verifica na figura (Bonito, 2014).

A separação dos diferentes componentes de escoamento é bem visível, sendo a área da curva S que se situa abaixo do caudal médio de origem doméstica, o volume total de origem doméstica que chega à secção de referência. Assim, torna-se fácil perceber que a área acima da curva

representa os caudais parasitas ao sistema. A separação das componentes das infiltrações direta e indireta dá-se pela linha separatória que une o ponto da curva onde se começa a verificar a influência da precipitação e o ponto temporal onde o caudal médio de origem doméstica toma o valor de 100%. O método é de fácil aplicação e interpretação e assume, para além de uma relação matemática linear, que a precipitação maximiza a infiltração direta.

Em 2014 a United States Environmental Protection Agency (EPA) lançou um guia com as principais orientações na determinação de caudais de infiltração. Intitulado por “Guide for Estimating Infiltration and Inflow” tem o propósito de formar e informar as entidades gestoras das redes de águas residuais na determinação de caudais de infiltração direta e indireta. Assim, fornece métodos para analisar os volumes afluentes às estações de tratamento e estimar o impacto dos caudais indevidos ao sistema de drenagem. Pretende auxiliar os municípios na verificação de problemáticas relacionadas com caudais indevidos. Nesta abordagem, podem ser também utilizados outros equipamentos da rede que permitam fazer o registo de caudais, como por exemplo as estações elevatórias. A agência propõe que sejam feitos, pelo menos, um ano de estudo aos caudais afluentes à estação de tratamento.

Recomenda-se que para a análise da infiltração, se utilizem os dados relativos à época em que o nível freático se encontra mais elevado que corresponderá à estação húmida. Assim, o caudal médio em tempo seco, em terminologia Anglo Saxónica Average Dry Weather (ADW) deve ser determinado na estação húmida num período entre uma a duas semanas numa altura em que não se faça sentir a influência da precipitação. Considera-se que este caudal inclui as águas de origem doméstica e as águas de infiltração subterrânea, que podem ser separadas nas suas componentes individuais. Já na análise das ligações indevidas, o caudal médio em tempo húmido deve ser determinado num período de uma semana em que tenha ocorrido precipitação significativa. No documento, disponível no site da Agência, pode-se encontrar uma série de caudais e a sua definição que podem tornar mais simples a compreensão dos seguintes parágrafos.

A estimativa dos caudais de origem exclusivamente doméstica pode ser estimada através de dois métodos. O primeiro consiste na análise dos caudais afluentes à estação de tratamento em tempo seco, durante um período que pode variar entre 7 a 14 dias. É útil escolher o caudal de tempo seco durante a estação húmida, pois será possível determinar a taxa de infiltração para o mesmo período de tempo. Assim, determina-se o caudal médio para o período de seca meteorológica e subtraindo a este caudal, o caudal de infiltração (cuja determinação se descreve no parágrafo seguinte) pode obter-se o caudal de origem exclusivamente doméstica. De compreensão simples, o segundo método sugere a determinação de caudais de origem

doméstica recorrendo aos registos faturados das águas de abastecimento, naturalmente associado a um fator de afluência.

A infiltração das águas subterrâneas pode ser estimada a partir dos dados recolhidos no período de tempo seco durante a estação húmida. Deve ser selecionado o mesmo intervalo de tempo que o considerado para a determinação do caudal de águas com origem doméstica, sendo no entanto importante que seja utilizado o período descrito anteriormente. Define-se como tempo seco, quando, pelo menos, se registam três dias consecutivos sem ocorrência de precipitação. Durante este período, a taxa de infiltração pode ser estimada pela média dos caudais noturnos (das 00.00 até às 06:00) ao longo de vários dias, assumindo que estes são constituídos, na sua maioria, por infiltração de águas subterrâneas.

2.3.4 Métodos baseados em traçadores

No âmbito do 5º Programa Quadro de Investigação e Desenvolvimento e financiado pela Comissão Europeia, decorreu o projecto de investigação *Assessing infiltration and exfiltration on the Performance of Urban Sewer Systems*, APUSS (Bertrand-Krajewski et al. 2005). O projecto surge na tentativa de colmatar a deficiência na medição de caudais de infiltração e exfiltração (I/E) nos sistemas de drenagem, que à altura, era feita por métodos considerados pouco precisos, baseados em medições de caudais e as suas variações ou no balanço de volumes à entrada e saída dos sistemas. As entidades gestoras dos sistemas de drenagem necessitavam (e necessitam) de métodos e técnicas apropriadas que lhes permitam avaliar o desempenho dos mesmos. A metodologia de trabalho foi estruturada em quatro áreas de trabalho, que passam pelo desenvolvimento de novos métodos de medição de I/E, por testes e aplicações de campo dos novos métodos sob vários contextos, implementação de modelos e ferramentas associadas e finalmente, por uma abordagem acerca de aspetos socioeconómicos relacionados com infiltração e exfiltração. Na área do desenvolvimento de novos métodos para determinar caudais de infiltração e exfiltração foram desenvolvidos, testados e validados, métodos que permitem quantificar com maior precisão as exfiltrações, as infiltrações nos sistemas de drenagem urbana, as infiltrações e exfiltrações em ligações domésticas e os efeitos dos sedimentos assim como a sua interação com os traçadores. Os métodos desenvolvidos têm, de um modo geral, traçadores químicos e isótopos naturais selecionados como base, tendo os testes e respectivas validações sido feitas com diferentes condições de operacionalidade em tempo seco, em escalas espaciais diferenciadas, que variam desde a escala do coletor a toda a bacia e em diferentes condições relativamente a níveis freáticos e efeitos sazonais (Bertrand-Krajewski et al. 2005).

Exfiltrações

Na quantificação de exfiltrações desenvolveram-se dois métodos QUEST (Quantification of Exfiltration from Sewers with artificial Tracers) em que se considera que a medição da mesma é viável através de um balanço mássico a uma substância marcadora através do troço que se pretenda estudar, ou seja, é introduzida a montante do troço uma massa conhecida do marcador que percorre o mesmo e se ocorrer exfiltração, parte perde-se com o escoamento. A partir da massa de marcador remanescente no final do troço, a exfiltração pode ser medida de acordo com a Equação (3).

$$E = 1 - \frac{massa_{saída}}{massa_{entrada}} \quad (3)$$

onde E é a exfiltração expressa como uma proporção do caudal e $massa_{saída}$ e $massa_{entrada}$ a massa de traçador á saída e entrada do troço em estudo, respectivamente. O cálculo da massa remanescente do traçador requer a integração do produto da concentração instantânea do mesmo e do caudal de águas residuais. No entanto, a medição de caudais pode não ser muito precisa, especialmente se forem utilizados medidores portáteis. Por esta razão, propõe-se a aplicação de um ou mais sinais de referência a jusante em adição ao sinal indicador a montante como ilustra a Figura 2.3, de modo a eliminar a necessidade de medição do caudal. A diferença relativa na massa do marcador entre o ponto de injeção e o ponto de amostragem pode ser utilizado para estimar exfiltração de acordo com a Equação (4).

$$E = 1 - \frac{massa_{REF,in}}{massa_{IND,in}} \times \frac{massa_{IND,out}}{massa_{REF,out}} = 1 - \frac{massa_{REF,in}}{massa_{IND,in}} \times \frac{\int Q(t)C_{IND}(t)dt}{\int Q(t)C_{REF}(t)dt} \quad (4)$$

onde $massa_{REF,in}$ e $massa_{IND,in}$ correspondem ás massas de traçador no sinal de referência e indicador à entrada, $massa_{IND,out}$ e $massa_{REF,out}$ às massas de indicador e referência à saída, C_{IND} e C_{REF} as concentrações do indicador e da referência a jusante e $Q(t)$ ou caudal. A exfiltração determinada não é afectada por perdas de água que ocorram a jusante do marcador de referência porque afeta ambos os sinais de igual forma.

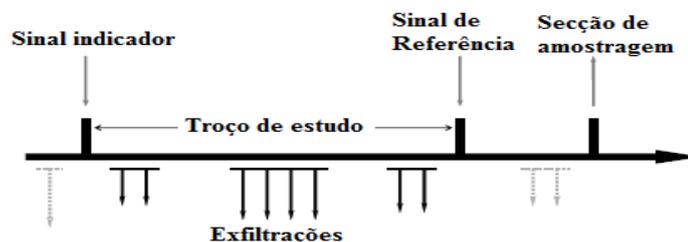


Figura 2.3 - Conceito base dos métodos QUEST (adaptado de Bertrand-Krajewski et al. 2005)

Os dois métodos QUEST diferem na dosagem e estratégia dos marcadores aplicados. O primeiro recorre a injeções instantâneas de uma única substância marcadora, sendo o cloreto de sódio o traçador mais comum, tanto pelo seu baixo custo como pela facilidade de medição. As águas residuais têm a sua própria concentração natural de cloreto de sódio o que pode aumentar a incertezas associadas a este marcador. Assim, é possível utilizar em alternativa a rodamina, que normalmente é nula nestas águas. Estas injeções da substância marcadora nos indicadores são feitas em forma de pulsos, de modo a reduzir incertezas (Bertrand-Krajewski et al. 2005).

O segundo método, QUEST-C, utiliza dois marcadores diferentes que são injetados de forma contínua: cloreto de lítio no sinal indicador e brometo de sódio como marcador de referência. A injeção é feita a taxa constante até que se observem concentrações estáveis no ponto de medição. O facto de ainda não existirem equipamentos que determinem as concentrações destes marcadores com exatidão, este método é mais lento e de custo mais elevado, uma vez que a análise das amostras têm de ser feitas em laboratório. A partir da experiência adquirida no projecto foram identificadas limitações que dificultam a aplicabilidade dos métodos apresentados como sejam troços com pequenos caudais, mistura águas residuais-marcador incompleta e condições de escoamento altamente instáveis.

Infiltrações

De modo a melhorar a exatidão da quantificação de caudais de infiltração, foram desenvolvidos dois novos métodos no projeto APUSS. O método dos isótopos estáveis tem como base as diferentes assinaturas isotópicas da água da rede de abastecimento e da água infiltrada. Esta separação isotópica pode ocorrer quando as águas de abastecimento têm origem num regime hidrológico diferente dos caudais de infiltrados. A água natural é composta por três isótopos estáveis de oxigénio (^{16}O , ^{17}O e ^{18}O), dois isótopos estáveis de hidrogénio (^1H , ^2H) e um isótopo instável do mesmo elemento (^3H). Quando comparado com a maioria das características da água, a composição de isótopos estáveis da sua molécula é bastante resistente relativamente a

mudanças químicas na água ou a atividades biológicas. Normalmente não é afectada pela utilização nas infraestruturas urbanas e portanto, constitui um traçador natural direto adequado ao propósito em causa. No fundo, quando as águas de abastecimento e as águas subterrâneas têm duas razões isotópicas de oxigénio diferentes, a medição da razão $\delta^{18}\text{O}$ a jusante de uma determinada bacia, em conjunto com a equação do balanço de massa, permite estimar a taxa de infiltração. A Figura 2.4 ilustra os valores de $\delta^{18}\text{O}$ medidos numa bacia hidrográfica na aldeia de Rümlang, Suíça. Como esperado, o efluente é isotopicamente enriquecido durante o período noturno, o que indica uma maior contribuição dos caudais de infiltração presentes no esgoto e durante o dia, encontra-se mais empobrecido devido a uma maior contribuição de águas residuais. (Bertrand-Krajewski et al. 2005)

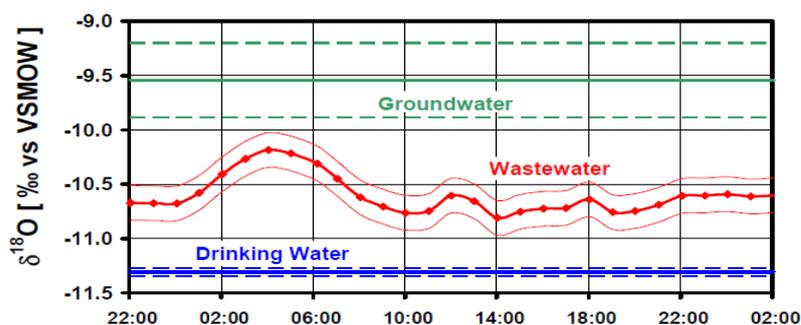


Figura 2.4 - Variação da razão $\delta^{18}\text{O}$ ao longo do dia em Rümlang (Bertrand-Krajewski et al. 2005)

O conceito subjacente a este método define a infiltração como a fração do caudal das águas residuais portadoras de uma assinatura isotópica e por isso, a sua aplicabilidade é geralmente limitada a bacias onde as águas de consumo e as subterrâneas tenham características isotópicas homogéneas e onde apenas duas componentes do escoamento interajam.

O método *The pollutant time series*, em contraste com a abordagem anterior, não depende de uma investigação da água potável ou da origem das infiltrações. A fração de água infiltrada é determinada pela análise de series temporais de concentração de poluentes e dos caudais de águas residuais que são obtidos por medições num único ponto do sistema de drenagem. Com base numa transformação da Equação (5), a análise utiliza um modelo de mistura que descreve a concentração de poluentes em função do caudal e do tempo. Assim pode ser aplicado a qualquer sub-bacia onde as águas residuais resultem maioritariamente de origem domestica. Um parâmetro adequado para esta aplicação é a Carência Química de Oxigénio (CQO), pois a concentração de CQO nas águas parasitas pode assumir-se, na maioria dos casos, como

insignificante o que evita algumas dificuldades em caracterizar a contribuição da massa de marcador resultante da infiltração. O caudal infiltrado é finalmente determinado por uma montagem de series temporais das concentrações de poluentes para os dados medidos (Bertrand-Krajewski et al. 2005).

A partir da experiência adquirida no projecto concluiu-se que o êxito da implementação dos métodos depende crucialmente de uma preparação exaustiva da campanha experimental. Uma das principais limitações do método parece estar ligado com a operacionalidade do espectrofotómetro de radiação UV/visível que é utilizado para a medição da CQO. Assim, a qualidade das medições depende fortemente da capacidade e experiência da equipa de campo e os investimentos necessários à campanha de medição não devem ser subestimados. O método pode ser utilizado em qualquer sub-bacia onde ocorra descarga contínua de águas residuais, no entanto é necessário um caudal mínimo para um funcionamento livre de perturbações dos dispositivos de medição, que tornar-se ser críticos durante o período noturno (Bertrand-Krajewski et al. 2005).

2.4 Técnicas de reabilitação

2.4.1 Introdução

A escolha da técnica de reabilitação mais adequada a uma determinada rede de drenagem é muitas vezes difícil de efetuar. São várias as técnicas disponíveis e a sua implementação depende de fatores como o tipo de material, diâmetros, estado de conservação e inclinação do coletor. Em algumas situações a solução poderá passar por aplicar mais que uma técnica em diferentes locais da rede. A escolha da mesma será tanto mais correta quanto maior o conhecimento e compreensão acerca das técnicas atualmente disponíveis. Neste sentido, são apresentadas nesta subsecção as principais técnicas de reabilitação assim como fotografias e esquemas representativos da aplicação das mesmas tendo como referencia o Guia Prático nº 17 disponibilizado pela ERSAR e os catálogos cedidos pela empresa Manvia Condutas.

De acordo com a norma prEN 15885:2010, (CEN, 2010), as técnicas de reabilitação são organizadas em três classes distintas: reparação, renovação e substituição. A reparação consiste na correção de pequenas anomalias localizadas. A segunda consiste numa intervenção de um determinado componente do sistema que incorpore o material já existente, de modo a melhorar o seu desempenho. Finalmente, a substituição define-se como aquela em que ocorre construção de um novo componente, substituindo o componente já existente.

2.4.2 Técnicas de renovação

As principais técnicas de renovação são técnicas sem abertura de vala que melhoram a integridade e resistência do sistema, contribuindo para o seu bom funcionamento. De um modo geral são implementadas de forma contínua, o que sugere a aplicação em situações de deterioração generalizada dos troços.

Entubamento simples - “*Sliplining*”

A técnica tem aplicabilidade em condutas com escoamento com superfície livre e consiste na inserção de uma tubagem modular de polietileno ou polipropileno com comprimentos até 1,00 ao longo do coletor danificado. Pode ser feita ao longo de todo o percurso entre câmaras de visita, entre poços de acesso criados exclusivamente para o efeito ou apenas no percurso que necessita de ser reparado. Por ser de diâmetro inferior ao coletor existente, existe um espaço entre as duas tubagens que é usualmente preenchido com um material que ofereça o acomodamento que teria se a sua instalação tivesse realizada numa vala tradicional. Pode eventualmente ser utilizado este espaço para corrigir inclinações que tenham sido naturalmente alteradas ao longo do período de utilização. Um bom preenchimento evita a circulação de água, formação de gases e solo no espaço em questão, o que para além de contribuir para uma transferência de cargas uniforme, permite melhorar a estrutura do coletor existente prevenindo a ocorrência de colapso.

Embora a influência do diâmetro seja muito importante em termos de capacidade de transporte, nem sempre a redução da área de secção leva a uma diminuição sensível da capacidade de vazão, uma vez que podem ser melhorados substancialmente problemas de inclinações e coeficientes de rugosidade do coletor (MANVIA, 2007), particularmente em coletores em mau estado. A Figura 2.5 ilustra o esquema de execução desta técnica de reparação e um exemplo de aplicação da mesma.

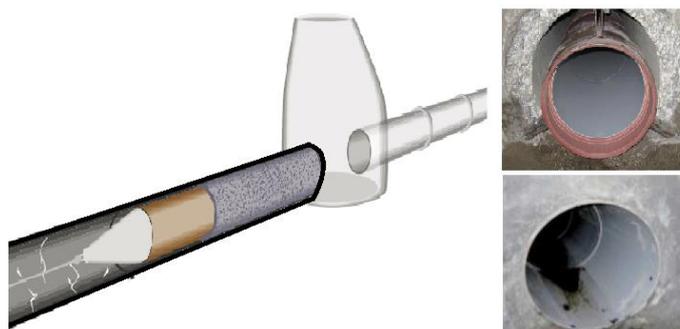


Figura 2.5 - Esquema e aplicação prática do entubamento simples (MANVIA, 2007)

Entubamento com tubagem ajustada

Nesta técnica o entubamento é feito de uma forma diferente da técnica anterior. O diâmetro da tubagem é reduzido de modo a facilitar o processo de instalação sendo o processo revertido após a inserção, o que obriga a tubagem a voltar ao diâmetro inicial. Assim, esta é ajustada ao coletor existente não existindo espaço entre tubagens. O processo pode ser feito com a tubagem dobrada ou deformada. No primeiro, é feita uma dobragem longitudinal, podendo chegar a valores de 40% na redução da dimensão transversal, que depois de aplicada, sofre um processo de reversão através da aplicação de calor ou aumento da pressão. No segundo processo, a tubagem é comprimida diminuindo o diâmetro, obtendo diminuições transversais na ordem dos 10%, e a reversão dá-se naturalmente. A Figura 2.6 representa esquematicamente os processos mencionados.

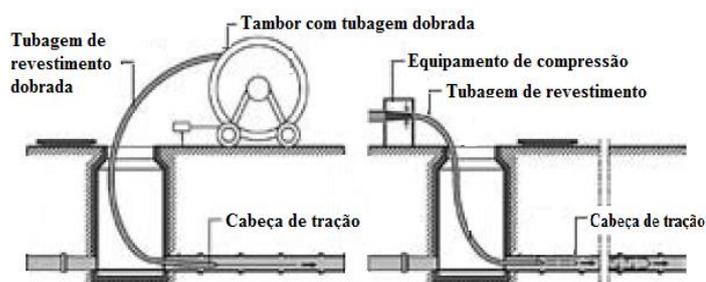


Figura 2.6 - Esquema do entubamento com tubagem ajustada (Almeida e Cardoso, 2010)

Encamisamento contínuo – “CIPP – Cured In Place Pipe”

Os processos CIPP são relativamente antigos e, a título de curiosidade, pode-se dizer que foram os processos utilizados na reabilitação do sistema de drenagem da cidade de Londres em 1971. Estes processos têm sofrido uma enorme evolução desde então, tendo a ideia original de construir um novo tubo dentro do já existente sido mantida. É inserida uma manga impregnada de fábrica numa resina posteriormente curada e a manga é moldada ao coletor por insuflação de ar comprimido. Atualmente são utilizadas resinas fotossensíveis onde o processo de polimerização ocorre pela aplicação de radiação ultravioleta. A técnica aplica-se a condutas com escoamento com superfície livre para anomalias como a corrosão severa e fissuração longitudinal. Não resolve problemas de ovalização excessiva nem de troços contra inclinados. A Figura 2.7 representa o esquema de aplicação, um exemplo da mesma e o equipamento utilizado no processo de cura.

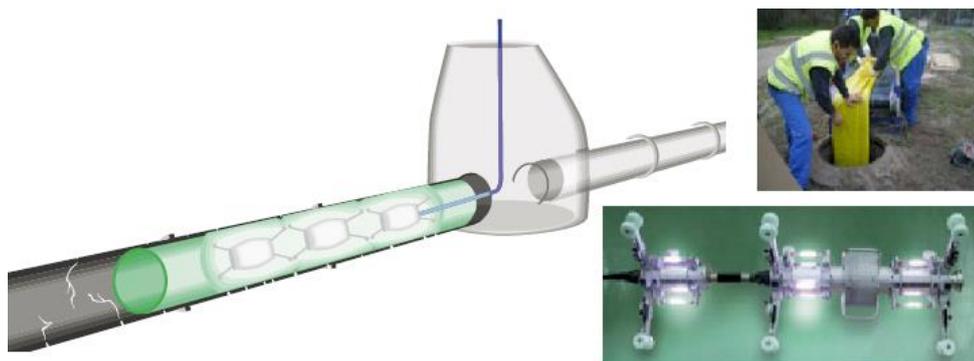


Figura 2.7 - Esquema de aplicação, exemplo de aplicação e equipamento de cura (MANVIA, 2007)

2.4.3 Técnicas de substituição

As técnicas de substituição podem ser com abertura de vala, com abertura de vala reduzida e em galeria com ou sem intervenção humana. A primeira tem sido o método mais utilizado no que à substituição de coletores e câmaras de visita diz respeito. A substituição pode ser feita no alinhamento do coletor existente ou, em alternativa, num alinhamento diferente. A vala pode ser feita com paredes verticais ou com taludes como se ilustra na Figura 2.8.



Figura 2.8 - Exemplo de abertura em parede vertical e com taludes (Almeida e Cardoso, 2010)

A segunda família de técnicas é aplicável a coletores visitáveis e a sua execução é feita através de uma estreita escavação centrada no eixo do coletor. A remoção do mesmo é feita por uma escavação enquanto o novo coletor é empurrado através de uma galeria de acesso onde se instala previamente o equipamento necessário ao processo.

Na substituição em galeria sem intervenção humana a tubagem é colocada recorrendo a forças aplicadas continuamente, seja por precursão ou vibração e o solo é deslocado na frente de perfuração. Podem ser consideradas como dirigíveis ou não dirigíveis e a sua escolha deve ter em conta os diâmetros e comprimentos de coletores, exatidão pretendida, condições geológicas e hidrológicas, a profundidade e a precisão pretendida.

Das técnicas de substituição em galeria com intervenção humana disponíveis o cravamento de tubagem é a mais importante e que consiste na colocação de um novo coletor de uma câmara de entrada a uma câmara de saída, sendo aplicada uma força contínua resultante de um sistema hidráulico. Estas forças permitem a colocação das tubagens que vão suportando a zona escavada e removendo os materiais da frente de escavação. Tem como principais vantagens o aumento da secção transversal, ruído e gases limitados e a remoção do antigo coletor assim como do solo contaminado. Como desvantagens destaca-se a dificuldade em fazer as ligações aos ramais, a necessidade de reforço dos locais de entrada de modo a aguentar as forças de cravação das tubagens e o facto de poder ser necessário o rebaixamento do nível freático. A Figura 2.9 representa esquematicamente esta técnica de substituição. (Almeida e Cardoso, 2010).

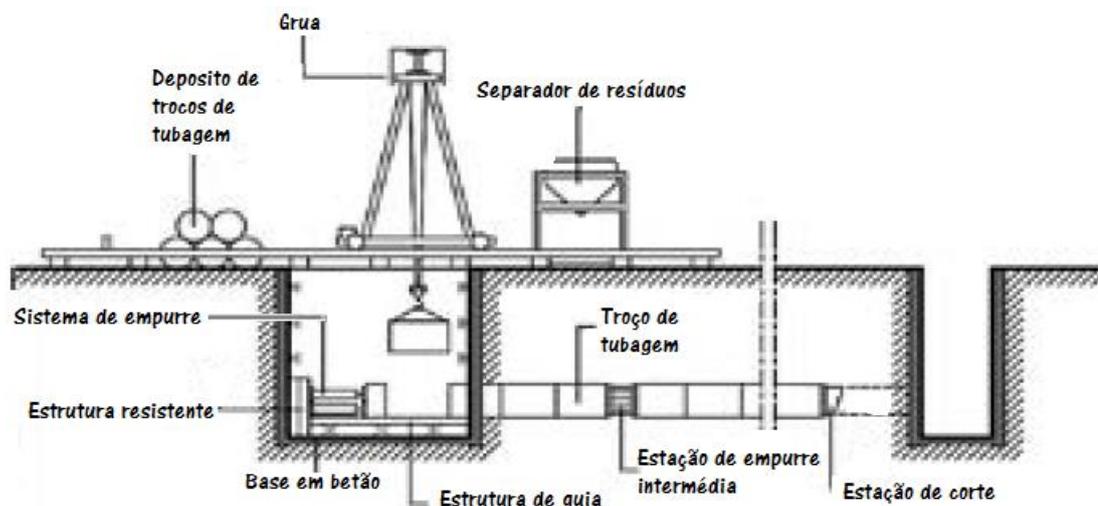


Figura 2.9 - Esquema da substituição em galeria com intervenção humana (Almeida e Cardoso, 2010)

2.4.4 Técnicas de reparação

São as técnicas que envolvem a retificação de anomalias localizadas, na sua maioria sem abertura de vala. De um modo geral não reforçam a integridade e resistências estrutural e destinam-se a falhas pontuais dos materiais, diminuição da rugosidade das superfícies e problemas de infiltrações e exfiltrações.

Injeção de argamassas não retráteis

A injeção de argamassas não retráteis sob pressão constitui a base desta família de técnicas que podem ser divididas em três técnicas distintas:

- a) Injeção manual de argamassa com recurso a bomba de injeção (coletores visitáveis);
- b) Injeção de enchimento com argamassa;
- c) Injeção de argamassa com recurso a robot.

A Figura 2.10 apresenta o esquema representativo da segunda e terceira técnica.

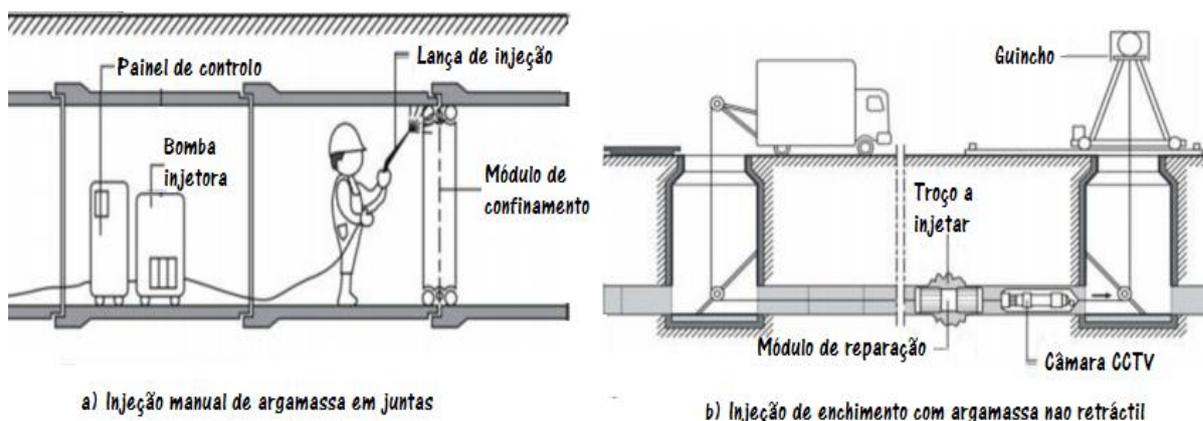


Figura 2.10 - Esquema da reparação com injeção de argamassa não retráctil (Almeida e Cardoso, 2010)

Estas técnicas têm aplicabilidade a coletores com escoamento com superfície livre, câmaras de visita e ramais de ligação, exceto a primeira, que não se aplica a condutas de pequeno ou médio diâmetro. Apresentam como principais vantagens a não diminuição da secção transversal, reposição da estanquidade local e a melhoria do desempenho ambiental no caso de existirem exfiltrações.

Encamisamento pontual – “Short Liner”

Permite reparar anomalias localizadas em condutas de águas residuais e contribui para melhorar o comportamento estrutural e hidráulico das tubagens. Consiste na cura de uma resina epoxy reforçada em fibra de vidro. É necessário uma limpeza completa da conduta e o acompanhamento de imagens CCTV. A fibra de vidro depois de embebida na resina é aplicada através de um equipamento insuflável que por ação de ar comprimido adere ao coletor a reabilitar e o equipamento só é retirado quando a cura está completa. É aplicável a fissuras transversais e montagens incorretas dos vedantes. Os excessos de ovalização e fissuras longitudinais não são alvo da técnica em causa. A Figura 2.11 ilustra o esquema de aplicação

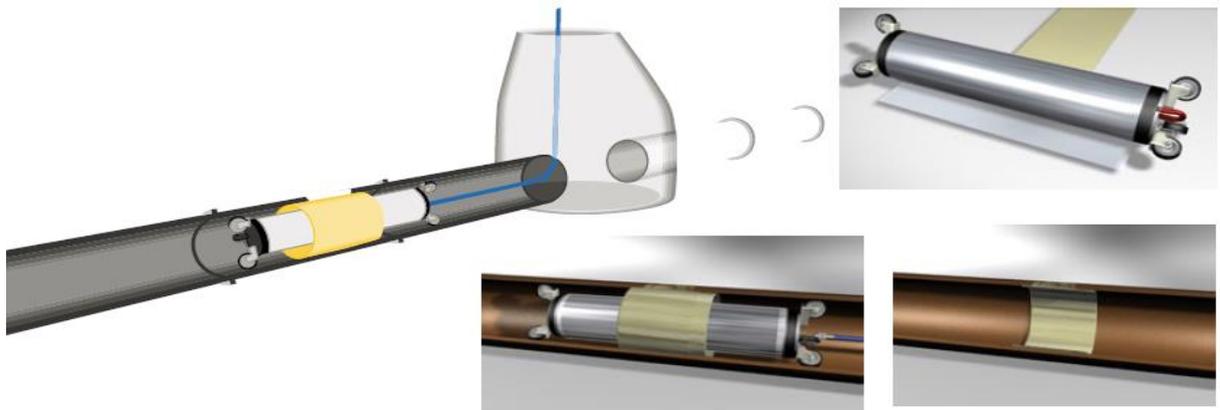


Figura 2.11 - Esquema de aplicação da técnica de encamisamento pontual (MANVIA, 2007)

3 METODOLOGIA

3.1 Considerações gerais

A metodologia desenhada para o desenvolvimento deste trabalho de investigação que tem por base o estudo do sistema de drenagem da ETAR do Ameal e descrita na presente dissertação pode essencialmente dividir-se em três fases distintas: caracterização da rede de drenagem tão pormenorizada quanto possível, determinação dos volumes de infiltração e ligações indevidas e, finalmente, uma análise custo benefício passível de auxiliar a tomada de decisão do ponto de vista da reabilitação dos subsistemas analisados. A metodologia foi desenvolvida e aplicada a este caso de estudo selecionado, que é descrito pormenorizadamente no capítulo quatro deste documento.

3.2 Caracterização da rede de drenagem

3.2.1 Levantamento dos elementos de cadastro

De modo a que a decisão de reabilitar um determinado sistema de drenagem possa ser tomada corretamente, é necessário que as características do próprio sistema sejam conhecidas exaustivamente, diminuindo a margem de erro associada a todo processo. É necessário que seja realizado um levantamento da informação de cadastro existente e realizar os estudos possíveis e necessários para uma melhor compreensão do mesmo. Nos próximos pontos esclarecem-se os principais elementos recolhidos na fase da caracterização da rede de drenagem em estudo:

- Foram identificadas as entidades gestoras do sistema de drenagem em estudo, as localidades servidas, a região e bacia hidrográfica em que se inserem e a eventual proximidade com zonas de importância ecológica;
- Foi disponibilizada pela entidade gestora a esquematização da rede de drenagem em formato digital que permitiu identificar diferentes tipos de diâmetros, comprimentos e materiais dos coletores assim como informações relativas ao tipo de sistema (separativo ou unitário), ano de construção e a localização de estações elevatórias. Foi também possível identificar algumas cotas de caixas de visita e profundidade dos coletores. Posteriormente, esta foi sobreposta à carta militar à escala de 1:25000 da zona em estudo;

- As entidades gestoras facultaram também o registo de medições de caudais em tempo seco (de 16 de Julho a 5 de Agosto de 2014) e tempo húmido (de 23 de Outubro a 11 de Novembro de 2014) em diferentes pontos de entrega. A medição deste conjunto de dados foi realizado pela empresa Contimetra e foram utilizados medidores ultrassónicos como ilustra a Figura 3.1 (com a medição da velocidade do escoamento através de sensor ultrassónico com conhecimento digital de partículas e cálculo com correlação cruzada);



Figura 3.1 - Descrição do equipamento utilizado nas medições de caudal realizadas (Contimetra@, 2015)

- Os caudais registados apresentam-se em litros por segundo e as medições foram realizadas em intervalos de um minuto;
- Foram realizadas diversas visitas à rede de drenagem na tentativa de detetar eventuais anomalias e realizadas medições pontuais de caudais com intervalos de um minuto à entrada da ETAR nos dias 10, 11, 23, 24 e 25 de Março de 2015 de modo a tentar compreender se existiam volumes parasitas após os pontos de entrega (Anexo A). Foi também possível obter dados de caudais médio diários e caudais médios mensais para diferentes períodos do ano à entrada da ETAR;
 - Reuniu-se informação relativa à precipitação média mensal para a zona em estudo utilizando uma base de dados (PT02) desenvolvida pelo Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA), contendo informação sobre a precipitação diária e mensal em

Portugal Continental, numa malha regular com 0,2 graus de resolução horizontal para o período compreendido entre 1950 e 2003 (Belo-Pereira et al, 2011);

- Para a recolha dos dados de precipitação nos períodos em que se realizaram as medições de caudal, considerou-se representativo da bacia de drenagem em estudo o disdrómetro laser do fabricante Thies Clima existente no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, localizada a cerca de 10 quilómetros da mesma e com resolução de um minuto e precisão de 0,005 mm/h, segundo ThiesClima@ (2015).



Figura 3.2 - Disdrómetro laser Thies Clima utilizado (ThiesClima@, 2015)

Não obstante da grande quantidade de informação recolhida e o apoio disponibilizado pelas entidades gestoras, não foi possível obter alguns elementos. Poderia ser de grande interesse incluir neste estudo elementos como o registo de caudais das águas de consumo, medições horárias à entrada da ETAR ou imagens CCTV do interior das tubagens.

3.2.2 Tratamento de dados

De acordo com os pontos de entrega onde se realizaram as medições, foram definidos os subsistemas para objeto de estudo. A informação relativa à dimensão da população servida pela rede apenas se encontrava disponível para a rede no seu todo, ou seja, considerou-se que o número de habitantes é diretamente proporcional ao comprimento dos subsistemas. De modo a ser possível atribuir um valor de utentes a cada subsistema, foi considerado que este pode ser dado em função do comprimento de cada subsistema. Assim, determinou-se o número de habitantes por metro de rede que multiplicado pelo comprimento de cada subsistema, exhibe um valor aproximado da população servida dos mesmos.

Para cada uma das sub-bacias, procedeu-se à análise gráfica dos caudais medidos nos vários períodos de medições e dos dados da precipitação recolhidos para os mesmos períodos. Este cruzamento de dados permite compreender o impacto que a precipitação tem no escoamento.

Numa fase inicial, determinou-se o caudal médio diário de projeto (Q_{MDP}) para cada subsistema através do produto entre a capitação média diária (Cap), a população servida (Pop) e o factor de afluência à rede (f), de modo a poder ter uma ideia geral acerca da dimensão dos caudais esperados como mostra a Equação (5):

$$Q_{MDP} = Cap \times Pop \times f \quad (5)$$

Os caudais fornecidos foram utilizados para determinar o caudal médio diário para cada subsistema, recorrendo a uma média aritmética: cociente entre o somatório das medições e o número de medições. Foi possível ainda determinar o caudal médio para tempo seco e para tempo húmido aplicando a média aritmética aos diferentes períodos.

No estudo do caudal médio diário à entrada da ETAR utilizaram-se os registos relativos aos volumes diários acumulados afluentes à ETAR fornecidos pela entidade gestora. As medições disponibilizadas correspondem aos dias úteis dos meses de Novembro e Dezembro de 2014 e Março de 2015. Foi estabelecido um caudal médio diário tendo estes volumes como base de trabalho e para uma análise preliminar das infiltrações no emissário, comparou-se o caudal médio na ETAR à soma dos caudais médios em tempo húmido dos vários subsistemas que constituem a rede, de modo a que exista coerência com os caudais medidos à entrada da ETAR, baseados em volumes acumulados em tempo húmido. Para estimar um caudal médio diário para o conjunto de troços que ficam fora da zona de estudo, fez-se uma proporção em comparação com os subsistemas em estudo tendo o comprimento como base.

Neste estudo, propõe-se que a variação média para o período considerado de caudais ao longo do dia seja apresentada sob forma de função do tempo, em minutos, $\bar{Q}(t)$, de modo a que seja possível sintetizar, em valores médios, as medições de caudal em função do tempo ao longo de um dia. Inicialmente realizou-se uma média aritmética dos vários dias de amostragem (tempo húmido e seco) para cada instante de medição. É importante referir que neste caudal médio estão incluídos volumes infiltrados e ligações indevidas. Visualmente compreende-se que a evolução dos mesmos tem um comportamento que pode ser aproximado a um polinómio. Assim, e recorrendo ao método dos mínimos quadrados aplicado a polinómios, é possível determinar a função que melhor se ajusta ao escoamento médio em tempo seco e húmido.

Finamente foi também necessário atribuir o “estatuto” de seco ou húmido aos diversos meses do ano para posterior utilização na quantificação de aflúências indevidas, recorrendo à base de dados desenvolvida pelo IPMA.

3.3 Afluências indevidas

3.3.1 Tratamento de dados

A abordagem proposta na determinação de caudais de infiltração e ligações indevidas passa pela determinação das áreas entre curvas de caudais médios diários em diferentes períodos. Assim tornou-se necessário estimar a equação das seguintes curvas:

- Caudal médio no instante t em tempo seco - $\bar{Q}_S(t)$;
- Caudal médio no instante t em tempo húmido - $\bar{Q}_H(t)$;
- Caudal médio no instante t em tempo húmido sem ligações indevidas - $\bar{Q}_{HSLI}(t)$

Nesta abordagem consideram-se caudais infiltrados os caudais provenientes de infiltrações causadas pelo altura do nível freático mas também águas que resultem diretamente da precipitação, excluindo os volumes das ligações indevidas. De seguida resume-se a forma como foram tratados os dados na determinação das curvas acima referidas.

Caudal médio no instante t em tempo seco

O primeiro passo passou por verificar se existiam dias de precipitação neste período, excluindo-os do cálculo de modo a não comprometer o comportamento do escoamento que se quer, representativo do tempo seco. Seguidamente procedeu-se a identificação e eliminação de dias com comportamentos sazonais, dado que o período de amostragem acontece no pico do Verão. Após este tratamento prévio, realizou-se uma média aritmética dos vários dias de amostragem para cada instante de medição e recorrendo ao método dos mínimos quadrados aplicado a polinómios, estimou-se a curva do caudal médio no instante t em tempo seco ao longo de um dia e o respetivo coeficiente de determinação, R^2 .

Caudal médio no instante t em tempo húmido

Neste caudal estão incluídos os caudais de infiltração e ligações indevidas e portanto não se achou necessário eliminar quaisquer dados. Assim, a curva do caudal médio em tempo húmido

ao longo de um dia $\bar{Q}_H(t)$ e o respetivo coeficiente de determinação R^2 foram estimados pelos valores da média aritmética dos vários dias de amostragem para cada instante de medição.

Caudal médio no instante t em tempo húmido sem contribuição de ligações indevidas

A primeira fase consistiu na eliminação das ligações indevidas nos dados que se utilizaram na determinação da curva. A ideia por trás deste procedimento baseia-se no tempo de concentração de cada sub-bacia, ou seja, quando ocorre o fim da precipitação, as ligações indevidas têm contribuição no escoamento durante um período igual ao tempo de concentração. Após este período, apenas as águas residuais e caudais de infiltração fazem parte do escoamento. Assim, determinou-se o tempo de concentração de cada subsistema (considerando uma velocidade de escoamento de 1 m/s) e nos dias em que ocorreu precipitação, os valores compreendidos entre o início da precipitação e o fim da mesma mais o tempo de concentração foram eliminados. A Figura 3.2 ilustra um exemplo para que o procedimento de eliminação utilizado seja de compreensão fácil, considerando um tempo de concentração de nove minutos.

Hora	Caudal (l/s)	Precipitação (mm)
05:02	0,802	0,00
05:03	0,802	0,00
05:04	0,793	0,11
05:05	0,793	0,19
05:06	0,812	0,14
05:07	0,812	0,09
05:08	0,990	0,09
05:09	1,261	0,20
05:10	1,389	0,07
05:11	1,570	0,04
05:12	1,675	0,00
05:13	1,581	0,00
05:14	1,441	0,00
05:15	1,307	0,00
05:16	1,285	0,00
05:17	1,178	0,00
05:18	1,103	0,00
05:19	1,075	0,00
05:20	0,973	0,00
05:21	0,865	0,00
05:22	0,835	0,00

Figura 3.3 - Procedimento adoptado na eliminação de ligações indevidas

A azul estão assinalados os caudais que incluem ligações indevidas de acordo com o exposto anteriormente.

A segunda fase consiste determinação da curva do caudal médio no instante t em tempo húmido sem ligações indevidas, $\bar{Q}_{HSLI}(t)$. Esta foi feita do mesmo modo que as anteriores, utilizando os dados onde já tinham sido eliminadas as ligações indevidas.

3.3.2 Quantificação de aflúências indevidas

As ligações indevidas foram quantificadas em termos médios, mais concretamente, em volume de água por dia húmido. Foi determinada a área entre a curva $\bar{Q}_H(t)$ e $\bar{Q}_{HSLI}(t)$ onde se considerou que esta corresponde ao volume médio de água que entra no sistema num dia húmido, proveniente de ligações indevidas. Este foi determinado pela diferença dos integrais fazendo variar t entre 0 e 1440 minutos (24 horas) como mostra a Equação (6):

$$Q_{Ligac\tilde{o}es\ indevidas}[Volume/dia\ h\acute{u}mido] = \int_0^t \bar{Q}_H(t) dt - \int_0^t \bar{Q}_{HSLI}(t) dt \quad (6)$$

Como anteriormente já foram classificados os meses do ano em secos e húmidos, o volume médio de ligações indevidas num ano, pode ser aproximado pelo produto entre $Q_{Ligac\tilde{o}es\ indevidas}$ e o número de dias húmidos num ano.

Determinou-se um custo de tratamento dos volumes determinados para cada sub-bacia de modo a ter uma noção dos gastos anuais associados às ligações indevidas.

A proposta seguida na quantificação destes caudais parte de uma consideração que pode ser mais ou menos real, dependendo das características de cada sistema. Admitiu-se que não existem quaisquer infiltrações em tempo seco. Neste caso de estudo, o facto de nos períodos de menor aflúência à rede em tempo seco se verificarem caudais nulos, a consideração em causa não se deve distanciar muito da realidade. Assim, e lembrando que se trata de uma quantificação em termos médios, o volume de água infiltrada num dia húmido no sistema, Q_{Inf} , pode ser estimada pela diferença dos integrais das curvas $\bar{Q}_{HSLI}(t)$ e $\bar{Q}_S(t)$ como se mostra na Equação (7):

$$Q_{Inf}[volume/dia\ h\acute{u}mido] = \int_0^t \bar{Q}_{HSLI}(t) dt - \int_0^t \bar{Q}_S(t) dt \quad (7)$$

Em analogia ao que foi feito na quantificação de ligações indevidas, multiplicou-se Q_{Inf} pelo número de dias húmidos num ano, obtendo assim um valor aproximado do volume de águas infiltradas por ano.

Não tendo sido possível obter dados suficientes que permitam uma melhor compreensão do escoamento no emissário, o volume que neste se infiltra foi estimado, por simplificação, considerando que não ocorrem infiltrações em tempo seco. O raciocínio utilizado na quantificação dos volumes infiltrados considera que o volume anual que chega à ETAR é dado pela soma dos volumes dos vários subsistemas que constituem a rede de drenagem com eventuais infiltrações que possam ocorrer no emissário. Após se ter quantificado as aflúncias indevidas, procedeu-se à elaboração de um gráfico que permite visualizar a contribuição das várias componentes do escoamento para cada sub-bacia e para o emissário.

3.3.3 Localização de infiltrações

É essencial que as infiltrações sejam localizadas de modo a compreender quais os equipamentos que necessitam de reabilitação e para que se possa quantificar valor da mesma, de modo a perceber se a reabilitação é ou não uma opção economicamente viável. Para tal, imagens CCTV dos vários troços de coletores tornam-se indispensáveis na identificação de anomalias. Por não ser possível obter estas imagens para a rede de drenagem em causa, não foram localizadas as anomalias nas sub-bacias em estudo. No entanto, na análise custo benefício, foram adotados diferentes cenários para o estado de conservação de cada sub-bacia.

No entanto, e por se verificar grandes volumes de infiltração no emissário, desenvolveu-se uma estratégia de modo a tentar localizar as infiltrações que neste ocorrem. Inicialmente realizou-se uma visita à rede em tempo húmido de modo a conseguir identificar possíveis troços com problemas de infiltração, tendo em conta as cotas dos terrenos, as profundidades dos coletores e a proximidade com linhas de água ou similares. Depois de identificado o troço que pelas suas características se achou ser a origem da maioria das infiltrações, tentou-se perceber se o troço a montante (de diâmetro inferior) tinha capacidade para transportar o caudal infiltrado anteriormente determinado. De acordo com o artigo 133.º do RGSPDADAR, para coletores com diâmetros inferiores a 500 mm, a altura da lâmina líquida não deve exceder metade da altura total. No entanto, visto o objetivo em causa, determinou-se o caudal para uma altura da lâmina de água igual ao diâmetro interno (representando um escoamento de secção cheia), recorrendo à equação de Manning-Stricker como mostra a Equação (8):

$$Q = A \times K_s \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad (8)$$

onde Q representa o caudal escoado (m^3/s), A a área da secção de escoamento (m^2), K_s o coeficiente de rugosidade ($m^{1/3}/s$), i a inclinação do coletor (m/m) e R_h o raio hidráulico (m) que foi determinado de acordo com a Equação (9):

$$R_h = \frac{D \times (\theta - \sin \theta)}{4\theta} \quad (9)$$

Se a capacidade do coletor não for suficiente para os caudais infiltrados estimados então as infiltrações não ocorrem no mesmo ou a montante, mas sim no troço que considerou ser o mais provável para a existência das mesmas.

Percebeu-se que o troço a montante tinha capacidade para transportar os caudais infiltrados. Numa visita de campo realizada em tempo húmido, foi levantada a tampa caixa de visita onde se inicia o troço que se achou ser a causa das infiltrações e observou-se que a altura da lâmina de água era bastante reduzida. Por se saber que as infiltrações não têm variações relevantes ao longo do dia, o facto de se verificar pouco escoamento atribui significado à escolha realizada. Ainda assim, decidiu-se determinar o caudal para altura de lâmina líquida que se achou ser entre os 10 e 20% do diâmetro interno, de modo a perceber a grandeza do escoamento. Verificou-se um escoamento consideravelmente inferior ao caudal infiltrado, razão que levou à escolha do troço inicialmente identificado como possível causa das infiltrações, ao qual lhe foi atribuído uma contribuição de 80% nas infiltrações ocorridas em todo o emissário.

3.4 Análise custo benefício

3.4.1 Considerações gerais

A decisão de reabilitar determinado sistema de drenagem de águas residuais depende de uma grande quantidade de variáveis. A forma como estas se relacionam tornam todo o processo de decisão bastante complexo, tornando-se difícil por vezes perceber quando é viável reabilitar. Nos próximos pontos, será abordado o modelo de apoio à decisão utilizado assim como o modo de determinação dos respetivos de custos.

3.4.2 Modelo de apoio à decisão

Em Ref. (Diogo et al, 2011), foi adotado uma abordagem genérica simples custo-benefício na reabilitação de sistemas de saneamento no apoio à decisão de reabilitar. Desenvolvida

principalmente como ferramenta preliminar na identificação de sistemas problemáticos de drenagem de águas residuais (podendo no entanto ser utilizada na fase de decisão relativamente à taxa de redução de infiltrações), esta abordagem centra-se numa análise assente em valores médios por metro linear de coletor. Considera-se que a reabilitação ao sistema ou subsistema deve ser realizada quando se verifique que os custos de tratamento e transporte dos caudais a reduzir (benefícios) sejam superiores à soma entre aos custos de reabilitação e os custos de manutenção e exploração do sistema reabilitado. Assim, e considerando custos unitários expressos em unidades monetárias por metro linear, a condição referida anteriormente ao longo do período de projeto, pode ser dada pela Equação (1).

Os autores consideraram que o Cu_{ExpMan} pode ser dado em função de uma percentagem do Cu_{Reab} , expressa através de uma taxa de exploração e manutenção, $T_{ExpMan} = Cu_{ExpMan0}/Cu_{Reab}$, atualizada ao ano i de acordo com a Equação (10), onde Ta_{EMi} representa a taxa anual de crescimento dos custos de exploração e manutenção no ano i , que pode ser, por simplificação, considerada constante ao longo do horizonte de projeto. Neste estudo, considerou-se que ao funcionamento do sistema reabilitado não acrescem custos substanciais relativamente ao existente, podendo o termo relativo aos custos de exploração e manutenção ser desprezado.

$$Cu_{ExpMan} = \sum_{i=1}^N Cu_{Reab} T_{ExpMan} \frac{(1 + Ta_{EMi})^i}{(1 + T_{Tj_i})^i} \quad (10)$$

Por outro lado, o custo de transporte e tratamento dos caudais reduzidos com a reabilitação é proposto como sendo o somatório dos custos de tratamento e exploração do ano 0 em unidades monetárias por m^3 , CTT_0 , atualizado ao horizonte de projeto ($N = 40$ anos), em função dos volumes de infiltração reduzidos como se mostra na Equação (11):

$$Cu_{TratTransp} = \sum_{i=1}^N T_{Red} Q_{infi} CTT_0 \frac{(1 + Ta_{TTi})^i}{(1 + T_{Tj_i})^i} \quad (11)$$

onde:

T_{Red} – Taxa de redução dos caudais infiltrados;

Q_{infi} – Caudal médio anual infiltrado no ano i por metro linear de coletor [$m^3/ano/ml$];

Ta_{TTi} – Taxa de crescimento no ano i do custo de tratamento e transporte no ano i ;

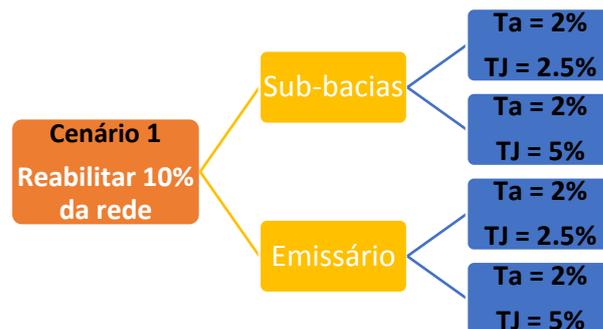
T_{Tj_i} – Taxa de juro anual no ano i .

Substituindo a Equação (11) na Equação (1) e desprezando o Cu_{ExpMan} , resulta:

$$Cu_{Reab} \leq CTT_0 \sum_{i=1}^N T_{Red} Q_{infi} \frac{(1 + Ta_{TT_i})^i}{(1 + TJ_i)^i} \quad (12)$$

Considera-se a opção de reabilitar quando os benefícios acumulados resultantes da redução dos volumes infiltrados se tornam superiores aos custos associados à reabilitação do sistema. Foi considerado que nos primeiros dez anos após a reabilitação a T_{Red} tem um valor de 100% e que este valor sofre um decréscimo de 10% por cada década de operação, o que constitui mais um factor de segurança na opção de reabilitar.

Como não são conhecidos os estados de conservação das sub-bacias (e portanto não se sabe quantos metros lineares de coletor necessitam de reabilitação), foram adotados três cenários para a reabilitação das mesmas. No primeiro cenário é considerado que apenas 10% da sub-bacia de drenagem necessita de ser reabilitada e será aquele que mais se aproxima da realidade. Já no segundo cenário a percentagem atribuída foi de 25% o que corresponde a uma situação intermédia. Finalmente ao terceiro cenário atribuiu-se um valor de 50% que simula uma situação limite. No emissário considerou-se que todo o troço identificado com infiltrações necessita de reabilitação. Em cada um dos cenários referidos e no emissário, a expressão foi aplicada para diferentes valores de taxas de atualização e de juro como se ilustra na Figura 3.3.



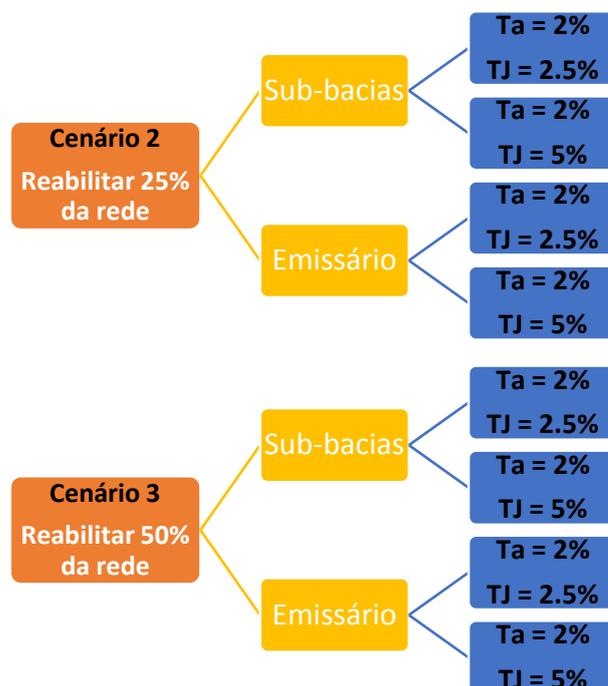


Figura 3.4 - Cenários considerados na análise custo benefício

As taxas de atualização e juro de 2 e 2,5% foram determinadas de acordo com a média verificada nos últimos 15 anos da inflação e taxa EURIBOR a doze meses, respetivamente. Para a taxa de juro de 5%, considerou-se que nos próximos anos pode ocorrer um aumento significativo da mesma. Para os cenários onde se verifique que a reabilitação é economicamente viável através da análise dos custos unitários, procedeu-se a uma análise económica com valores absolutos seguindo a mesma abordagem, de modo a poder conhecer a grandeza dos investimentos.

3.4.3 Determinação de custos

Nas faturas enviadas aos consumidores é atribuído um custo unitário de referência pelo “serviço de águas residuais” prestado pela entidade gestora e tem em consideração os custos do ano anterior. Recorrendo a este valor, considerou-se que o custo unitário de transporte e tratamento para a rede em estudo é de $0,5564\text{€/m}^3$, para o ano 2015.

Os custos unitários de reabilitação para coletores de 200 mm em PVC (material e diâmetro das subsistemas em estudo) para a técnica de reabilitação adotada neste caso (re-entubamento com tubo de parede dobrada), foram estimados para o ano de 2015 com base no valor apresentado

em Santos, (2008), tomando o valor de 40€/ml onde se inclui o custo de limpeza e inspeção de vídeo necessária após reabilitação. Já para o emissário, constituído por FFD, contactou-se a empresa Manvia Conduas que para a situação em estudo, sugeriu a aplicação da técnica de encamisamento contínuo com manga de fibra e cura por ultravioleta, com um custo de aplicação de aproximadamente 280€/ml, incluindo todos os trabalhos acessórios necessários. Seria útil utilizar custos unitários mais detalhados, incluindo por exemplo, a reabilitação de caixas de visita. No entanto, por não se conhecer em detalhe o estado estrutural da rede de drenagem, este trabalho tornou-se impossível.

4 CASO DE ESTUDO

4.1 Caracterização da rede de drenagem

4.1.1 Considerações iniciais

A rede de drenagem de águas residuais do Ameal, objeto de estudo do presente capítulo, serve as localidades do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles, Concelho de Coimbra. Pertence à região hidrográfica do Vouga, Mondego, Liz e Ribeiras do Oeste, estando inserida na bacia hidrográfica do Mondego, situando-se a cerca de 1 km da Reserva Natural do Paul da Arzila. Serve uma população estimada em 2000 habitantes e a sua gestão é dividida por duas entidades: as Águas de Coimbra são responsáveis pela recolha e drenagem das águas até ao emissário que juntamente com a ETAR, estão a cargo das Águas do Mondego. A rede de drenagem é do tipo separativo, onde as águas pluviais são recolhidas, drenadas e encaminhadas até ao meio recetor sem tratamento prévio e as águas residuais são escoadas até à estação de tratamento, sendo posteriormente encaminhadas para o meio recetor: Vala do Sul, afluente do rio Mondego.

4.1.2 Elementos de cadastro

Neste estudo dividiu-se a rede de drenagem em cinco subsistemas: sub-bacia do Ameal, sub-bacia de Vila Pouca do Campo, sub-bacia de Reveles, conjunto de coletores sem medições (considerado um subsistema) e o emissário como ilustra a Figura 4.1. Esta divisão permite compreender o funcionamento individual de cada um dos sistemas, possibilitando, no caso de ser necessária, uma atribuição do nível de prioridades na reabilitação dos mesmos. No seu total, a rede de drenagem conta com cerca de 18 quilómetros de coletores e 548 caixas de visita, sendo a sua construção maioritariamente no ano 2000, havendo alguns troços periféricos construídos nos anos 2002 e 2004. É importante referir que existe uma estação elevatória com uma bomba de potência nominal de 310 Kw na sub-bacia de Reveles.

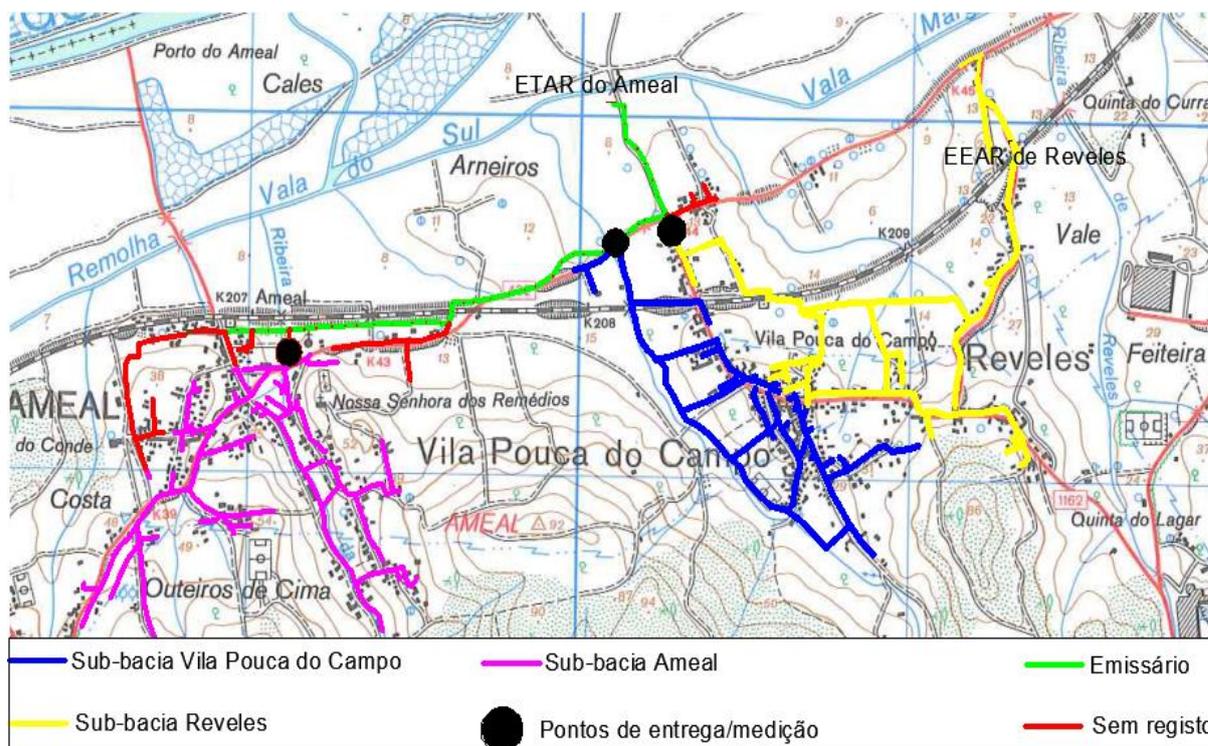


Figura 4.1 – Sistema de drenagem de águas residuais afluente à ETAR do Ameal

As cotas do terreno variam aproximadamente entre 20 e 60 metros, 10 e 40 metros e 50 e 60 metros respetivamente para as sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles. As cotas do terreno emissário variam aproximadamente entre cerca de 13 e 8 metros.

O tratamento existente na ETAR do Ameal é por lamas ativadas com arejamento prolongado com remoção de nutrientes (azoto e fosforo). Como tratamento preliminar é feita uma gradagem mecânica à entrada dos reator biológico e os tratamentos secundários e terciários consistem basicamente na remoção convencional de CQO, CBO e de nutrientes, através de processos de nitrificação e desnitrificação (CF SA et al., 2000)

No Quadro 4.1 mostra-se a distribuição dos comprimentos, diâmetros e materiais dos vários subsistemas, incluindo informações relativas à estação elevatória.

Quadro 4.1 - Comprimentos, diâmetros e materiais dos coletores dos diferentes subsistemas

<i>Subsistema</i>	<i>Comprimento (m)</i>	<i>Diâmetros (mm)</i>	<i>Material</i>
Sub-bacia Ameal	5576	200	PVC
Sub-bacia Vila Pouca do Campo	4313	200	PVC
Sub-bacia Reveles	4609	200	PVC
Fora de estudo/sem registos	1895	200	PVC
Emissário	683	200	FFD
Emissário	606	250	FFD
Emissário	176	315	PVC
Emissário	378	400	FFD
EE (Aglomerado 2)	188	90	PVC
Total	18424	-	-

4.1.3 Caracterização caudal médio diário

Nas Figuras 4.2 a 4.7 é ilustrado o cruzamento de dados entre as medições realizadas nos três pontos de entrega em tempo seco e húmido e a precipitação ocorrida durante as mesmas para as sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles.

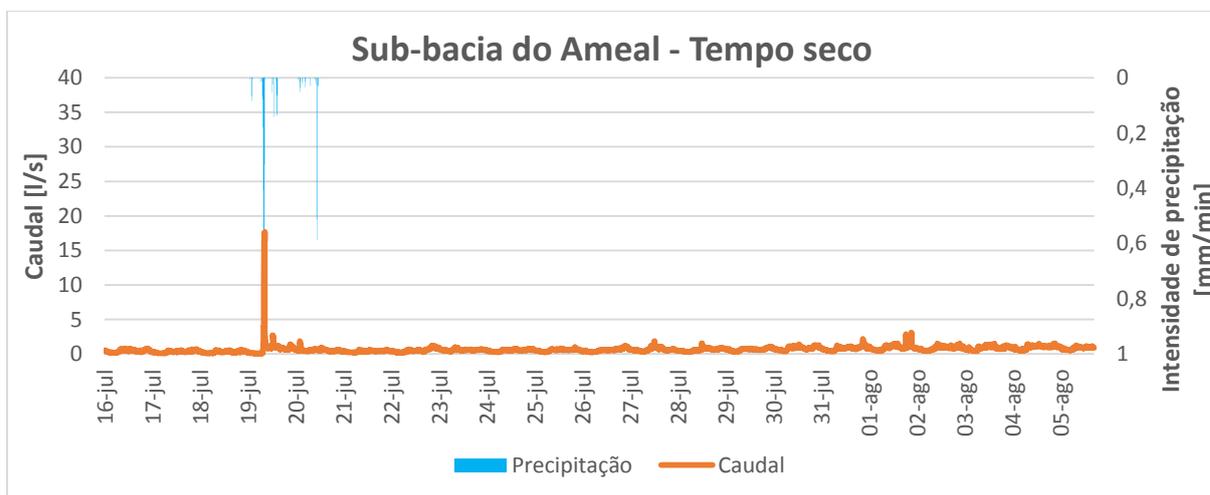


Figura 4.2 - Medições de caudal na sub-bacia do Ameal em tempo seco [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]

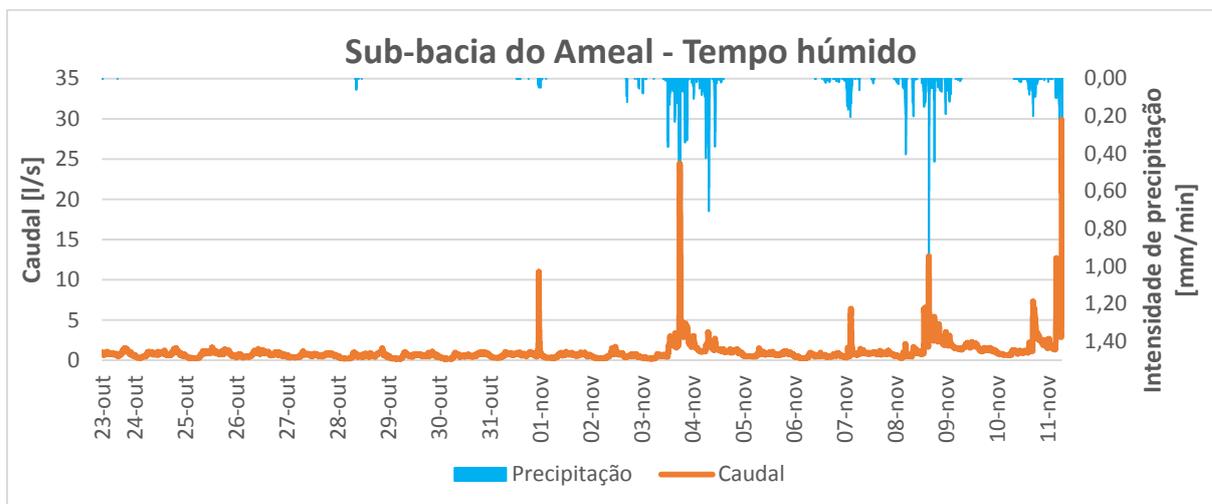


Figura 4.3 - Medições de caudal na sub-bacia do Ameal em tempo húmido [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]

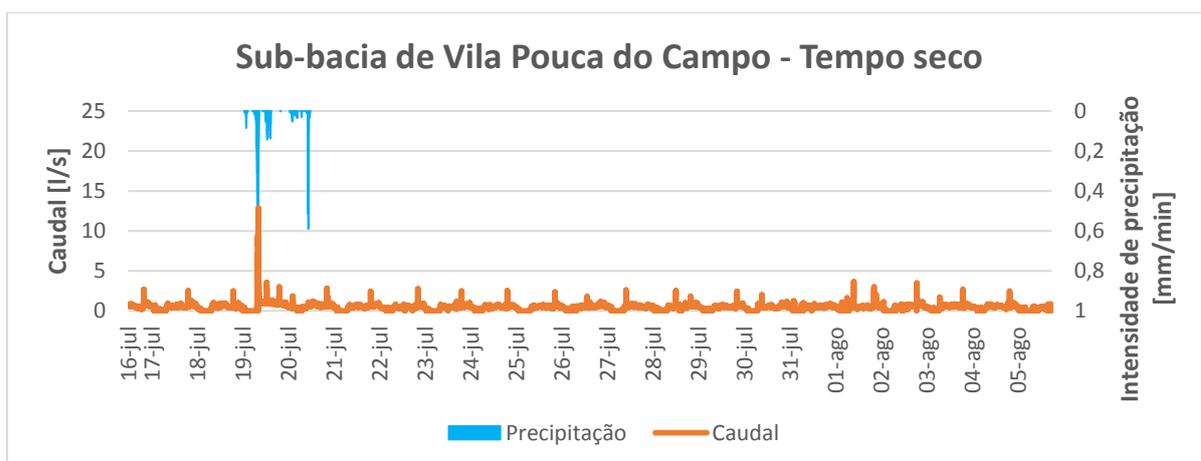


Figura 4.4 - Medições de caudal na sub-bacia de Vila pouca do Campo em tempo seco [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]

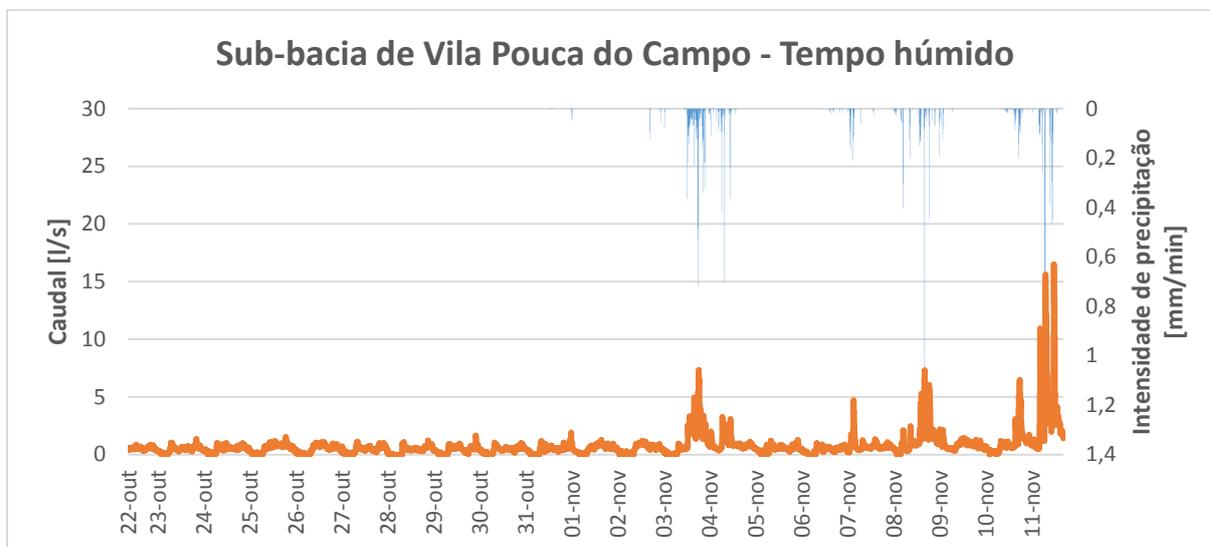


Figura 4.5 - Medições de caudal na sub-bacia de Vila pouca do Campo em tempo húmido [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]

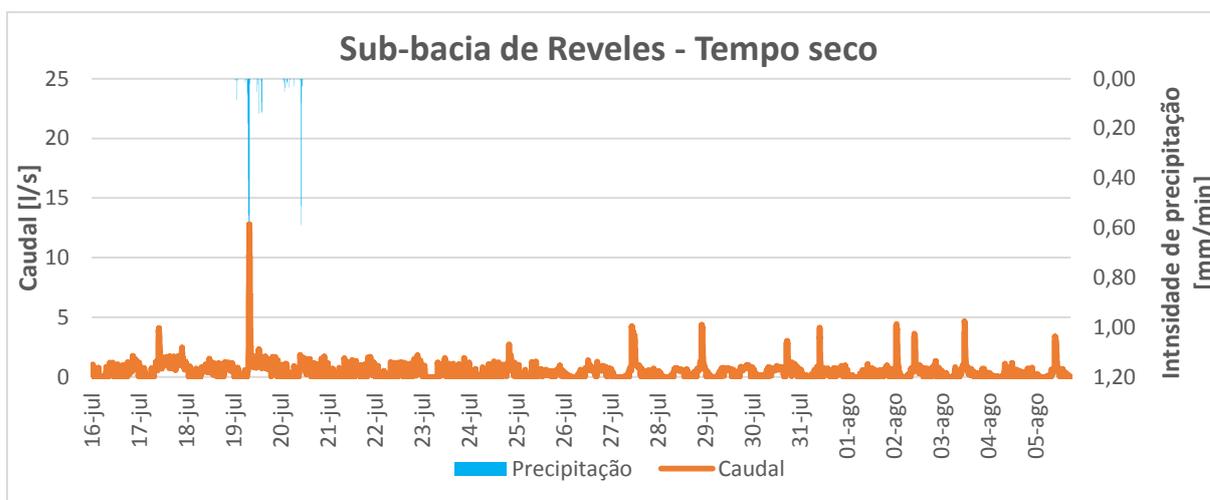


Figura 4.6 - Medições de caudal na sub-bacia de Reveles em tempo seco [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]

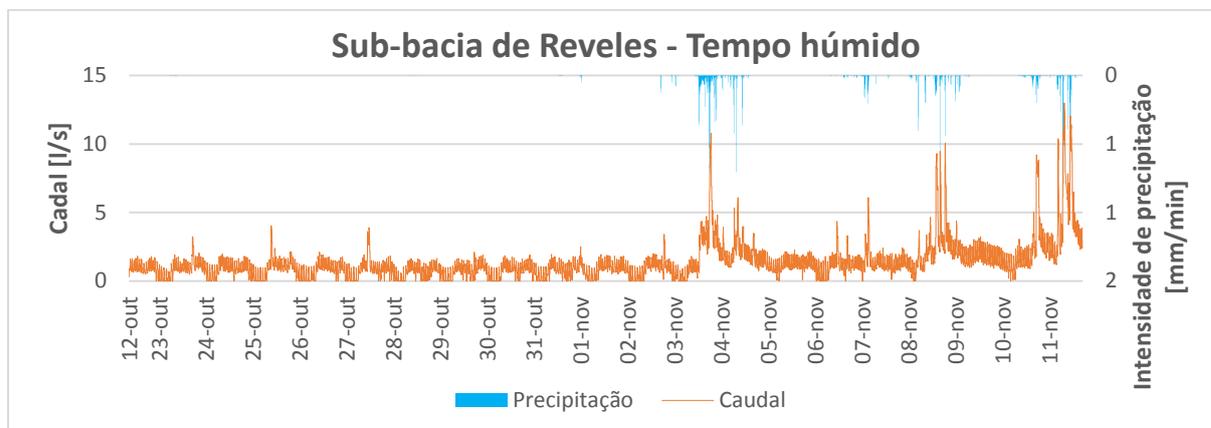


Figura 4.7 - Medições de caudal na sub-bacia de Reveles em tempo húmido [l/s] e a respetiva intensidade de precipitação [mm/min]

Percebe-se pela análise dos gráficos que a precipitação tem bastante influência no comportamento dos caudais o que sugere a existência de afluências indevidas. Para PVC 200, o caudal de secção cheia para uma inclinação de 0,5% é aproximadamente 23 l/s, O que sugere que os troços dos pontos de entrega estão próximos da capacidade máxima quando ocorre precipitação, devido às ligações indevidas. Na sub-bacia do Ameal esta situação é ainda mais evidente, com registos de caudais próximos dos 30 l/s.

Por se saber que não ocorre uma entrega significativa de águas residuais além dos pontos de entrega, assumiu-se que os habitantes estão divididos pelas três sub-bacias em estudo e pelos troços que ficaram fora do estudo. Assim, na estimativa da dimensão da população de cada subsistema, apenas se consideram os 16393 metros de rede. O Quadro 4.2 mostra a distribuição da população estimada e uma estimativa para o caudal médio diário domiciliário mínimo, Q_{MDD} , onde foi considerado uma capitação mínima de 80 litros por habitante e por dia, que, de acordo com o RGSPDADAR, deve ser atribuído como mínimo a sistemas com menos de 1000 habitantes e um fator de afluência de 0,8 (valor médio entre os valores 0,7 e 0,9 estabelecidos no RGSPDADAR).

Quadro 4.2 - Habitantes servidos por subsistema

Subsistema	Habitantes servidos	Caudal médio diário de projeto [l/s]
Sub-bacia Ameal	680	0,504
Sub-bacia Vila Pouca do Campo	526	0,390
Sub-bacia Reveles	562	0,417
Fora de estudo/sem registos	231	0,171

Total	2000	1,481
-------	------	-------

Foram também determinados os caudais médios em tempo seco, húmido e sem distinção (dados de tempo seco e tempo húmido) para as três sub-bacias recorrendo às medições realizadas que se compararam com os caudais residuais domésticos de modo a obter uma primeira impressão do funcionamento dos subsistemas. As Figuras 4.8 a 4.10 sintetizam a informação relativa aos diferentes caudais médios diários determinados para as sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles respetivamente.

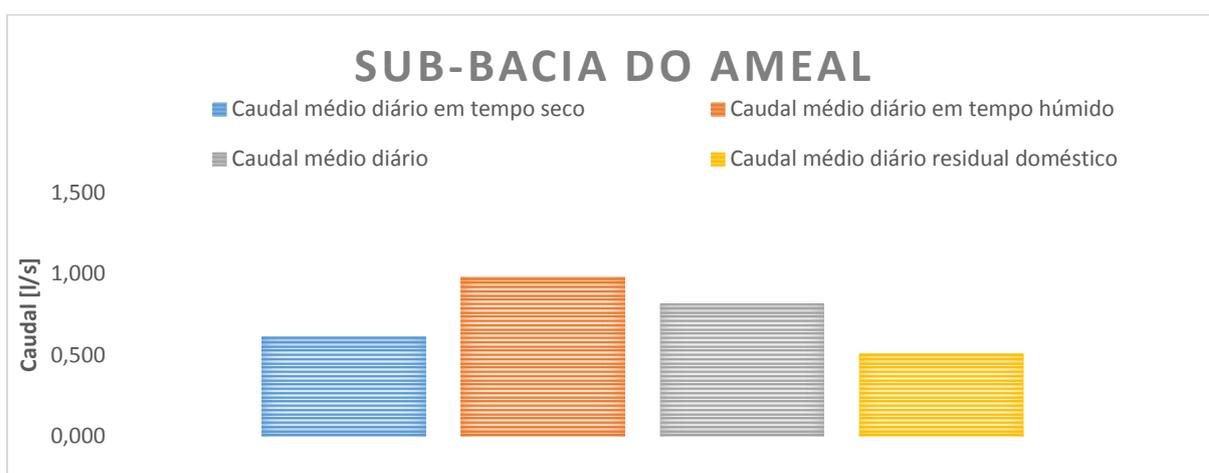


Figura 4.8 - Caudais médios diários para a sub-bacia do Ameal [l/s]

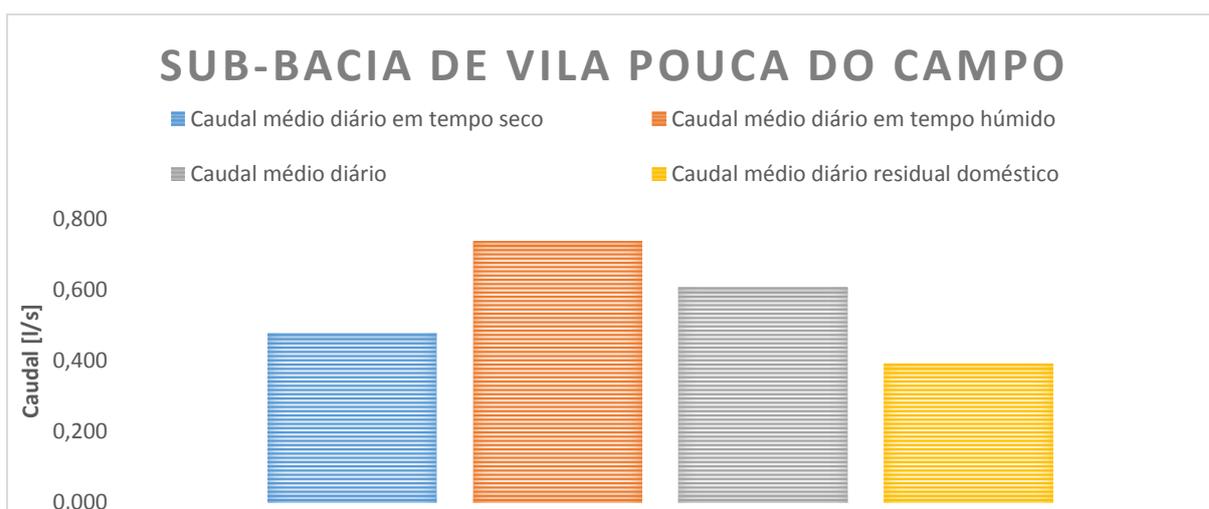


Figura 4.9 - Caudais médios diários para a sub-bacia de Vila Pouca do Campo [l/s]

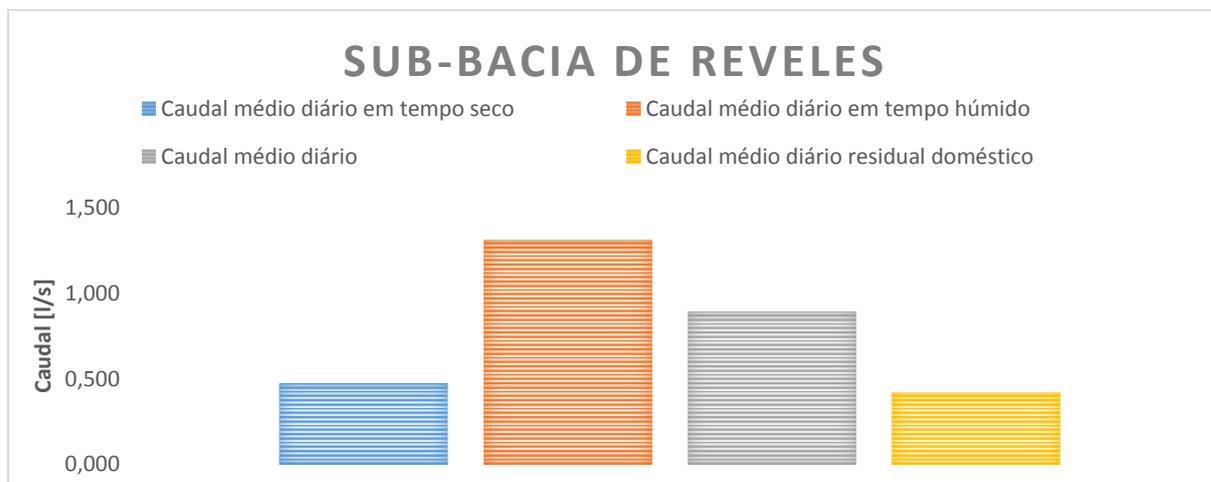


Figura 4.10 - Caudais médios diários para a sub-bacia de Reveles [l/s]

Verifica-se em todas as sub-bacias que os caudais médios determinados pelas medições de campo correspondem a valores superiores aos caudais de projeto. Em média, o caudal médio em tempo húmido é aproximadamente o dobro do tempo seco (na sub-bacia de Reveles o caudal triplica), o que sugere a existência de significativas aflúências indevidas.

Finalmente procedeu-se à determinação do caudal médio diário afluente à ETAR que na Figura 4.11, foi comparado com o valor estimado através da soma de caudais médios de cada subsistema em tempo húmido.

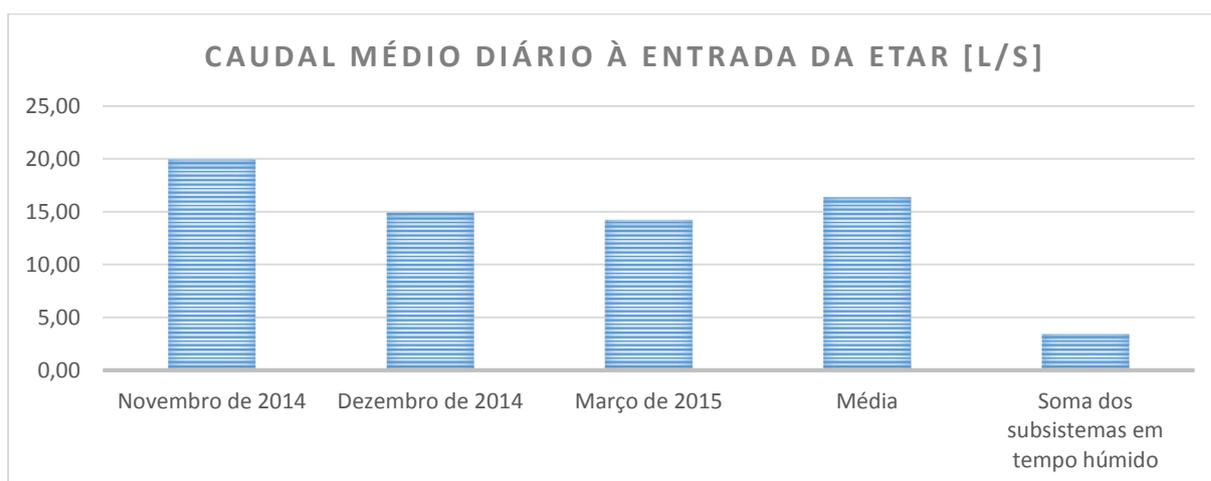


Figura 4.11 - Caudais médios diários afluentes à ETAR

Torna-se perfeitamente visível a discrepância de valores entre os volumes de água que efetivamente chegam à ETAR e aquilo que seria de esperar se no emissário não existissem caudais de infiltração. Em termos práticos, pode dizer-se que mesmo que não ocorressem quaisquer afluições indevidas nos subsistemas a montante do interceptor, apenas 20% das águas que chegam à ETAR teriam origem doméstica. O Anexo A ilustra o conjunto de medições feitas à entrada da ETAR nos dias 10, 11, 23, 24 e 25 de Março de 2015 que visualmente sugerem (considerando a variação de caudal que seria de esperar numa rede de drenagem de águas residuais) que a principal contribuição do mesmo não são as águas residuais, visto que, em período noturno por exemplo, apenas existe uma diminuição de caudal na ordem dos 3/4 l/s.

Como referido anteriormente, achou-se pertinente sintetizar toda a informação de medição de caudais numa única equação que caracterizasse o comportamento do escoamento médio. Os dados utilizados na determinação da curva do caudal médio diário incluem os volumes resultantes de ligações indevidas na estação húmida, que têm uma contribuição bastante significativa nas sub-bacias em estudo, e portanto, ocorrem picos nas medições com ocorrência de grandes volumes num curto espaço de tempo. Ainda que amortizado, este fenómeno é perfeitamente identificável na Figura 4.12, que apresentam a média das medições realizadas sem distinção para o tipo de estação, nas sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles.

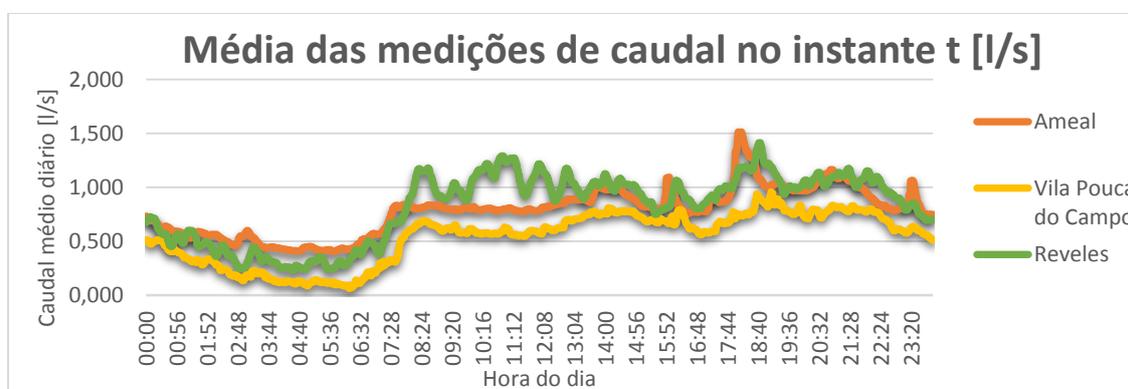


Figura 4.12 - Média das medições realizadas em cada uma das sub-bacias de estudo

Verificam-se os picos anteriormente mencionados e na sub-bacia de Reveles, o escoamento apresenta um comportamento quase que periódico o que pode estar diretamente relacionado com a existência da estação elevatória.

De modo a compreender a variação do caudal médio em cada instante t , $\bar{Q}(t)$, nas 3 sub-bacias, e expresso em litros por segundo, este foi determinado em função da hora do dia, tendo sido

adotado o grau seis para os polinómios, o que de um modo geral garante um coeficiente de determinação superior a 0.8. As curvas são válidas para o intervalo de tempo compreendido entre 0 e 1440 minutos (duração de um dia). Nas Expressões 13, 14 e 15 mostram-se as equações das curvas e a sua representação é dada pela Figura 4.13.

Sub-bacia de Reveles

$$\bar{Q}(t) = [-2,3209 \times 10^{-17}]x^6 + [8,7414 \times 10^{-14}]x^5 - [1,1359 \times 10^{-10}]x^4 + [5,3257 \times 10^{-8}]x^3 + [1,7088 \times 10^{-7}]x^2 - [3,8637 \times 10^{-3}]x + 0,7676 \quad (13)$$

$$R^2 = 0,8575$$

Sub-bacia de Vila pouca do campo

$$\bar{Q}(t) = [-1,1644 \times 10^{-17}]x^6 + [4,3778 \times 10^{-14}]x^5 - [5,6098 \times 10^{-11}]x^4 + [2,3672 \times 10^{-8}]x^3 + [3,9857 \times 10^{-6}]x^2 - [3,5753 \times 10^{-3}]x + 0,5859 \quad (14)$$

$$R^2 = 0,8933$$

Sub-bacia de Ameal

$$\bar{Q}(t) = [-4,7126 \times 10^{-18}]x^6 + [1,4079 \times 10^{-14}]x^5 - [9,8631 \times 10^{-12}]x^4 - [7,1090 \times 10^{-9}]x^3 + [1,1294 \times 10^{-5}]x^2 - [3,51 \times 10^{-3}]x + 0,6744 \quad (15)$$

$$R^2 = 0,7850$$

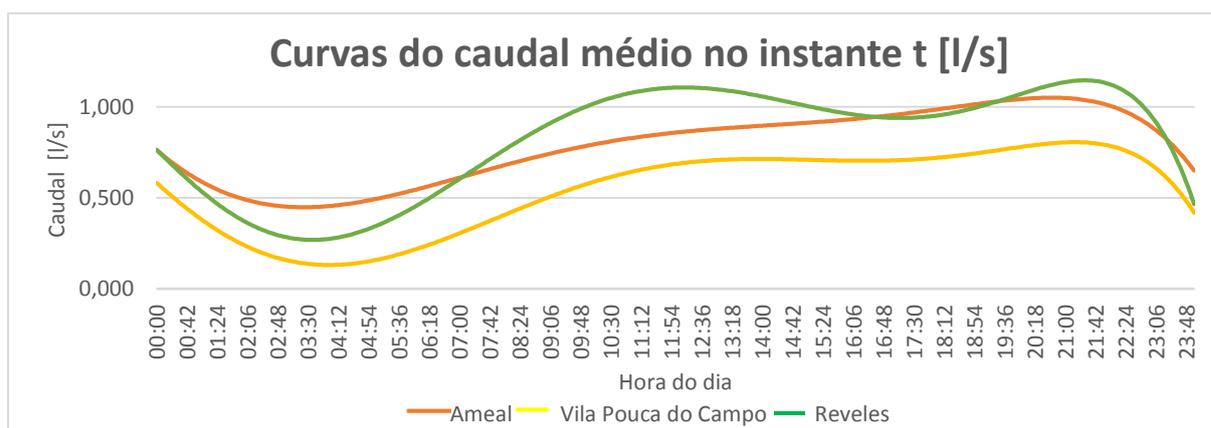


Figura 4.13 - Curvas $\bar{Q}(t)$ estimadas utilizando o método dos mínimos quadrados aplicado a polinómios

Deste modo foi possível caracterizar o escoamento médio em cada sub-bacia. Como limitação pode apontar-se o facto de os coeficientes das equações serem extremamente pequenos o que leva à necessidade de utilizar notação científica com quatro casas decimais.

4.1.4 Precipitação mensal

Finamente fez-se um estudo da precipitação de modo a classificar os diversos meses do ano em húmidos ou secos. Para tal, na malha regular desenvolvida pelo IPMA, foram escolhidas as coordenadas 40,200°N e 8,600°W por serem as mais próximas do local de estudo (40,185°N e 8,534°W), cerca de quatro quilómetros. A Figura 4.14 ilustra a precipitação média mensal determinada para a região em estudo, tendo como base de cálculo os dados relativos ao período de 1950 a 2003.



Figura 4.14 - Precipitação média mensal para a região em estudo [mm]

De acordo com os resultados obtidos, consideram-se meses secos os meses de Junho, Julho, Agosto e Setembro tendo os restantes sido considerados húmidos. Assim, no presente estudo, irá utilizar-se para considerações futuras que um ano médio na zona em estudo é constituído por 122 dias com um comportamento tipicamente seco e que os restantes 243 apresentam um comportamento tipicamente húmido.

4.2 Afluências indevidas

4.2.1 Caracterização de escoamentos médios

Foram determinadas as curvas representativas do caudal médio em tempo seco, tempo húmido e sem a contribuição de ligações indevidas para a sub-bacia do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles. Nos próximos parágrafos são apresentadas as curvas para cada tipo de caudal assim como informação relativa à estimação das mesmas.

O caudal médio em tempo seco, $\bar{Q}_S(t)$, expresso em litros por minuto, foi estimado utilizando o conjunto de dados relativos ao período de medição compreendido entre 16 de Julho e 5 de Agosto de 2014, de onde se excluíram os dias 19 e 20 de Julho por ter ocorrido precipitação. Nas sub-bacias do Ameal e Vila Pouca do Campo, achou-se pertinente retirar os cinco dias de Agosto por apresentarem um comportamento sazonal que se revelou, bastante superior ao registado anteriormente. As curvas determinadas para cada sub-bacia e os respetivos coeficientes de determinação são apresentados nas Equações (16), (17) e (18).

Sub-bacia do Ameal

$$\bar{Q}_S(t) = [-8,8730 \times 10^{-16}]x^6 + [3,4892 \times 10^{-12}]x^5 - [4,9074 \times 10^{-9}]x^4 + [2,8390 \times 10^{-6}]x^3 - [4,8346 \times 10^{-4}]x^2 - [4,9756 \times 10^{-2}]x + 30,510 \quad (16)$$

$$R^2 = 0,9091$$

Sub-bacia de Vila Pouca do Campo

$$\bar{Q}_S(t) = [-1,0399 \times 10^{-15}]x^6 + [4,0400 \times 10^{-12}]x^5 - [5,4595 \times 10^{-9}]x^4 + [2,7385 \times 10^{-6}]x^3 - [7,0853 \times 10^{-5}]x^2 - [2,1059 \times 10^{-1}]x + 32,724 \quad (17)$$

$$R^2 = 0,9203$$

Sub-bacia de Reveles

$$\bar{Q}_S(t) = [-2,7276 \times 10^{-15}]x^6 + [11036 \times 10^{-11}]x^5 - [1,6209 \times 10^{-8}]x^4 + [1,0234 \times 10^{-5}]x^3 - [2,4094 \times 10^{-3}]x^2 + [7,4699 \times 10^{-2}]x + 22,946 \quad (18)$$

$$R^2 = 0,8639$$

O caudal médio no instante t em tempo húmido, $\bar{Q}_H(t)$, expresso em litros por minuto, foi determinado utilizando as medições realizadas no período compreendido entre 23 de Outubro e 10 de Novembro de 2014. É importante salientar que a curva obtida para a Sub-bacia do Ameal tem associada um coeficiente de determinação de 0,5743 que se deve à existência de picos significativos resultantes de ligações indevidas. As curvas determinadas para cada sub-bacia e os respetivos coeficientes de determinação são apresentados nas Equações (19), (20) e (21).

Sub-bacia do Ameal

$$\bar{Q}_H(t) = [1,2011 \times 10^{-15}]x^6 - [5,4887 \times 10^{-12}]x^5 + [9,4420 \times 10^{-9}]x^4 - [7,6213 \times 10^{-6}]x^3 + [2,9281 \times 10^{-3}]x^2 - [4,4527 \times 10^{-1}]x + 59,085 \quad (19)$$

$$R^2 = 0,5743$$

Sub-bacia de Vila Pouca do Campo

$$\bar{Q}_H(t) = [-3,3149 \times 10^{-16}]x^6 + [8,8583 \times 10^{-13}]x^5 - [2,0207 \times 10^{-10}]x^4 - [1,2964 \times 10^{-6}]x^3 + [1,2872 \times 10^{-3}]x^2 - [3,2879 \times 10^{-1}]x + 40,790 \quad (20)$$

$$R^2 = 0,7078$$

Sub-bacia de Reveles

$$\bar{Q}_H(t) = [-8,8746 \times 10^{-17}]x^6 - [5,6954 \times 10^{-13}]x^5 + [2,9915 \times 10^{-9}]x^4 - [4,5459 \times 10^{-6}]x^3 + [2,8201 \times 10^{-3}]x^2 - [5,8983 \times 10^{-1}]x + 75,866 \quad (21)$$

$$R^2 = 0,7386$$

Finalmente foi determinado o caudal médio diário em tempo húmido sem a contribuição de ligações indevidas, $\bar{Q}_{HSLI}(t)$, utilizando o procedimento desenvolvido no capítulo anterior. Utilizaram-se os valores de precipitação do udómetro existente no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra e foram estimados os tempos de concentração para as sub-bacias do Ameal, Vila pouca do Campo e Reveles de 18, 29 e 28 minutos, respetivamente. O facto de o ponto onde foi medida a precipitação estar cerca 10 Km afastada da bacia de drenagem, por vezes verificou-se um atraso ou adiantamento da precipitação. Esta problemática foi ultrapassada com a observação dos caudais e um pouco de bom senso. As curvas determinadas para cada sub-bacia e os respetivos coeficientes de determinação são apresentados nas Equações (22), (23) e (24).

Sub-bacia do Ameal

$$\bar{Q}_{HSLI}(t) = [-5,51643 \times 10^{-16}]x^6 + [1,80952 \times 10^{-12}]x^5 - [1,81446 \times 10^{-9}]x^4 + [2,3285 \times 10^{-7}]x^3 + [5,1718 \times 10^{-4}]x^2 - [1,8383 \times 10^{-1}]x + 45,561 \quad (22)$$

$$R^2 = 0,8228$$

Sub-bacia de Vila Pouca do Campo

$$\bar{Q}_{HSLI}(t) = [-1,2976 \times 10^{-15}]x^6 + [5,1398 \times 10^{-12}]x^5 - [7,2617 \times 10^{-19}]x^4 + [4,1645 \times 10^{-6}]x^3 - [6,4848 \times 10^{-4}]x^2 - [8,8676 \times 10^{-2}]x + 29,008 \quad (23)$$

$$R^2 = 0,8802$$

Sub-bacia de Reveles

$$\bar{Q}_{HSLI}(t) = [-1,5470 \times 10^{-15}]x^6 + [6,0457 \times 10^{-12}]x^5 - [8,3667 \times 10^{-9}]x^4 + [4,6118 \times 10^{-6}]x^3 - [6,2784 \times 10^{-4}]x^2 - [9,8764 \times 10^{-2}]x + 49,419 \quad (24)$$

$$R^2 = 0,8364$$

As curvas estimadas assim como o conjunto de dados que lhes deu origem são apresentados nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 para as sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles, respetivamente.

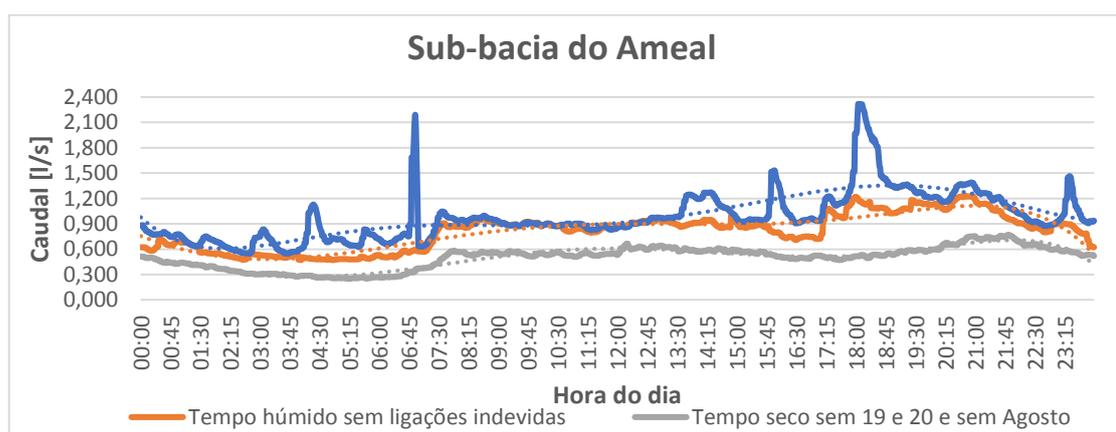


Figura 4.15 - Curvas $\bar{Q}_S(t)$, $\bar{Q}_H(t)$ e $\bar{Q}_{HSLI}(t)$ para a sub-bacia do Ameal e os respectivos conjuntos de dados [l/s]

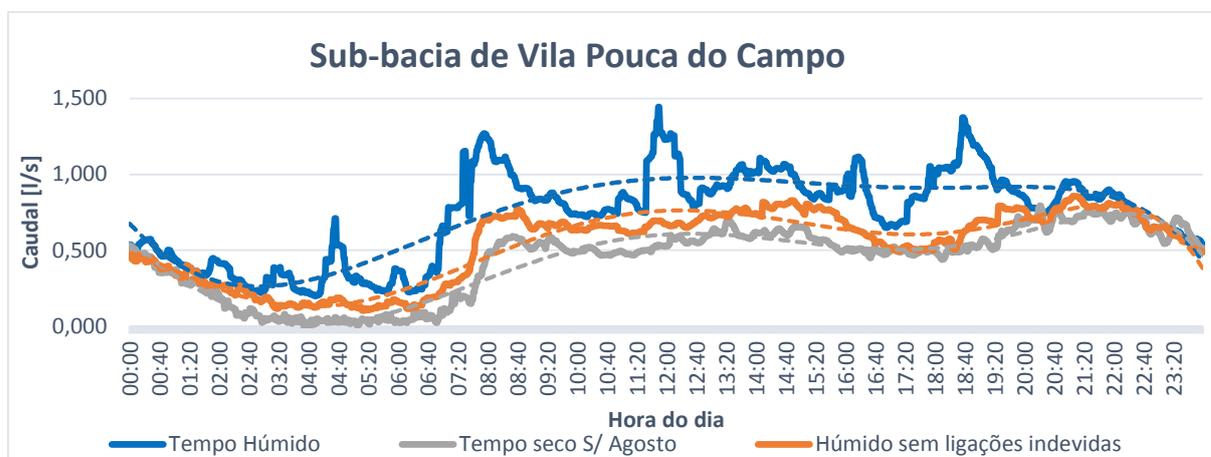


Figura 4.16 - Curvas $\bar{Q}_S(t)$, $\bar{Q}_H(t)$ e $\bar{Q}_{HSLI}(t)$ para a sub-bacia de Vila Pouca do Campo e os respectivos conjuntos de dados [l/s]

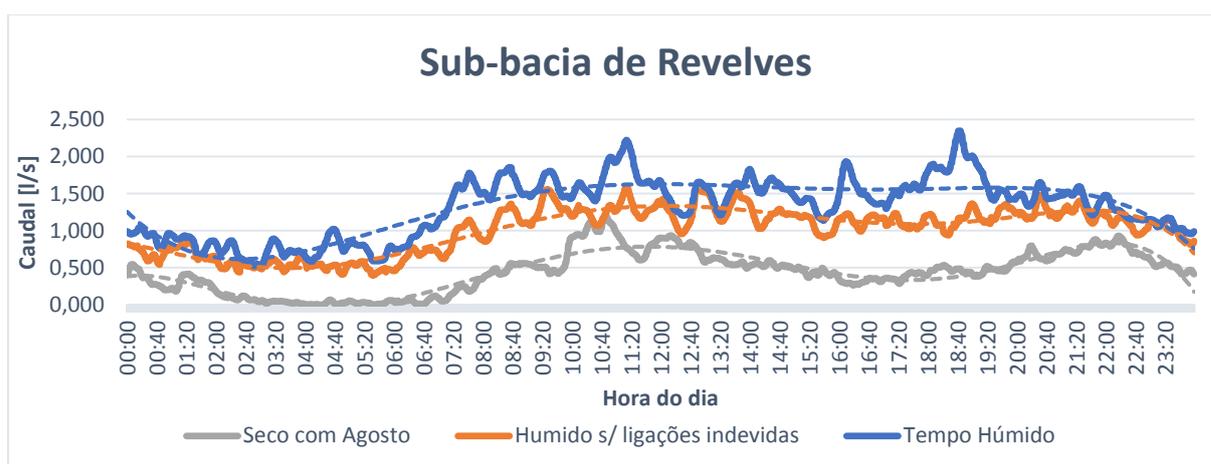


Figura 4.17 - Curvas $\bar{Q}_S(t)$, $\bar{Q}_H(t)$ e $\bar{Q}_{HSLI}(t)$ para a sub-bacia de Reveles e os respectivos conjuntos de dados [l/s]

Como já foi referido anteriormente, no período húmido na sub-bacia de Reveles nota-se um escoamento com um comportamento quase que periódico, que se acha estar relacionado com a existência de estação elevatória. Sabendo que o troço que escoo para esta estação serve uma reduzida população (cerca de 90 habitantes), percebe-se pela análise das curvas $\bar{Q}_H(t)$ e $\bar{Q}_{HSLI}(t)$ que a amplitude desta variação é aproximadamente igual nas duas curvas, sugerindo que os volumes que dão origem a este comportamento, tenham origem em infiltrações (existe em tempo húmido com e sem ligações indevidas mas não se verifica em tempo seco).

4.2.2 Caudais de infiltração e ligações indevidas

Os volumes médios por dia húmido provenientes de ligações indevidas e infiltrações foram determinados para cada sub-bacia e em função da identificação dos dias húmidos e secos, foram determinados os volumes médios anuais que se apresentam no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Caudais médios de infiltração e ligações indevidas estimados

Grandeza	Sub-bacia		
	Ameal	Vila Pouca do Campo	Reveles
Q_{MDS} (l/dia seco)	43399	37535	37858
Q_{MDH} (litros/dia húmido)	84493	63580	113396
Q_{MDHSLI} (litros/dia húmido)	65663	46333	87003
Q_{LI} (litros/dia húmido)	18830	17247	26393
Q_{LI} (m3/ano)	4576	4191	6414
Q_{INF} (litros/dia húmido)	22264	8798	49145
Q_{INF} (m3/ano)	5410	2138	11942
Q_{INF} (m3/ano/ml)	0,970	0,496	2,591

Os valores do caudal infiltrado por ano e por metro de coletor apresentados foram determinados para todo o comprimento do subsistema a que se referem. A Figura 4.18 ilustra a contribuição média de cada componente do escoamento para as três sub-bacias em estudo, considerando que o caudal médio em tempo seco apenas tem contribuição de águas exclusivamente de origem doméstica.

Os custos anuais associados às ligações indevidas são estimados em aproximadamente 2546, 2332 e 3568 euros, para os subsistemas do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles, respetivamente.

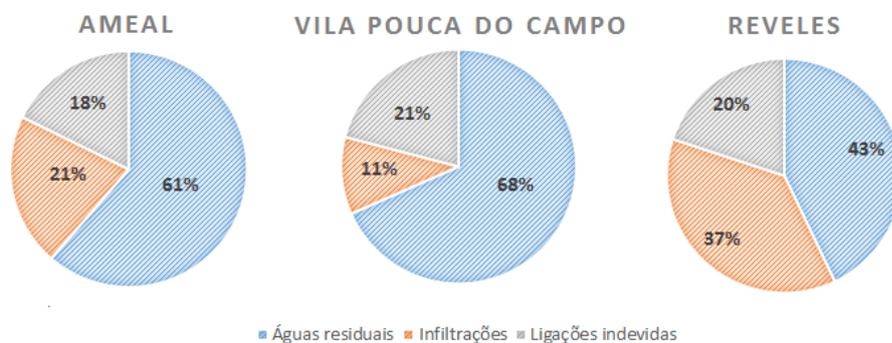


Figura 4.18 - Várias contribuições estimadas do escoamento para as sub-bacias do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles

Verifica-se que, em termos percentuais, a contribuição das ligações indevidas no escoamento é aproximadamente igual nas três sub-bacias, representando cerca de 20% do caudal total. É ainda possível verificar que contribuição das infiltrações na sub-bacia de Reveles é sensivelmente o dobro da sub-bacia do Ameal e o triplo de Vila Pouca do Campo.

Em função dos volumes acumulados afluentes à ETAR (Anexo B), estimou-se um volume médio diário afluente à mesma, em tempo húmido, de $1388 m^3$. Foram também estimados os volumes médios entregues pelos 4 subsistemas, que todos juntos, contribuem com um volume de apenas $296 m^3$ por dia húmido. Deste modo, o volume médio infiltrado no emissário por dia húmido é de $1092 m^3$, o que em valores anuais se traduz em $265356 m^3$. Se quisermos expressar este valor em metros cúbicos por ano e por metro linear, o seu valor é de aproximadamente 144. A Figura 4.19 mostra as diferentes contribuições do escoamento no emissário em tempo húmido.

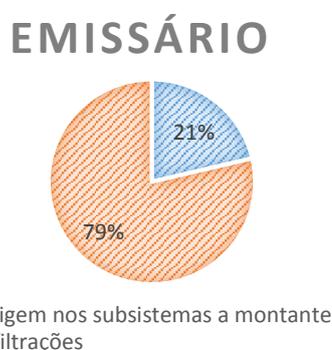


Figura 4.19 - Várias contribuições estimadas do escoamento para o emissário

Verifica-se que o volume afluente à ETAR num dia húmido tem as infiltrações como maior parcela, correspondendo a cerca de 80%.

4.2.3 Localização das infiltrações no emissário

Escolheram-se dois troços do emissário em função do troço que se identificou como a possível causa dos grandes volumes infiltrados como ilustra a Figura 4.20.

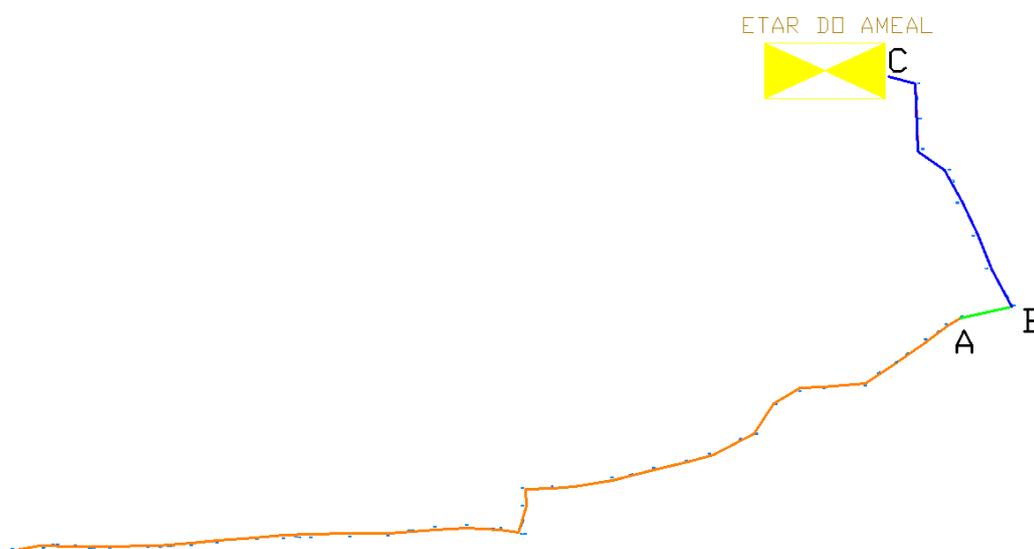


Figura 4.20 - Troços de estudo atribuídos ao emissário

Assinalado a azul, o troço \overline{BC} foi identificado como causa provável da maioria dos volumes infiltrados estimados. Com 400 mm de diâmetro, tem uma extensão de 378 metros e está localizado numa zona baixa. As cotas do terreno variam aproximadamente entre 11 e 8 metros e os coletores a uma profundidade média de 5 metros. Acresce o facto de se tratar de uma zona com elevado nível freático, estando este troço ao lado de uma linha de água.

A verde está identificado o troço \overline{AB} , de diâmetro 315 mm em PVC e 70 metros de comprimento, que corresponde ao troço onde se determinou o escoamento para uma altura de lamina de água a variar entre 10 e 20% do diâmetro interno, de acordo com o exposto anteriormente. Os resultados obtidos no cálculo e os parâmetros utilizados são apresentados no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Parâmetros utilizados na equação de Manning-Stricker e os respectivos resultados

h (m)	$0,10 \times D_i$	$0,20 \times D_i$	D_i
h (m)	0,0297	0,0593	0,2966
θ (rad)	1,2870	1,8543	6,2832
$D_{interno}$ (m)	0,2966	0,2966	0,2966
R_h (m)	0,0188	0,0358	0,0742
K_s ($m^{1/3}/s$)	90	90	90
$A = m^2$	0,0036	0,0098	0,0691
i (m/m)	0,003	0,003	0,003
Q (m^3/s)	1,26E-03	5,26E-03	0,0601
Q (l/s)	1,26	5,26	60,11

O caudal estimado para o cenário de secção cheia no troço \overline{AB} foi de 60,11 l/s, que por ser bastante superior ao caudal médio infiltrado, não nega a possibilidade de as infiltrações terem origem neste troço ou a montante dele. No entanto, o caudal para a altura da lâmina de água observada ($0,10D_i < h < 0,20D_i$) é consideravelmente inferior aos caudais registados à entrada da ETAR, sugerindo que as infiltrações estejam no troço \overline{BC} . Foi considerado um $K_s = 90 m^{1/2}s^{-1}$ (Diogo, 1996) e a inclinação mínima imposta pelo RGSPDADAR.

Não existindo dados que permitam uma análise mais detalhada, considera-se neste estudo, que 80% das infiltrações ocorrem no troço \overline{BC} o que pode não fugir muito à realidade, tendo em conta os caudais estimados no final do troço \overline{AB} .

4.3 Análise custo benefício

4.3.1 Considerações gerais

Nos pontos seguintes apresentam-se os resultados obtidos na análise custo benefício, para os subsistemas do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles e para o troço do emissário identificado como mais problemático relativamente aos caudais de infiltração. Para os respectivos subsistemas, foram estudados três cenários distintos relativamente ao estado de conservação das mesmas, tendo as infiltrações no troço do emissário sido consideradas igualmente distribuídas pelo mesmo.

4.3.2 Sub-bacia do Ameal

Os custos/benefícios unitários ao longo do horizonte de projeto resultantes da aplicação da Equação (15), para as diferentes taxas e cenários adotados para a sub-bacia do Ameal, são apresentados na Figura 4.21.

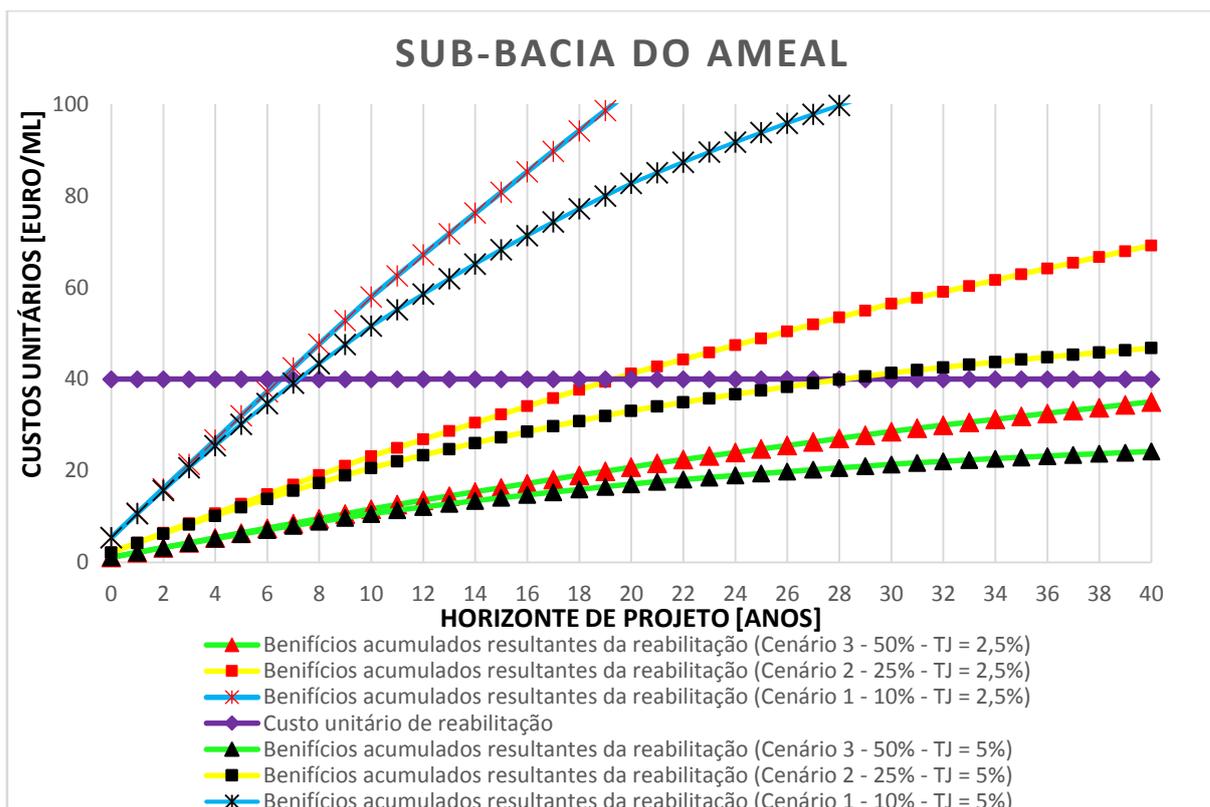


Figura 4.21 - Análise custo benefício para a sub-bacia do Ameal em valores unitários

Como seria de esperar, no primeiro cenário, a reabilitação surge como a hipótese mais vantajosa, pois passados 7 anos, em ambas as taxas utilizadas, torna-se economicamente viável reabilitar sistema. Já para o segundo cenário, para uma taxa de juro de 2.5%, a reabilitação é viável a partir do décimo nono ano. Para a taxa de 5%, já são precisos 28 anos para liquidar o investimento. Finalmente, para o terceiro cenário (situação menos provável), os custos excedem os benefícios para as duas taxas de juro.

Foram estimados os custos totais para os cenários 1 e 2, de acordo com a análise anterior. Os resultados são apresentados na Figura 4.22.

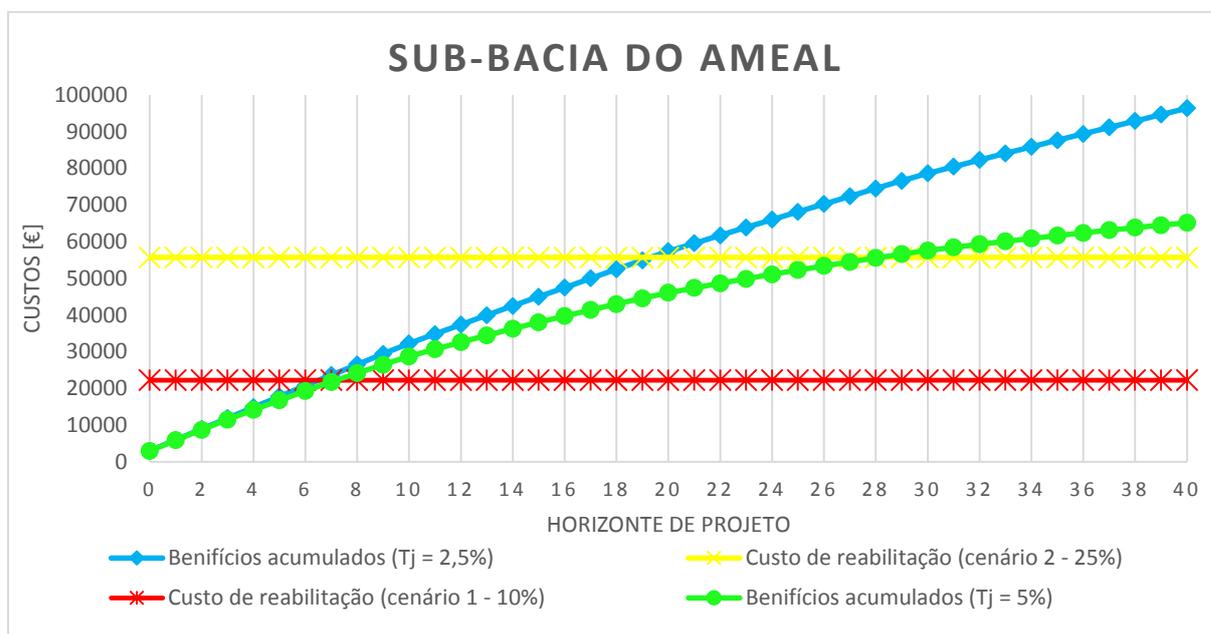


Figura 4.22 - Análise custo benefício para a sub-bacia do Ameal em valores totais

Verifica-se que, para o cenário 1, são necessários cerca de 22,3 mil euros para reabilitar o sistema, investimento que ao fim de sete anos (como já se tinha verificado na análise de custos unitários) é recuperado através da redução de caudais de infiltração. No fim do horizonte de projeto, estima-se que, para taxas de juro de 2,5 e 5%, os benefícios úteis decorrentes da reabilitação rondem 74 mil euros e 43 mil euros. Para o Cenário 2, embora continue a ser economicamente viável reabilitar, os custos de reabilitação são na ordem de 55,8 mil euros. Os lucros úteis associados para todo o horizonte de projeto são de 41 mil e 9 mil euros para as referidas taxas de juro.

4.3.3 Sub-bacia de Vila Pouca do Campo

Ao contrário da anterior, na sub-bacia de Vila Pouca do Campo apenas se verificou existir viabilidade económica para o cenário 1, como se mostra na Figura 4.23.

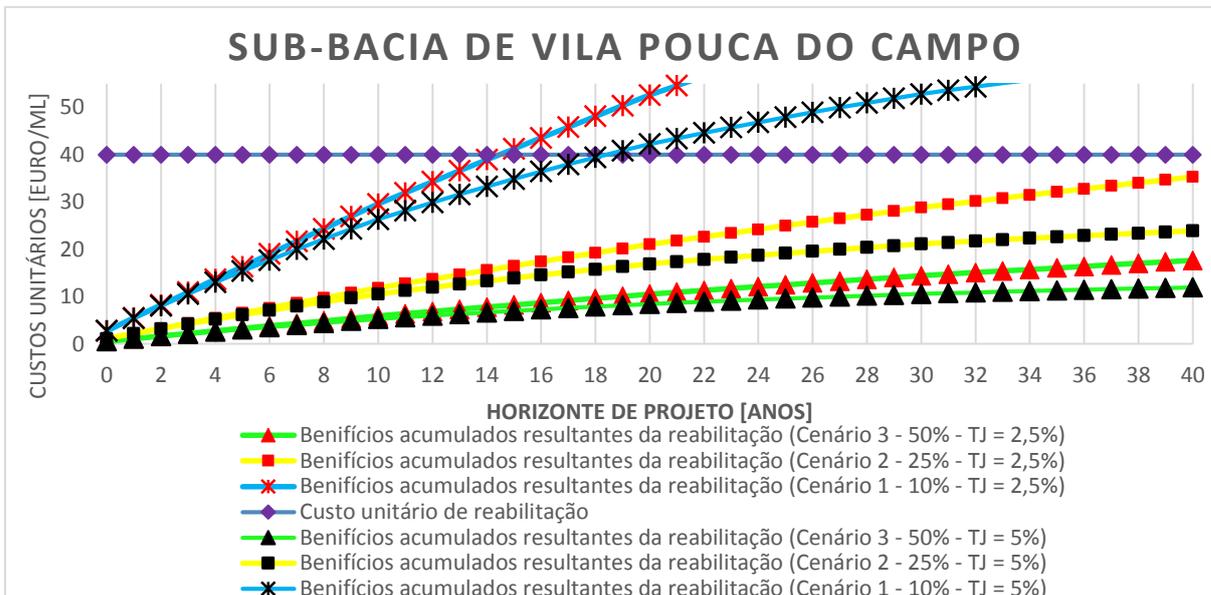


Figura 4.23 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Vila pouca do Campo em valores unitários

Para $t_j = 2,5\%$, o cenário 1 apresenta vantagem económica a partir do ano catorze e para a taxa de 5%, o mesmo acontece quatro anos depois. De modo a avaliar a grandeza dos investimentos e dos benefícios em causa, procedeu-se à análise dos custos absolutos, como se mostra na Figura 4.24.

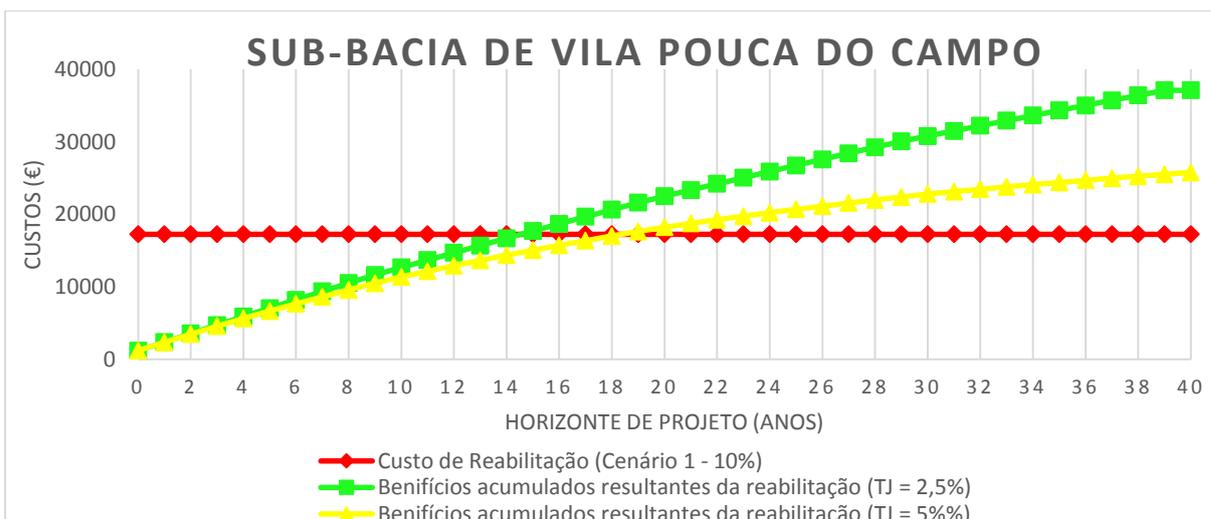


Figura 4.24 - Análise custo benefício para Vila pouca do Campo em valores totais

Para $t_j = 2,5\%$, os benefícios uteis estimados são de aproximadamente 19,8 mil euros. Já para $t_j = 5\%$, os lucros estimados são da ordem de 8,5 mil euros.

4.3.4 Sub-bacia de Reveles

O subsistema de Reveles é aquela que apresenta pior estado de conservação, tendo em conta os caudais infiltrados observados. Na Figura 4.25, observa-se que é economicamente viável reabilitar a rede para os três cenários, independentemente das taxas de juro adotadas.

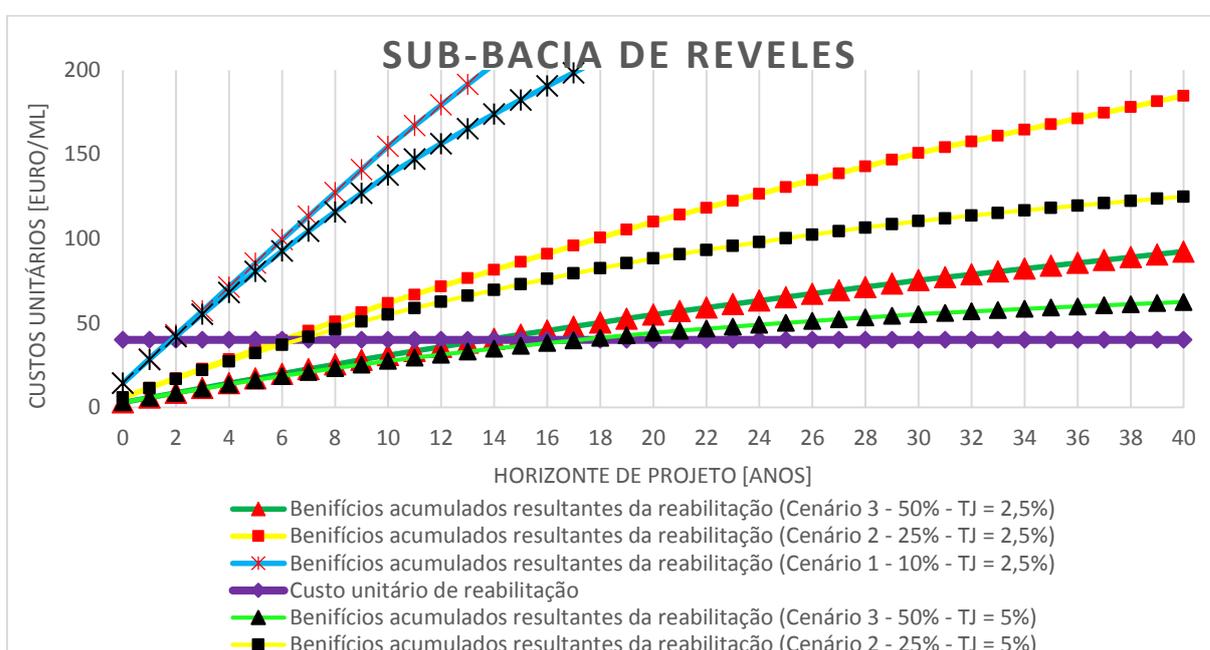


Figura 4.25 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Reveles em valores unitários

Pela análise da figura, percebe-se a necessidade de reabilitar o subsistema, pois mesmo para o pior cenário de estado de conservação da rede, a reabilitação é economicamente viável, ou seja, quando se assume que metade de rede precisa de ser reabilitada: Observa-se que aproximadamente catorze anos depois o investimento foi amortizado. Para o cenário 2, são apenas precisos sete anos para que a opção de reabilitar tenha sido economicamente recuperada e para o cenário 1, bastam dois anos. Os custos e benefícios totais para cada um dos cenários são mostrados na Figura 4.26.

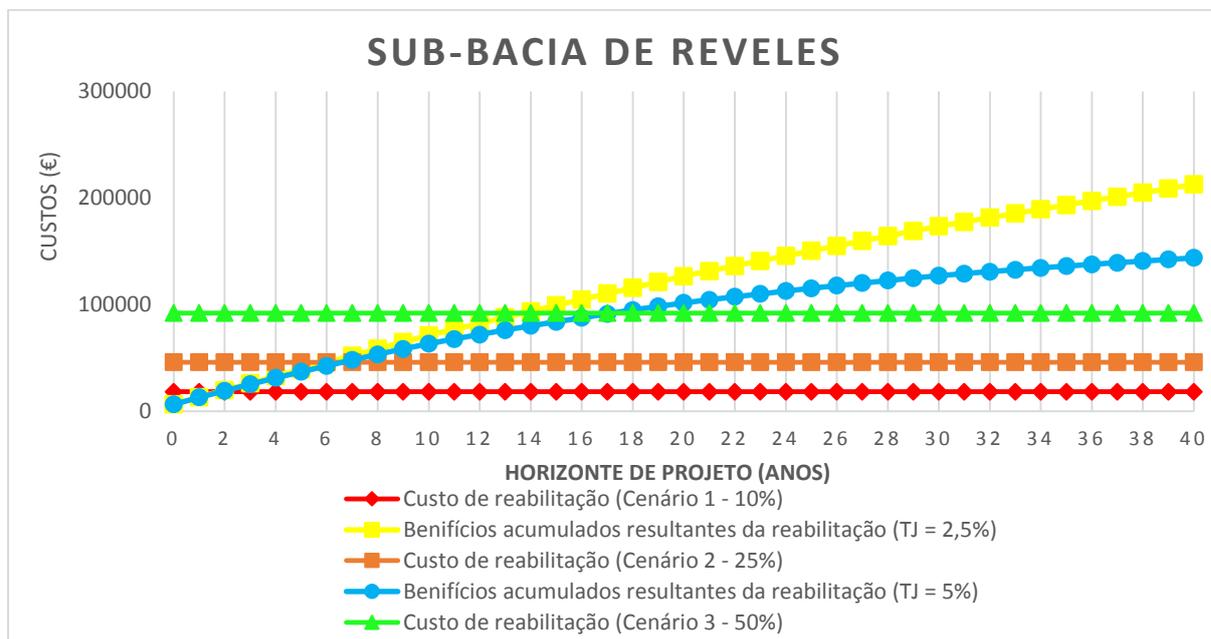


Figura 4.26 - Análise custo benefício para a sub-bacia de Reveles em valores totais

De acordo com a figura, no cenário 1, os custos de reabilitação são da ordem de 18,4 mil euros e os lucros úteis são bastante significativos no final do horizonte de projeto, tomando os valores de 194 e 125 mil euros para as duas taxas de juro. Para o cenário 2, com um investimento de 46 mil euros na reabilitação do sistema, os lucros úteis estimados são de 166 e 98 mil euros. Os lucros estimados no cenário 3, são de 120 e 52 mil euros para as duas taxas de juro consideradas.

4.3.5 Troço \overline{BC} do emissário

No estudo do emissário, conforme anteriormente referido, assume-se que 80% das infiltrações ocorrem no último troço de 400 mm diâmetro e 378 metros de comprimento (designado por \overline{BC} na Figura 4.20). Deste modo não foi necessário aplicar cenários ao troço em questão, visto que se considerou que os 378 metros que o constituem necessitam de reabilitação. Deste modo, a Figura 4.27 ilustra a análise custo-benefício baseada em custos unitários.

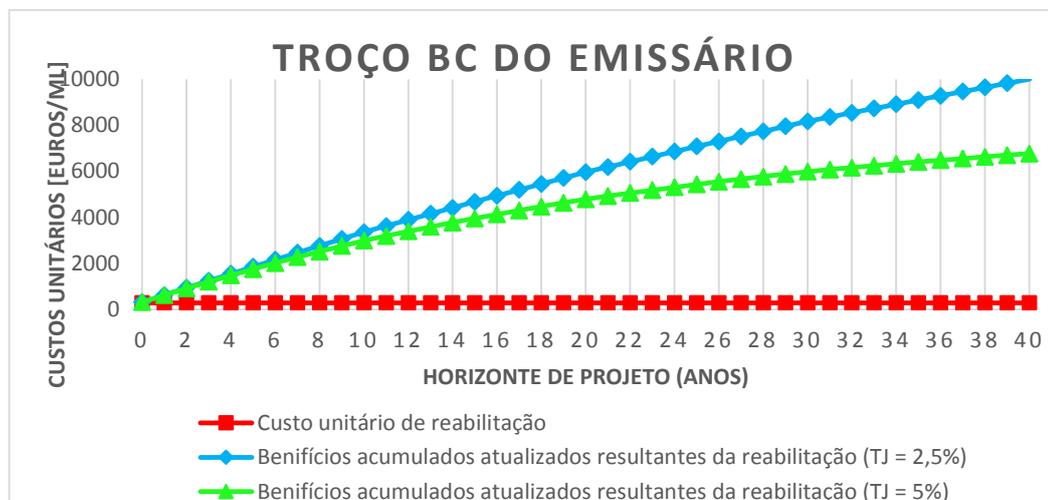


Figura 4.27 - Análise custo benefício para o emissário em valores unitários

Estima-se que este troço do emissário, apresente um grande volume de infiltrações com grande impacto económico no tratamento efetuado na ETAR. De acordo com as observações efetuadas, hipóteses básicas assumidas e estimativas e parâmetros adotados, no final do primeiro após a reabilitação, o investimento está amortizado (ver Figura 4,27). A Figura 4.28, mostra os custos de reabilitação totais e os benefícios totais ao longo da vida útil, envolvidos na reabilitação deste troço do interceptor.

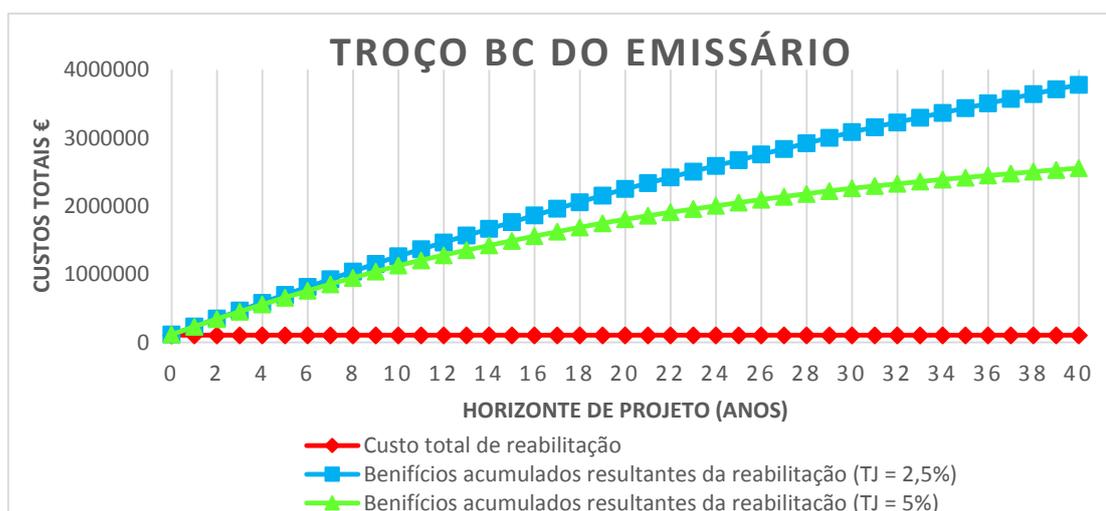


Figura 4.28 - Análise custo benefício para o emissário em valores totais

Verifica-se que o custo total de reabilitação é de aproximadamente 106 mil euros e que os benefícios totais que advém da mesma são enormes para o horizonte de projeto considerado: valores da ordem de 3,5 e 2,5 milhões de euros, para taxas de juro de 2,5 e 5%, respetivamente.

4.3.6 Prioridades de reabilitação

Com base nas estimativas efetuadas, o emissário é o subsistema que necessita de uma intervenção mais urgente. A rapidez com que o investimento associado à reabilitação é recuperado (menos de um ano) e os lucros que ao longo do horizonte projeto daí resultam (2,5 ou 3,5 milhões de euros), constituem também um forte argumento na atribuição de prioridades. É ainda importante referir que de acordo com as estimativas realizadas, cerca de 93% de toda a infiltração que ocorre no sistema de drenagem tem origem no emissário.

Embora a considerável distância, o subsistema de Reveles mostrou-se como a segunda prioridade, satisfazendo a condição de benefícios superiores aos custos de investimento em todos os cenários considerados. Relativamente ao subsistema do Ameal apenas em dois dos três cenários esta condição é satisfeita. Como última prioridade surge o subsistema de Vila Pouca do Campo, com volumes infiltrados muito inferiores aos restantes subsistemas e onde em dois de três cenários adotados não é mesmo economicamente viável a reabilitação.

5 CONCLUSÕES

Mostra-se neste trabalho, com o desenvolvimento detalhado de um caso de estudo, que a análise custo-benefício na reabilitação de sistemas de saneamento é uma ferramenta extremamente útil e fundamental no apoio à decisão da reabilitação dos sistemas. A caracterização pormenorizada dos sistemas, da investigação das condições de funcionamento hidráulico e da capacidade estrutural das tubagens requer um importante esforço de avaliação e de meios disponíveis, particularmente de recursos humanos e em termos técnicos.

Para o sistema de drenagem de águas residuais comunitários afluente à ETAR do Ameal localizada no concelho de Coimbra, objeto do presente estudo, foram obtidos e analisados detalhadamente um conjunto muito alargado de elementos de cadastro e de medições de caudais em diversos pontos da rede em campanhas efetuadas em tempo seco e em tempo húmido, e à entrada da ETAR. No entanto, numa fase preliminar da investigação como a desenvolvida predominantemente neste estudo, não foram analisadas imagens de CCTV da rede, que poderiam identificar e localizar mais detalhadamente as anomalias e deficiências estruturais existentes dos coletores.

A rede de drenagem foi subdividida em subsistemas relativos aos aglomerados de Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles, tendo sido identificados os respetivos caudais médios diários totais, tanto em tempo seco, como em tempo húmido, os caudais residuais domésticos, os caudais resultantes de ligações indevidas, bem como os caudais infiltrados. Foi ainda analisada detalhadamente a variação média dos caudais totais ao longo do dia. Foram estimados volumes anuais infiltrados de 4576, 4191 e 6414 m^3 para as subsistemas do Ameal, Vila Pouca do Campo e Reveles, respetivamente. O maior problema de infiltrações foi detetado no interceptor que conduz as águas residuais à ETAR, instalado predominantemente a grandes profundidades, e que se localiza em grande extensão num terreno baixo e com elevado nível freático. Os volumes anuais infiltrados no interceptor foram estimados em valores na ordem dos 265356 m^3 , valores que são extremamente elevados relativamente à capacidade e dimensão do sistema, traduzindo-se num significativo acréscimo dos custos de exploração.

Não obstante a algumas aproximações importantes assumidas na determinação dos volumes afluentes devido a ligações indevidas, foi possível identificar a sua existência e estimar os custos anuais associados ao transporte e tratamento dos respetivos volumes. Para toda a rede de drenagem esses custos foram estimados em cerca de 8500 € anuais, sugerindo-se que sejam efetuada a sua localização e eliminação, pois para além dos custos que lhes estão associadas, introduzem caudais na rede que excedem a capacidade de escoamento dos coletores, entrando o sistema em carga, o que constitui um incumprimento relativamente à legislação nacional.

A análise custo-benefício utilizada no apoio à decisão é baseada em custos unitários de investimento e exploração. A mesma foi aplicada aos diferentes subsistemas considerados, para diversos cenários de caudais de infiltração unitários e diferentes taxas de juro. Para os subsistemas onde se verificou que é economicamente viável reabilitar, foram determinados os custos totais de modo a poder conhecer a dimensão dos investimentos e benefícios resultantes da aplicação das técnicas de reabilitação selecionadas.

Conclui-se que, dependendo da extensão efetiva dos coletores que poderão precisar de ser reabilitados em cada subsistema, de acordo com os cenários analisados, pode ser viável proceder a operações de reabilitação dos mesmos, particularmente para as sub-bacias do Ameal e de Reveles. Relativamente ao intercetor, a decisão de reabilitar assegura-se como extremamente favorável em termos económicos, senão mesmo praticamente inevitável. Os caudais de infiltração são de tal ordem que os benefícios acumulados ao longo do horizonte de projeto resultantes da reabilitação do mesmo são estimados atingir valores na ordem 3.5 milhões de euros para uma taxa de juro de 2,5%. Relativamente às restantes prioridades de reabilitação, conclui-se que o subsistema de Reveles que inclui uma pequena estação elevatória e se encontra a cotas mais baixas, é o que aparenta condições prioritárias.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alegre, H., Covas, D., Coelho, S.T., Almeida, M.C., Cardoso, M.A (2011), AWARE-P: uma abordagem integrada para gestão patrimonial de infraestruturas de sistemas urbanos de água.

Almeida, M. C., Cardoso, M.A., (2010). “Gestão patrimonial de infraestruturas de águas residuais e pluviais - uma abordagem centrada na reabilitação”. Guia Técnico nº17. Lisboa

Aware-p@ (2015). <http://www.aware-p.org> (página oficial de internet). Portugal

Belo-Pereira, M., E. Dutra, and P. Viterbo, (2011). “Evaluation of global precipitation data sets over the Iberian Peninsula”. J. Geophys. Res., 116, D20101, doi:10.1029/2010JD015481

Bertrand-Krajewski, J., Baer, E., Cardoso, M.A., Bénédictis, J., Ellis, B., Franz, T., Frehmann, T., Giulianelli, M., Gujer, W., Karpf, C., Kohout, D., Kracht, O., Krebs, P., Metelka, T., Pliska, Z., Pollert, J., Prigiobbe, V., Princ, I., Pryn, K., Revitt, M., Rieckermann, J., Rutsch, M., Vanecek, S. (2005). “Assessing Infiltration and Exfiltration on the Performance of Urban Sewer Systems”. APUSS Final Report, European Commission 5th R&D Framework Programme

Bonito, A. (2014). “Infiltrações na Rede de Drenagem de Águas Residuais - Caso de Estudo da Bacia de Drenagem de Lanheses”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto.

CEN (2010). prEN 15885:2010. “Classification and performance characteristics of techniques for renovation and repair of drains and sewers”. Comité Europeu de Normalizacão.

CF SA, PLA LDA, OMS LDA (2000) “Estação de tratamento de águas residuais do Ameal – Projeto de execução”, SMAS, Coimbra.

Contimetra@ (2015). <http://www.contimetra.com/Paginas/Comuns/Servicos/folhetonivus.pdf>. (página internet oficial), Portugal

Diogo, A. (1996). “Optimização Tridimensional de Sistemas Urbanos de Drenagem”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Diogo, A. F., Santos, J. e Temido, J. S. (2011). "Uma abordagem genérica simples custo - benefício na reabilitação de sistemas de saneamento". Proceedings do 6º Congresso Luso - Moçambicano de Engenharia, CLME'2011, Maputo

United States Environmental Protection Agency (EPA), (1991). "Sewer System Infrastructure Analysis and Rehabilitation. Cincinnati". USA

United States Environmental Protection Agency (EPA), (2014). "Guide for Estimating Infiltration and Inflow". USA

Marques, J., Sousa, J. (2011). "Hidráulica Urbana. Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais". Imprensa da Universidade de Coimbra. 3.ª Edição, Coimbra

Matos, R.S. (1996). "Diagnóstico de sistemas de drenagem de águas residuais". VII ENaSB – Encontro Nacional de Saneamento Básico, Coimbra.

Mortinho, A. (2011). "Avaliação de Caudais de Infiltração em Sistemas de Drenagem de Águas Residuais". Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Coimbra, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.

PORDATA@ (2015). www.pordata.pt (página oficial de internet), Portugal

Santos, J. (2008). "Avaliação Hidráulica e Ambiental de Sistemas de Drenagem de Águas Residuais". Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

ThiesClima@ (2015). www.thiesclima.com (página oficial de internet). Alemanha

ANEXO A – CAUDAIS MEDIDOS À ENTRADA DA ETAR

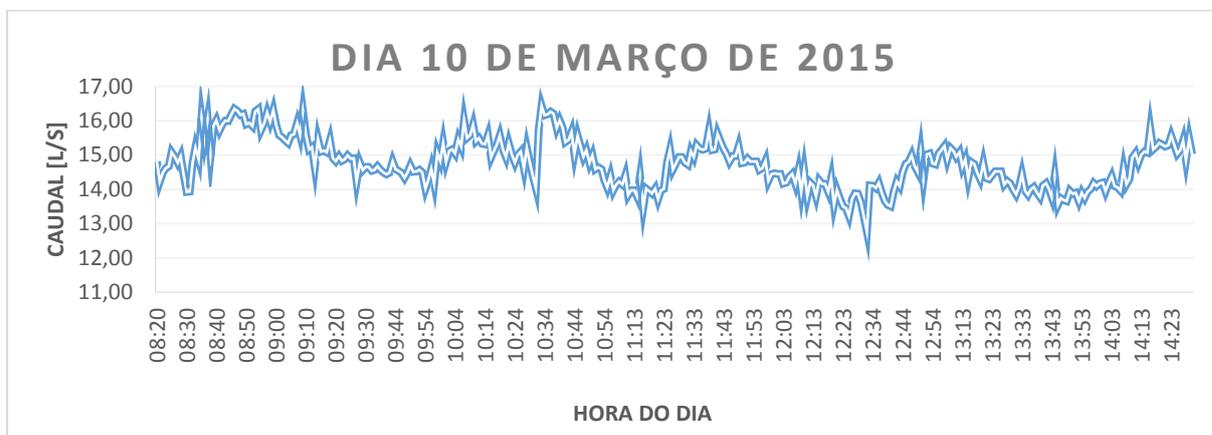


Figura A.1 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 10 de Março de 2015

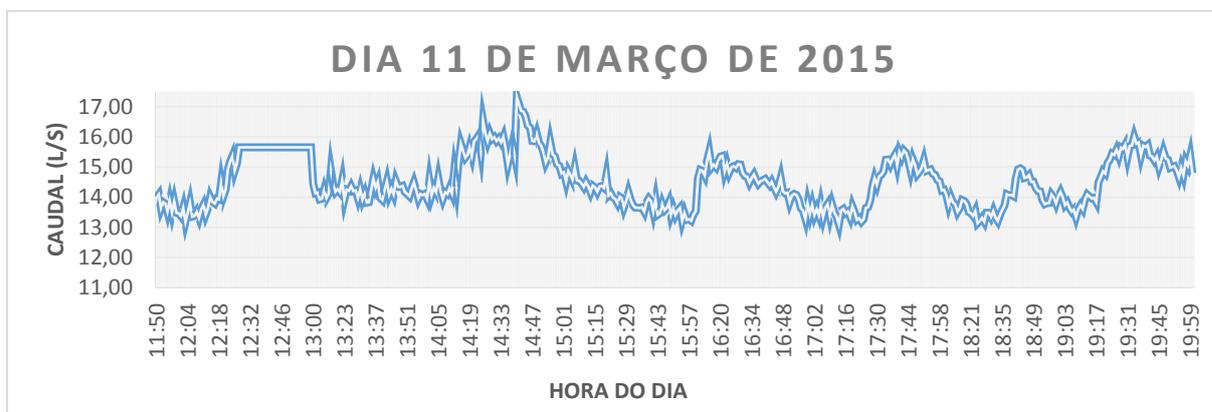


Figura A.2 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 11 de Março de 2015



Figura A.3 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 23 de Março de 2015



Figura A.4 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 24 de Março de 2015

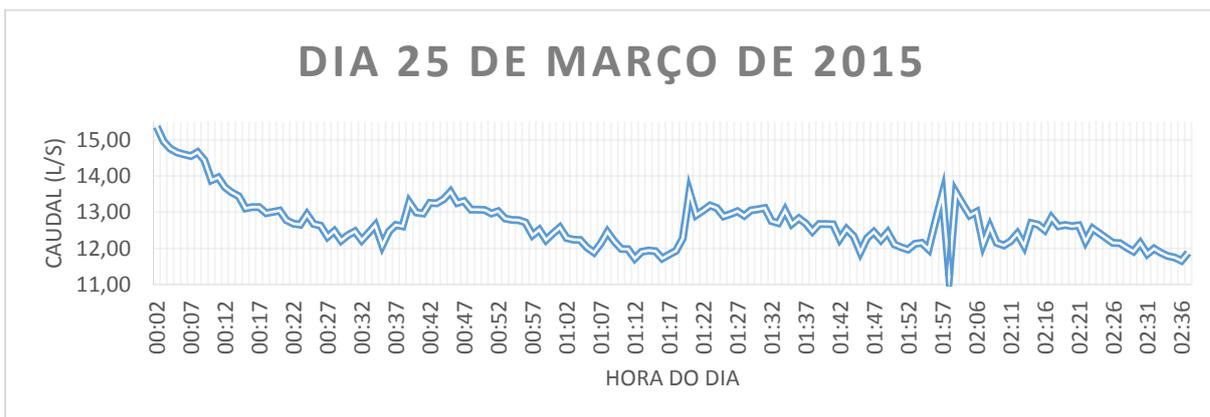


Figura A.5 - Caudais medidos à entrada da ETAR no dia 25 de Março de 2015

ANEXO B – VOLUMES DIÁRIOS ACUMULADOS À ENTRADA DA ETAR

Tabela B.1 - Volumes diários acumulados nos meses de Novembro e Dezembro de 2014 e Março de 2015

Dia	Volume (m3)		
	Novembro de 2014	Dezembro de 2014	Março de 2015
1	-	1552	
2	-	1406	1192
3	-	1361	1303
4	-	1350	1302
5	-	1329	1278
6	-	1294	1274
7	-	1294	1274
8	-	1294	1274
9	-	1294	1254
10	-	1266	1195
11	1820	1264	1228
12	2190	1243	1219
13	1385	1395	1257
14	1744	1395	1257
15	2029	1395	1257
16	2029	1303	1137
17	2029	1272	1199
18	1497	1247	1183
19	1403	1238	1178
20	2611	1245	1188
21	1957	1245	1188
22	1577	1245	1188
23	1577	1218	1163
24	1577	1239	-
25	1308	1239	-
26	1425	1239	-
27	1512	1212	-
28	1658	1212	-
29	1552	1212	-
30	1552	1203	-
31	-	1195	-