



Simulação do desempenho hidráulico de infraestruturas de drenagem urbana

Caso da bacia da Avenida Almirante Reis, em Lisboa

Marco António Ferreira Pereira

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em:

Engenharia do Ambiente

Orientador: Professora Filipa Maria Santos Ferreira

Júri

Presidente: Professora Maria Joana Castelo Branco de Assis Teixeira Neiva Correia

Orientador: Professora Filipa Maria Santos Ferreira

Vogal: Professor José Manuel de Saldanha Gonçalves Matos

Julho 2016

Agradecimentos

Quero agradecer ao professor José Saldanha Matos e à professora Filipa Ferreira pelos conhecimentos transmitidos, pelos recursos disponibilizados, e pela orientação, ajuda e constante disponibilidade para o esclarecimento de dúvidas e realização desta dissertação.

À engenheira Rita Matos pelas sugestões e ajuda que disponibilizou para o desenvolvimento da dissertação.

Aos meus amigos e colegas de curso, pela amizade e companheirismo, bem como pelo apoio em especial nesta última fase.

À minha mãe, ao meu pai, ao meu irmão e aos meus avós, pelo apoio e preocupação.

Resumo

Nas últimas décadas observou-se um grande crescimento das cidades, tanto a nível de edifícios como da população que alberga. Contudo, os sistemas de drenagem urbana destas encontram-se muitas vezes subdimensionados ou em mau estado devido à idade ou à falta de manutenção. Adicionalmente, o aumento da população leva a que a área impermeável das cidades aumente, dado o aumento da área edificada, reduzindo a infiltração das águas pluviais no solo, obrigando a que a drenagem desta ocorra por escoamento superficial, o que resulta, muitas vezes, em inundações.

A presente dissertação tem como objetivo recorrer à modelação matemática para avaliar o desempenho hidráulico de sistemas de drenagem urbano, em cenário de agravamento de impermeabilização com consequências no escoamento dos caudais pluviais gerados, nomeadamente, numa bacia da cidade de Lisboa, a bacia L, da Avenida Almirante Reis.

Pretende-se, de um modo geral, avaliar os problemas resultantes da drenagem na bacia e propor medidas que contribuam para a sua integração, avaliando a respetiva eficácia, dando especial foco à implementação de soluções que promoviam a reserva e/ou a infiltração dos caudais pluviais, amortecendo os caudais.

Assim, recorrendo ao modelo SWMM, foram feitos três tipos de cenários, cada um dos quais baseado num diferente tipo de abordagem para o controlo na origem dos escoamentos pluviais, recorrendo à criação de reservatórios, à implantação de telhados verdes, e à criação duma solução combinada dos dois cenários anteriores.

Palavras-chave: bacia urbana, modelação matemática, inundações, escoamento superficial, solução de controlo na origem.

Abstract

In recent decades there has been a large growth of cities, both in terms of buildings and the population. However, urban drainage systems are often undersized or in poor condition due to age or lack of maintenance. Additionally, the increase of the population leads to increase of the impervious areas in the urban centres, reducing the infiltration of the rainwater into the soil, forcing that the drainage of this water is made by surface runoff, resulting, many times, in floods.

This master thesis aims to resort to mathematical modelling to evaluate the hydraulic performance of urban drainage systems in scenarios with aggravated of impermeabilization with consequence on storm flows conditions, in a basin of Lisbon, the L basin, or the basin of Almirante Reis Avenue.

The aim is generally to assess the problems resulting from the drainage basin and to propose measures to help their integration, assessing its effectiveness, with special focus on implementing solutions that promoted the reservation and / or infiltration of flows rain, dampening the flow.

Thus, using the SWMM model were made three types of scenarios, each of which based on a different approach to the source control of storm water runoff, using the creation of storage units, the implementation of green roofs, and the creation of a solution combined the previous two scenarios.

Keywords: urban basin, mathematical modulation, flooding, surface runoff, origin controller solution.

Índice

1	– Introdução.....	5
1.1	– Enquadramento do tema.....	5
1.2	– Objetivos	5
1.3	– Estrutura da dissertação	6
2	– Situação do saneamento em Portugal. Desafios e perspetivas	9
3	– Modelos de simulação em drenagem urbana.....	15
3.1	– Considerações introdutórias	15
3.2	– aspetos gerais	16
3.3	– Especificidades do programa de modelação SWMM.....	23
4	– Descrição do caso de estudo	33
4.1	– Considerações introdutórias	33
4.2	– aspetos gerais	33
4.3	– Caracterização da bacia da Avenida Almirante Reis e das suas infraestruturas.....	39
5	– Aplicação do modelo, apresentação e discussão dos resultados.....	45
5.1	– Considerações introdutórias	45
5.2	– Simulação em tempo seco.....	51
5.3	– Simulação em tempo húmido	52
5.4	– Discussão de soluções.....	54
5.4.1	– Simulação com reserva.....	55
5.4.2	– Simulação com coberturas verdes	68
5.4.3	– Simulação combinada com reserva e coberturas verdes.....	70
6	– Conclusões.....	73
7	– Bibliografia.....	75

Índice de figuras

Figura 3.1 – Processos existentes num sistema de drenagem (Meller, 2004).....	17
Figura 3.2 - Hidrograma ilustrativo da relação entre a precipitação real, efetiva e o escoamento superficial.....	18
Figura 3.3 - Painel de definições dos udómetros (Rain Gage).....	25
Figura 3.4 - Painel de definições das sub-bacias (Subcatchment).	26
Figura 3.5 - Painel de definições do editor consoante o tipo de infiltração, neste caso do modelo Horton.	27
Figura 3.6 - Painel de definições dos nós ou caixas de visita (Junctions).....	27
Figura 3.7 - Painel de definições dos nós com a função de divisores de caudal (Dividers).	28
Figura 3.8 - Painel de definições dos descarregadores (Outfall).....	29
Figura 3.9 - Painel de definições das condutas (Conduit).	30
Figura 3.10 - Painel de definições dos Orifícios (Orifice).....	31
Figura 4.1 - Antigas ribeiras que desaguavam na zona onde atualmente é o Terreiro do Paço (ML, 2015).....	34
Figura 4.2 - Bacias pertencentes ao Sistema de Alcântara, com a delimitação das zonas alta e baixa (Salgado, 2013; adaptado de PGDL – fase D, 2008).	34
Figura 4.3 - Cidade de Lisboa com a identificação das bacias J (esquerda), L (direita) e KJL (em baixo) (Google Earth, 2015).	35
Figura 4.4 - "Canos atuais" segundo o projeto de Ressano Garcia (1884) Construção em cantaria ou alvenaria de tijolo -tipo de coletores implantados em Lisboa em 1884 (Matos, 2003).	36
Figura 4.5 - Distribuição mensal das inundações no eixo St ^a Marta – Portas de St ^o Antão, entre 1918 e 1997 (adaptado de Soares, et. al., 2004).	37
Figura 4.6 - Carta de vulnerabilidade ao risco de cheia no concelho de Lisboa, com a zona da Baixa a vermelho (CML, 2015c)	38
Figura 4.7 - Freguesias abrangidas pela bacia L - Areeiro (4), Arroios (5), Penha de França (19), Santa Maria Maior (21) e São Vicente de Fora (24) (CML, 2015a).....	39
Figura 4.8 - Praça da Figueira inundada devido a uma precipitação repentina (Sol, 2014).	41
Figura 4.9 - Tampa de caixa de visita que saltou devido ao coletores estarem em carga.....	41
Figura 4.10 - Jardins e zonas verdes identificadas na bacia L (adaptado do cadastro).....	43
Figura 4.11 - Sub-bacias da Bacia L (adaptado do cadastro).....	44
Figura 4.12 - Coletores com mais de 800 mm (adaptado do cadastro).	44
Figura 5.1 - Série temporal de solicitação horária "Flodar_TempoSeco" (PGDL, 2007).	47
Figura 5.2 - Hietograma com T=10 anos (adaptado de Matos, 1987).....	47
Figura 5.3 - Série temporal da altura da maré ao longo de dois dias (adaptada do Instituto Hidrográfico).....	48
Figura 5.4 - Troço final da bacia L, a azul.....	49
Figura 5.5 - Visão geral do sistema no SWMM.	50
Figura 5.6 - Caudal nos nós ao longo do tempo simulado, em tempo seco.	51
Figura 5.7 - Perfil do troço final da bacia L, em tempo seco.	52
Figura 5.8 - Caudal nos nós ao longo do tempo simulado, em tempo húmido.	52
Figura 5.9 - Caudal sobre caudal de secção cheia ao longo do tempo, em tempo húmido.	53
Figura 5.10 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, em tempo húmido.	53
Figura 5.11 - Zona ocupada pelo reservatório na Praça do Martim Moniz (Google, 2015).....	55
Figura 5.12 - Caudais nas condutas no cenário 1.	56
Figura 5.13 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, no cenário 1 (SWMM).....	57
Figura 5.14 - Caudais afluentes e efluentes ao reservatório da Praça do Martim Moniz, cenário 1.	57
Figura 5.15 - Perfil do escoamento nos troços antes e após o reservatório.....	58

Figura 5.16 - Reservatório do Martim Moniz no modelo SWMM.....	58
Figura 5.17 - Caudais na conduta T119, antes e após o reservatório, no cenário 1.	59
Figura 5.18 - Zona ocupada pelo reservatório no Largo do Intendente (Google, 2015).....	60
Figura 5.19 - Caudais nas condutas no cenário 2.	61
Figura 5.20 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170 para o cenário 2 (SWMM).	61
Figura 5.21 - Caudais afluentes e efluentes ao reservatório do Largo do Intendente.....	61
Figura 5.22 - Perfil do escoamento nos troços antes e após o reservatório.....	62
Figura 5.23 – Representação do reservatório da Praça do Intendente no modelo SWMM.....	62
Figura 5.24 - Caudais na conduta T119, antes e após os reservatórios, no cenário 2.	63
Figura 5.25 - Zona ocupada pelo reservatório na Praça do Chile (Google, 2015).....	64
Figura 5.26 - Caudais nas condutas no cenário 3.	64
Figura 5.27 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, no cenário 3 (SWMM).....	65
Figura 5.28 - Caudais afluentes e efluentes ao reservatório da Praça do Chile.....	65
Figura 5.29 - Perfil do escoamento nos troços antes e após o reservatório.....	66
Figura 5.30 - Reservatório da Praça do Chile no modelo SWMM.	67
Figura 5.31 - Caudais na conduta T119, antes e após o reservatório, no cenário 3.	67
Figura 5.32 - Caudais nas condutas na simulação com coberturas verdes.	68
Figura 5.33 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, no cenário com telhados verdes (SWMM).	69
Figura 5.34 - Caudais na conduta T119, antes e após a instalação das coberturas verdes.	69
Figura 5.35 - Caudais nas condutas na simulação combinada.	70
Figura 5.36 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, na solução combinada (SWMM)..	71
Figura 5.37 - Caudais na conduta T119, antes e após o reservatório e as coberturas verdes, na simulação com as duas soluções combinadas.	71

Índice de tabelas

Tabela 3.1 - Tipos de modelos utilizados por alguns programas de simulação de drenagem urbana (adaptado de Ferreira, 2006; Fagan 2015; Bentley, 2014).....	22
Tabela 4.1 - Dados de área e população das freguesias envolvidas na área em estudo (CML, 2015a).40	
Tabela 4.2 - Zonas verdes identificadas na bacia L.	43
Tabela 5.1 - Características consideradas no modelo SWMM.	46
Tabela 5.2 - Coletores escolhidos para analisar o caudal e altura do escoamento.	49
Tabela 5.3 - Dimensões do reservatório da Praça do Martim Moniz.....	55
Tabela 5.4 - Dimensões do reservatório do Largo do Intendente.	59
Tabela 5.5 - Dimensões do reservatório da Praça do Chile.....	63

Siglas e abreviaturas

APESB	Associação Portuguesa de Engenharia Sanitária e Ambiental
CML	Câmara Municipal de Lisboa
CN	Curva-número
DHI	<i>Danish Hydraulic Institute</i>
DQA	Diretiva-Quadro da Água
ERSAR	Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos
ETAR	Estação de Tratamento de Águas Residuais
INAG	Instituto da Água
INSAAR	Inventário Nacional de Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais
IRAR	Instituto Regulador de Águas e Resíduos
MAOTDR	Ministério do Ambiente, Ordenamento do Território e Desenvolvimento Rural
ML	Mudanças em Lisboa
MOUSE	<i>MOdel for Urban SEwers</i>
NRCS	US National Resources Conservation Service
PDM	Plano Diretor Municipal
PDR	Plano de Desenvolvimento Regional
PEAASAR	Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Água Residuais
PENSAAR	Plano Estratégico Nacional para os Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais
PGDL	Plano Geral de Drenagem de Lisboa
SCS	<i>US Soil Conservation Service</i>
SUDERHSA	Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
U. S. EPA	United States Environmental Protection Agency
UE	União Europeia

1 – Introdução

1.1 – Enquadramento do tema

Ao longo dos tempos, a drenagem urbana tem um crescente relevo no desenvolvimento das sociedades, uma vez que graças a ela é possível melhorar a qualidade de vida das populações e reduzir o risco de doenças de veiculação hídrica, isto é, doenças que se propagam em ambientes com águas paradas, como é o caso da cólera ou da malária. Também em Portugal, nos últimos dois séculos se tem vindo a dar uma maior importância a este sector, construindo-se novas infraestruturas e melhorando as condições de drenagem existentes no país. Este foi um passo muito importante na evolução do país, pois, o facto de durante muitos séculos se ter dado pouca importância a este sector, fez com que ainda no século XIX, em plena cidade de Lisboa, se ouvisse a célebre expressão comum na Idade Média, “Água vai!”.

Por outro lado, a falta de ordenamento do território, juntamente com o crescimento demográfico e a migração das populações das zonas interiores para o litoral, criou uma forte pressão sobre estas áreas, pois levou a um aumento da construção e consequentemente da área impermeabilizada, o que se refletiu nas redes de drenagem urbanas, uma vez que a redução das zonas de infiltração das águas pluviais levou ao aumento do risco de inundações.

Portugal é caracterizado por um clima maioritariamente mediterrânico, caracterizado por verões quentes e invernos amenos e pluviosos. Estas chuvadas torrenciais têm um elevado risco para as cidades, que se definem, como já foi mencionado, por áreas densamente impermeabilizadas, e conjuntamente com sarjetas ou sumidouros entupidos, resultam quase sempre em inundações.

Este é o caso da cidade de Lisboa, que, a juntar a esses fatores de risco, possui um relevo acidentado, não fosse esta cidade chamada por “cidade das sete colinas”, e está situada junto ao estuário do Tejo, o que faz com que ainda esteja dependente da maré para descarregar as águas residuais.

Deste modo, pode-se até afirmar que a drenagem urbana não é uma necessidade, é uma prioridade em qualquer sociedade.

1.2 – Objetivos

Nas últimas décadas a modelação matemática tem ganho uma crescente importância na tomada de decisões e no planeamento e gestão de projetos. Assim, graças a esta ferramenta, é possível testar e avaliar diferentes soluções e cenários.

Nesta dissertação recorre-se a um modelo deste tipo, o SWMM, de modo a testar alguns cenários para combater as inundações numa parte da cidade de Lisboa. A zona em estudo é a bacia da Avenida Almirante Reis, bacia L, que tem na sua parte final as Praças do Martim Moniz e da Figueira, duas zonas planas que sofrem com as inundações uma vez que a água vem de montante com uma certa

inclinação, e quando chega a estas praças, perde a velocidade e deixa de existir capacidade de transporte para a fazer chegar até ao rio Tejo.

Para resolver este problema, são propostos diferentes cenários, recorrendo exclusivamente a soluções de reserva, que passam pela instalação de um, dois ou três reservatórios na bacia, ao aumento da capacidade de infiltração da bacia, que passa por reduzir a percentagem da área impermeável na bacia recorrendo à implantação de telhados verdes, e a uma solução conjugada entre a melhor solução dos cenários de reserva com a de aumento da infiltração.

Assim, o objetivo destes cenários será procurar uma solução para evitar que ocorram inundações nesta zona da cidade de Lisboa, ou pelo menos reduzir o seu risco.

1.3 – Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, aprestando-se um pequeno resumo de cada um destes nos parágrafos seguintes.

No Capítulo 1, é feita uma introdução ao tema, onde se apresenta o enquadramento, a relevância e a estrutura da própria dissertação.

O Capítulo 2 dedica-se a expor a situação do sistema de saneamento no país, bem como a evolução deste sistema ao longo dos últimos séculos. O enquadramento legal também é feito neste capítulo, bem como os planos de abastecimento e drenagem de água que estão ou já estiveram em vigor em Portugal. Este capítulo acaba com a apresentação de alguns desafios que o país enfrenta no futuro.

No Capítulo 3, são explicadas os aspetos gerais de alguns modelos utilizados na modelação de sistema de drenagem de águas residuais, bem como o tipo de programas computacionais existentes, e o seu tipo de aplicação em cenários específicos, expondo o raio de ação de alguns destes programas. Este capítulo, dá-se também enfoque ao modelo SWMM – Storm Water Management Model, utilizado para a realização desta dissertação, dedicando-lhe um subcapítulo onde se apresentam as suas características específicas, bem como alguns predefinições utilizadas no modelo.

O Capítulo 4 apresenta algumas informações da cidade de Lisboa, como as características gerais da sua rede de saneamento, os riscos de inundação que a cidade enfrenta e as bacias de drenagem que possui. Neste capítulo, é descrita a bacia em estudo, sendo caracterizada a sua densidade demográfica, as sub-bacias existentes, incluindo alguns componentes destas como os jardins e espaços verdes que contribuem para o reduzir a percentagem das zonas impermeáveis, a rede de coletores e o risco de cheia da bacia.

No Capítulo 5, são identificados os parâmetros das bacias, coletores e nós introduzidos no sistema SWMM, as séries temporais de maré e consumo e o hietograma da precipitação. Neste capítulo são apresentadas as variações da altura de água e caudais nas caixas de visita selecionadas, bem como o caudal sobre caudal de secção cheia tanto em tempo seco como em tempo húmido. Aqui são descritos também diversos cenários de estudo, sendo que em três cenários se simulam os efeitos de

reserva com diferente número de reservatórios, isto é, um, dois e três reservatórios, outro cenário em que se simula a utilização de telhados verdes para aumento de infiltração na bacia, e um quinto cenário onde se combina o melhor cenário da hipótese de reserva com as coberturas verdes. Neste capítulo, é feito uma breve discussão dos resultados, em cada cenário, onde se analisa o caudal efluente da bacia em cada um dos cenários simulados, comparando-o com o a simulação de tempo húmido, de modo a comparar a amortização das diferentes soluções em cada cenário.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais da dissertação, onde se indicam os resultados das simulações, bem como perspectivas futuras.

2 – Situação do saneamento em Portugal. Desafios e perspectivas

Ao longo dos tempos, o saneamento público tem tido uma crescente importância no desenvolvimento das zonas urbanas e no crescimento das populações, uma vez que, ao garantir a drenagem e tratamento das águas residuais, permitem a melhoria das condições de segurança e saúde pública. Assim sendo, é de realçar a grande importância das infraestruturas de drenagem, pois é graças a estas que muitos estragos estruturais ou mesmo a perda de vidas e bens são evitados (Cardoso, 2008).

Durante muitos séculos, apesar de importante, nunca foi atribuído ao saneamento público um relevo significativo, o que levou a que o país fosse constantemente assolado pela peste, chegando mesmo a haver elementos da família real a sucumbir devido a este flagelo. Só no final do século XV, com o reinado do rei D. João II, é que existem registo de ações de limpeza das ruas e das canalizações da cidade de Lisboa, que se destinavam principalmente à recolha de águas pluviais, e que se encontravam cheias de todo o tipo de resíduos domésticos (Matos, 2003).

Também os reis D. Manuel I e D. Sebastião tiveram preocupações com o estado do saneamento no país, tendo um papel preponderante na tentativa de melhorar a salubridade da cidade de Lisboa, criando legislação para o efeito e coimas para quem não a cumprisse. Contudo, apesar de serem observadas algumas melhorias no aspeto da cidade, a situação da limpeza e do saneamento estavam bastante longe das ideais, dado que, devido em grande parte aos descobrimentos, Lisboa sofreu um grande crescimento populacional, chegando a atingir os 200 mil habitantes no final do século XVII (CML, 2015b).

Após meados do século XVIII, devido ao terramoto de 1755, com a reconstrução da cidade, a rede de drenagem foi construída e estruturada de forma cuidada, sendo ainda visíveis, sob a zona da baixa pombalina, coletores unitários, em malha, ligados ao estuário do Tejo. No século XIX, com a revolução industrial, as cidades continuavam a crescer levando a que se unissem as redes de drenagem de águas residuais com as pluviais já existentes, além de que era ainda possível ouvir a expressão “água vai”, em pleno século XIX. O mau estado da rede de drenagem a juntar a este fator, fez com que em meados deste século ocorresse um surto de cólera na cidade de Lisboa (Matos, 2003).

No início do século XX, no Reino Unido, é divulgado o princípio da rede separativa, sendo que, em 1930, a cidade do Porto se tornou a primeira em Portugal a aplicar este tipo de sistema. Na década de 40 foi a vez de parte do município do Barreiro e da faixa entre o Estoril e Cascais. Nas três décadas seguintes, também as cidades de Beja e Setúbal, na de 50, Viseu e Tomar, na de 60, Lisboa e Elvas, na de 70, sofreram melhorias nos seus sistemas de drenagem, sendo instalados coletores destinados às águas pluviais e às águas residuais domésticas, que vieram complementar a rede unitária existente (Matos, 2003).

Em locais como Almada, Cova da Piedade, Costa da Caparica e Espinho, não havia sequer um sistema de coletores de águas residuais, uma vez que os resíduos domésticos eram recolhidos numa viatura municipal, sendo por isso instalado nestes, um sistema totalmente separativo de raiz. Em Lisboa,

manteve-se o sistema unitário de malha nas zonas de Campolide à Baixa Pombalina e da Ajuda a Santa Apolónia e um sistema separativos na zona de Algés, Belém, Olivais e Benfica, devendo-se estas obras a Ressano Garcia, Arantes e Oliveira e Celestino da Costa (Matos, 2003).

No final do século XX, observou-se um maior investimento nas obras de saneamento a nível nacional, com a conceção e dimensionamento de redes de drenagens, estações de tratamentos e emissários em vários locais do país, nomeadamente Coimbra, costa do Estoril, Porto, Lisboa, Loures, Almada, entre outros (Matos, 2003). Este crescente aumento de estruturas de saneamento deveu-se em parte ao aparecimento de diversas diretivas comunitárias, como por exemplo a Diretiva n.º 91/271/CEE, de 21 de Maio, que tinha como principal objetivo proteger o ambiente dos efeitos negativos que a descarga de águas residuais tem neste.

No mesmo período, o PDR 1994 – 1999 (Plano de Desenvolvimento Regional) entrou em ação com o objetivo de aproximar Portugal do resto da Europa em questões de saneamento, levando a cabo a construção de várias infraestruturas por todo o país por forma a elevar a percentagem da população atendida. Considerou-se que este documento possuía metas bastante ambiciosas para o estado financeiro do país e para as condições e o grau de atendimento em que se encontrava o sistema de drenagem da época. Contudo, apesar da dificuldade de concluir os objetivos do plano e do país ter assistido a uma mudança drástica nas suas condições de saneamento, com uma grande parte da população servida com uma rede de saneamento nova ou, no caso das já existentes, melhorada, e a construção de diversas ETAR's (estações de tratamento de águas residuais), o prazo do PDR foi excedido (Soares e Antão, 2008).

Ainda a 23 de Agosto de 1995, foi publicado o Decreto-Regulamentar nº23/95, que tinha como objetivo primário a aprovação do Regulamento dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição e de Drenagem de Águas Residuais, para que os sistemas de distribuição e drenagem de água garantissem boas condições de funcionamento, segurança e saúde pública. Para tal, este decreto era composto pelos princípios de dimensionamento, construção e exploração dos sistemas enunciados no Decreto-Lei nº 207/94, de 6 de Agosto de 1994.

No ano 2000, ocorreram dois acontecimentos, a aprovação do PEAASAR I (Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Água Residuais 2000-2006), onde os objetivos do PDR 1994-1999 mantinham-se para o período 2000-2006, e a publicação da Diretiva-Quadro da Água (Diretiva 2000/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de Outubro de 2000). Esta diretiva reunia um vasto conjunto de medidas com o objetivo de regularizar as decisões e os padrões de ação por forma a proteger o sector da água, e foi aplicada a todos os Estados-Membros da União Europeia, com o objetivo de garantir uma boa qualidade ecológica de todo o tipo de corpos de água europeus até 2015. Para tal, a DQA (Diretiva-Quadro da Água) possuía várias estratégias e medidas preventivas a adotar por forma a reduzir e controlar a poluição, que passavam por tabular os valores limites de emissão para o meio, consoante o tipo de poluente, controlar as descargas bem como as fontes emissoras, e recuperar os corpos de águas afetados.

Em Portugal, esta diretiva foi transposta para o Decreto-Lei nº 58/2005 de 29 de Dezembro, que aprova a Lei da Água e nomeia o INAG (Instituto da Água) como organismo representante do Estado

responsável pelo cumprimento das medidas e políticas impostas na diretiva. Apesar disto as medidas aplicadas com o objetivo de reduzir a poluição já tinham sido aplicadas no país, com base em diretivas precedentes desta, a Diretiva 91/271/CEE do Conselho, de 21 de Maio de 1991 e a Diretiva 96/61/CE do Conselho, de 24 de Setembro de 1996.

A Diretiva 91/271/CEE possuía como principal objetivo proteger as águas superficiais e os ecossistemas dependentes destas, por forma a garantir as boas condições ambientais destes. Para tal, regia-se por seguir um determinado conjunto de normas de modo a proceder à recolha, tratamento e descargas dos efluentes no meio recetor, consoante as características inerentes a este bem como a sua sensibilidade perante estes eventos. Com o fim de legislar esta Diretiva, foi transposta pelo Decreto-Lei nº152/97, de 19 de Junho de 1997. Contudo, devido a problemas de interpretação e ambiguidade deste Diretiva, principalmente no campo referente às concentrações máximas por descarga efetuadas pelas estações de tratamento, esta foi alterada pela Diretiva 98/15/CE da Comissão, de 27 de Fevereiro de 1998 e pelo Regulamento (CE) n.º 1882/2003, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 29 de Setembro de 2003. Em Portugal, o Decreto-Lei nº152/97 já tinha sido alterado pelo Decreto-Lei nº348/98, de 9 de Novembro de 1998, onde os limites propostos para as descargas de águas residuais urbanas tratadas vinham sido alterados, e, posteriormente à Diretiva 98/15/CE, pelo Decreto-Lei nº149/2004, de 22 de Junho de 2004, onde o Quadro nº2 do Anexo I do Decreto-Lei nº152/97 que reconhecia novas zonas sensíveis e alterava os artigos 6.º, 14.º e 18.º do Decreto-Lei nº152/97 referentes ao tratamento das descargas efetuadas em zonas sensíveis, contraordenações e coimas aplicadas, bem como as considerações especiais utilizadas nas Regiões Autónomas da Madeira e Açores.

Já a Diretiva 96/61/CE, transposta para a legislação portuguesa pelo Decreto-Lei nº 194/2000, de 21 de Agosto de 2000, possuía como objetivo criar medidas que visassem a prevenção da degradação dos ecossistemas, atuando, por isso, no controlo da poluição emitida pelas indústrias, nomeadamente do sector energético, químico, mineiro e metalúrgico. Estas medidas baseavam-se na recomendação da utilização das técnicas que menos impactes tivessem no ambiente por forma a reduzir os efeitos emissões das atividades, que se encontram descritas no Anexo I desta Diretiva, na água, ar e solo, obrigando as entidades a possuírem licenças que garantissem as boas práticas ambientais que aplicavam.

Relativamente ao PEAASAR I, este plano, desenvolvido pelo Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território, propunha metas para os serviços urbanos de água e saneamento, de modo a o aproximar da média europeia. Para tal, este plano atuava em quatro áreas, nomeadamente, na requalificação ambiental, soluções integradas, alta qualidade do serviço e garantia de sustentabilidade. Foram ainda tabulados alguns objetivos por forma a garantir o sucesso do plano, como servir 95% da população com água potável no domicílio e 90% da população com saneamento de águas residuais urbanas, utilização de soluções integradas entre o abastecimento de água e o saneamento de águas residuais com os planos de bacia hidrográfica através de sistemas multimunicipais, criar tarifas adequadas ao utilizadores dos serviços públicos, e assegurar a sustentabilidade dos sistema.

Durante o período de ação do PEAASAR I, o Parlamento Europeu emitiu a Diretiva 2004/35/CEE de 21 de Abril de 2004, que vinha instaurar um conjunto de responsabilidades ambientais em todos Estados-Membros da UE com base no princípio do “poluidor-pagador”, de modo a que as entidades poluidoras pagassem pelos danos que estas causavam nos ecossistemas, estando estes danos enumerados no Anexo I da Diretiva 96/61/CE e na DQA.

É de referenciar que nos anos de 2006 e 2007 foram publicadas as fases A, B, C e E do Plano Geral de Drenagem de Lisboa, sendo as duas primeiras fases publicadas em 2006 e as duas últimas em 2007. A fase A caracterizava-se pela recolha de dados que suportassem a avaliação do estado do sistema bem como a proposta de soluções para os problemas do sistema de drenagem da cidade. A fase B tinha como objetivo avaliar o desempenho do sistema, de forma a identificar e caracterizar as suas principais fragilidades, bem com caracterizar a rede de drenagem, definir uma rede conceptual composta pelos principais coletores da rede, e quantificar tanto as solicitações do sistema, como os caudais domésticos, comerciais, industriais e pluviais para vários cenários demográficos e meteorológicos, como a capacidade de drenagem deste. A fase C tinha como metas identificar e analisar alternativas indicadas para a resolução dos problemas identificados na Fase B, estudar soluções alternativas para a resolução dos problemas detetados do ponto de vista técnico e económico. Por fim, a fase E destinava-se à criação dum plano de gestão da rede de drenagem de Lisboa, tendo sido desenvolvido um protótipo de um Sistema de Apoio à Decisão (CHIRON, ENGIDRO e HIDRA, 2006).

No ano de 2007, foi emitida pela Comissão Europeia a Diretiva 2007/60/CE de 23 de Outubro, onde se dá ênfase aos riscos da inundações e à gestão destes, de modo a que se criem programas de avaliação de risco com base em cartas de zonas inundáveis, de acordo com a DQA (Ferreira, 2006).

Neste mesmo ano, foi elaborado o PEAASAR II (Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais 2007-2013), com o término do PEAASAR I, que apesar de ter resolvido alguns pontos fulcrais nos sistemas de águas e saneamento, havia ainda outros por resolver, o que levou a que alguns dos objetivos se prolongassem para o novo plano. Uma das preocupações deste plano foi a clarificação de um preço justo para a água, sendo deste modo aplicadas tarifas toleráveis para as populações, por forma a assegurar uma utilização consciente dos recursos hídricos e do ambiente (MAOTDR, 2007).

Este plano deu também forte importância à melhoria dos sistemas em “Alta”, isto é, o conjunto de infraestruturas destinadas ao tratamento e descarga das águas residuais dos sistemas em “Baixa” no seu destino final, e em “Baixa”, ou seja, o conjunto de infraestruturas que se destinam à recolha e drenagem das águas residuais até às zonas em “Alta”, por forma a otimizar o desempenho ambiental deste setor, fazendo investimentos para expandir o sistema em “Alta” e reforçar as infraestruturas dos sistemas em “Baixa”

Os principais objetivos do PEAASAR II são garantir a qualidade e continuidade do serviço, de modo a que 95% da população seja servida rede de abastecimentos e 90% da população servida pelo sistema de saneamento, sendo que em 70% da população os sistemas sejam integrados, a sustentabilidade do setor, recuperando os investimentos e eliminando os custos dos casos que não apresentam um serviço

eficiente, e a proteção do ambiente, assegurando a eficiência dos sistemas e o controlo da poluição através de uma gestão integrada dos recursos hídricos, como a gestão das águas pluviais, lamas de ETAR, infraestruturas, e instalação de sistemas de monitorização ambiental.

As medidas contidas no PEAASAR II foram elaboradas num vasto conjunto de legislação, como a Lei da Água – Lei nº58/2005 de 29 de Dezembro, a Lei da Titularidade dos Recursos Hídricos – Lei nº54/2005 de 15 de Novembro, o Plano Nacional da Água – Decreto-Lei nº112/2002 de 17 de Abril, a Estratégia Nacional para o Desenvolvimento Sustentável do Conselho de Ministros de 28 de Dezembro de 2006, e o Plano Tecnológico do Conselho de Ministros nº190/2005 de 16 de Dezembro.

Durante a execução deste plano, foi ainda aprovado o Decreto-Lei n.º 277/2009 de 2 de Outubro, e criou-se a Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos (ERSAR), que tomou o lugar do Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR) e possuía como principal objetivo a regulamentação e organização dos setores da água e resíduos com vista à sustentabilidade, quer social quer ambiental, destes setores (MAOTDR, 2007).

A ERSAR possuía três planos basilares, a regulamentação do setor, melhorando-o, das entidades gestoras, monitorizando e controlando a qualidade da água e do serviço, e das atividades complementares, elaborando e divulgando informação e apoiando a capacitação das entidades gestoras. Esta entidade publicou em 2011 o “Guia de Avaliação da Qualidade dos Serviços de Águas e Resíduos Prestados aos Utilizadores – 2ª Geração do Sistema de Avaliação” onde é apresentado um conjunto de indicadores e objetivos que devem ser aplicados às entidades gestoras, a partir de 2012.

Em 2011, foi atingido o nível de abastecimento de água de 95% da população portuguesa. Contudo, relativamente aos serviços de águas residuais, a recolha destas atingiu os 81% e o tratamento 78%, estando ainda longe do objetivo de 90% da população ser servida por sistema de drenagem de águas residuais.

Em 2015 foi aprovado o novo Plano Geral de Drenagem de Lisboa, tendo como principais objetivos, o controlo na origem, o reforço e reabilitação de coletores, a desconexão de ligações entre coletores da rede primária e secundária, a separação e controlo de caudais, a criação de reservas de armazenamento e de tneis para o desvio de caudais das zonas baixas. A estes objetivos será necessário juntar o reforço de dispositivos de interceção do escoamento superficial, a atualização do cadastro e inspeção do sistema, o desenvolvimento de sistemas de gestão e aviso e a implementação de procedimentos de manutenção preventiva das infraestruturas (Assembleia Municipal de Lisboa, 2015)

Em 2014, o PEAASAR II (PEAASAR 2007-2013) vem dar lugar ao Plano Estratégico Nacional para os Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais até 2020 (PENSAAR 2020), apresentado pelo Conselho Nacional a 3 de Julho de 2014, aprovado pelo Despacho n.º 4385/2015, 30 de abril, para o período 2014-2020 com preocupação de dar continuidade aos objetivos que não foram concluídos no plano anterior.

O PENSAAR 2020 está dividido em quatro fases distintas, a primeira onde é analisada a situação atual e feito um balanço do PEAASAR II; a segunda, onde se dá mais ênfase ao quadro estratégico com

uma forte orientação para as metas, objetivos e cenários possíveis; a terceira, com um plano de ação das medidas, investimentos e recursos existentes, podendo estes serem humanos, legais ou financeiros; e a quarta fase, que inclui um plano de gestão, monitorização, atualização e a avaliação de desempenho. O PENSAAR 2020 traz uma nova forma de atuar, não dando tanto foco à criação de novas infraestruturas e mais na gestão existentes, bem como das suas funcionamento e qualidade do serviço. A existência do elevado número de entidades gestoras de pequena dimensão ou com um modelo de gestão não empresarial ou profissionalizado com desempenhos insatisfatórios, que estão na base de alguns problemas setoriais, foi outro dos pontos a que este plano dá ênfase.

Deste modo, tenta-se dar resposta aos novos desafios que surgem no setor, focalizados na gestão eficiente dos seus recursos. Estes desafios passam muito pela resiliência e segurança dos serviços de água e saneamento, o apoio ao crescimento verde, e a prestação de serviços de qualidade de forma profissionalizada e sustentável social, económica e financeiramente.

3 – Modelos de simulação em drenagem urbana

3.1 – Considerações introdutórias

Na década de 70, surgiu uma nova ferramenta para o estudo dos sistemas de drenagem de águas residuais, a modelação computacional. Este novo instrumento foi integrado no planeamento, projeto e análise dos sistemas, facilitando o estudo e a análise dos escoamentos em redes de coletores em regime variável, bem como fazer análises de sensibilidade aos sistemas. Deste modo, vários modelos foram desenvolvidos para simular diferentes tipos de sistemas, não só redes de drenagem ou ETAR's, mas também o transporte de sedimentos e o comportamento das descargas e do efeito destas na qualidade do meio recetor (Ferreira, 2006).

No caso da modelação de um sistema de água residuais, existem características específicas necessárias neste tipo de modelo, que passam por reunir dados relativos às características físicas do sistema, às suas solicitações e às suas condições operacionais. Para tal, é necessário definir um conjunto de equações matemáticas que permitam reproduzir o comportamento do sistema com o recurso às principais variáveis de estado necessárias.

Apesar do objetivo da modelação matemática ser a simulação de um sistema real ou a previsão de um evento futuro tendo como base valores de acontecimentos passados ocorridos no sistema, é importante não esquecer que se trata duma simplificação da realidade e, como tal, tem sempre alguns erros associados. Deste modo, é importante referir sempre o nível de detalhe do sistema consoante o objetivo final da simulação, pois condicionam as variáveis a incluir e estudar.

No caso da simulação dum sistema de águas residuais e pluviais é necessário reunir os requisitos funcionais do sistema, as características hidráulicas do escoamento, bem como a hidrologia das zonas urbanas onde o sistema se encontra, os métodos utilizados na recolha de variáveis de interesse, bem como a sua exatidão, os pressupostos e condições específicas para o modelo em questão, e as possíveis soluções que se podem aplicar.

Deste modo, os resultados obtidos pelos modelos permitem que se façam estudos estratégicos a quando do planeamento de sistemas de águas residuais e pluviais, possibilita a comparação e avaliação de alternativas na expansão de um sistema já existente ou criação de um novo com base em projeções e cenários, que podem até conter dados provenientes de outros sistemas com características idênticas. No caso de operação ou manutenção do sistema, é possível testar cenários alternativos, comparando a reação do sistema perante uma ocorrência atípica com a sua resposta normal. Em casos de reabilitação ou gestão patrimonial das infraestruturas, os modelos permitem produzir diagnósticos dos problemas hidráulicos e ambientais que o sistema possa apresentar, bem como hipóteses corretivas e avaliação do desempenho destas.

Contudo, é importante referir que, quer no caso de planeamento quer no dimensionamento do sistema, estes modelos não podem ser calibrados ou validados, o que já não acontece nos casos de manutenção ou operação, reabilitação e gestão patrimonial das infraestruturas, sendo que nestes

casos será necessário calibrar e validar o modelo com base em séries de precipitação ou caudal, com bases em dados obtidos, normalmente, através de uma de duas formas que podem ser campanhas de medição ou por meio de informação histórica devidamente tratada.

3.2 – Aspectos gerais

Os modelos de sistemas de drenagem urbana são muitas vezes construídos de modo a que possam funcionar como uma ferramenta no estudo do desempenho operacional, hidráulico e ambiental do sistema, permitindo avaliar se este tem capacidade para transportar um dado caudal gerado pela área que serve, verificar a capacidade de autolimpeza dos coletores ou a partir de que momento é que estes poderão entrar em carga, permite ainda identificar zonas críticas e testar várias opções de reabilitação e de melhorias operacionais no sistema.

Ainda assim, é importante ressaltar que nos casos onde as deficiências, quer estruturais quer operacionais, do sistema possam ser corrigidas duma forma evidente ou sem reduzir a sua capacidade hidráulica, ou não se verifiquem problemas no desempenho hidráulicos ou descargas para o meio recetor aquando dum evento pluvioso, a modelação do sistema não é a opção mais viável.

Existem vários tipos de modelo que, consoante a sua função ou finalidade, possuem um variado leque de complexidade. Por norma, quanto mais simplificado é um modelo, mais rapidamente se obterão resultados com o mínimo de esforço. Porém, os modelos simplistas têm uma fiabilidade menor a espelhar a realidade, uma vez que devido a esta simplificação, algumas características do sistema podem não ser tidas em conta, levando a erros devido a falta de informação (Almeida, 2015).

Começando por falar dos variados tipos de modelos existentes, e dadas as suas características, é possível classifica-los segundo os resultados que podem apresentar conforme os objetivos da modelação, variando na sua simplicidade e método matemático utilizado.

No que diz respeito ao tempo, os modelos podem ser dividido entre estáticos, quando permite indicar relações entre variáveis com valores médios ou instantâneos, e dinâmicos, quando o comportamento das variáveis é analisado ao longo do tempo. Em termos espaciais, os modelos podem considerar ou não a variação deste termo, denominando-se agregados, quando esta não é tomada em conta, e distribuídos, quando, pelo contrário, estas variações são descritas. Relativamente às equações, os modelos podem ser lineares ou não-lineares, conforme o tipo das equações em que se baseiam. No campo da variabilidade de variáveis ou processos, o modelo é determinístico quando esta não é tida em conta, e probabilístico quando este fator é reconhecido, tendo, por isso, a necessidade de ser caracterizado por dados estatísticos. Por fim, os modelos podem ser discretos ou contínuos, se descrevem processo apenas em determinados momentos ou se este processo pode ser descrito a qualquer momento do intervalo de tempo estudado, respetivamente (Almeida, 2015).

Existem ainda os modelos de “black box model”, “glass box/white box model” ou “grey box model”. Os modelos do tipo “caixa preta” (black box model) são modelos empíricos e simplificados, que possuem condições de calibração limitadas e não oferecem muita informação sobre as possíveis formas de

controlar os processos observados. Deste modo, este tipo de modelo apenas apresentam a resposta do sistema, não fornecendo qualquer tipo de informação relativa aos fenômenos físicos envolvidos. Os modelos “caixa branca” ou “caixa de vidro” (glass box/white box model) consideram-se modelos determinísticos, representando os processos mais relevantes através de equações diferenciais, como as equações da continuidade, conservação do momento e da energia, transporte de massa e de reações biológicas. Além disso, podem ser aplicados, com as devidas precauções, fora das condições específicas de calibração. Os modelos do tipo “caixa cinzenta” (grey box) são modelos intermédios entre os dois modelos anteriores, baseando-se em simplificações das leis físicas (Ferreira, 2006).

Muitas vezes, o objetivo principal das simulações é identificar e avaliar cenários onde um sistema responde a uma dada solicitação, permitindo atuar neste de modo a reduzir as inundações ou a controlar as descargas dos excedentes diretamente no meio recetor. Assim, graças à modelação computacional, que permite que diversas variáveis sejam calculadas rapidamente e em simultâneo, é possível intervir na gestão dos sistemas de drenagem urbana, de modo a torná-los mais eficientes (Miranda, 1997).

Para modelar um sistema de drenagem urbano, é importante ter em conta dois modelos, o modelo de propagação do escoamento superficial e o modelo escoamento em coletores. O primeiro está associado à transformação da precipitação em escoamento superficial, e o segundo ao comportamento do escoamento na rede de coletores (Meller, 2004).

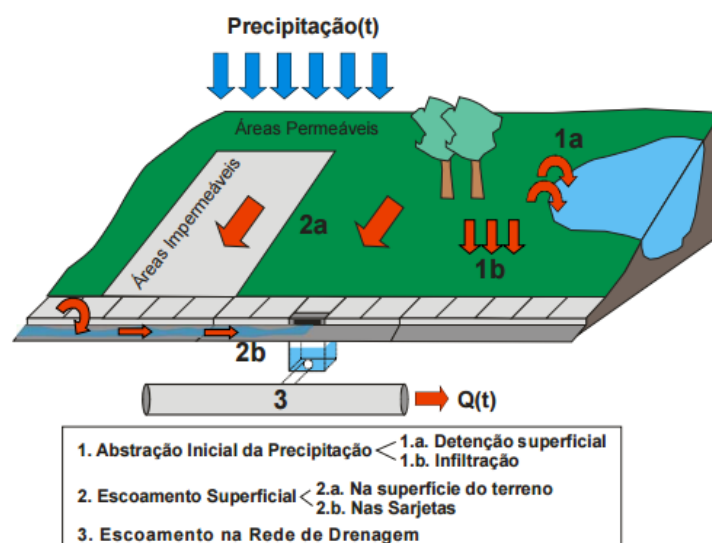


Figura 3.1 – Processos existentes num sistema de drenagem (Meller, 2004).

No modelo de propagação do escoamento superficial, é importante ter em conta aos acontecimentos que ocorrem na bacia, como as infiltrações no terreno, armazenamento em depressões, a evaporação e evapotranspiração. Deste modo, é estimada a precipitação efetiva, a partir da precipitação real é atenuada por estes fenômenos.

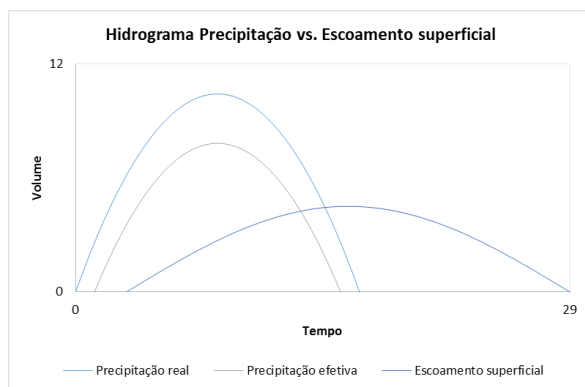


Figura 3.2 - Hidrograma ilustrativo da relação entre a precipitação real, efetiva e o escoamento superficial.

O escoamento superficial numa bacia propaga-se segundo um de quatro modelos, o do hidrograma unitário, do reservatório linear, cinemático e da curva tempo/área.

O modelo do hidrograma unitário foi proposto em 1932 por Sherman, e consiste num hidrograma do escoamento superficial direto, resultante de uma precipitação efetiva de altura igual a 1mm, com duração unitária, uniformemente distribuída no espaço e no tempo. Admite-se que a bacia é um sistema de resposta linear e qua a duração do hidrograma apenas depende da duração da chuvada. O hidrograma unitário de uma bacia é estimado através da sobreposição dos efeitos de vários hidrogramas parcelares desfasados no tempo, de uma dada chuvada, e, deste modo, é possível aplicar o hidrograma a qualquer precipitação. O hidrograma unitário proposto pelo SCS (US Soil Conservation Service) é frequentemente utilizado por ser adimensional, triangular e apresentar uma geometria fixa, definida em função do caudal de ponta e da duração da fase ascendente do hidrograma, dependendo das características do solo, do comprimento e do declive da bacia de drenagem (Amorim, 2008).

No modelo de reservatório linear, a bacia de drenagem é tomada como um reservatório, onde o volume armazenado a cada instante é proporcional ao caudal na secção de jusante nesse instante. Assim, é possível obter um hidrograma unitário representativo do comportamento da bacia urbana, recorrendo à conjugação da equação de armazenamento e da equação da continuidade. É ainda de referir que em casos de bacias de grande dimensão utiliza-se o modelo de cascata de reservatórios lineares, sendo a bacia representada por diversos reservatórios dispostos em cascata (Amorim, 2008).

O modelo cinemático ou do reservatório não linear consiste numa simulação do escoamento onde apenas se consideram as forças gravíticas e de atrito, como se se tratasse de um canal com superfície livre, sendo o volume escoado determinado com base nas diversas perdas de carga e nas dimensões da bacia, e a forma do hidrograma é determinada pelo comprimento, inclinação e rugosidade da superfície, através da equação de Manning-Strickler (Ferreira, 2006; Amorim, 2008).

A curva tempo/área mostra uma evolução no tempo e na área de uma bacia que contribui para o escoamento na secção de jusante, sendo definida desde o início da chuvada até ao tempo de concentração na bacia, ficando assim dependente da forma, declive e tempo de concentração da bacia (Amorim, 2008).

O modelo de propagação do escoamento em coletores descreve o comportamento deste na rede, sendo por norma considerado numa só dimensão (1D) e em superfície livre. Para estudar o escoamento

recorrem-se a duas equações, a equação da continuidade (1) e a equação da conservação da quantidade de movimento (2), sendo estas baseadas nas equações diferenciais de Saint-Venant, apresentadas (Meller 2004).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L \quad (1)$$

$$\gamma \cdot A \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x} - i \right) + \gamma \cdot A \cdot J + \rho \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \beta QV}{\partial x} \right) = 0 \quad (2)$$

Onde:

Q – caudal ($m^3 \cdot s^{-1}$);

A – área da secção do escoamento (m^2);

x – distância na direção do escoamento (m);

t – tempo (s);

q_L – caudal unitário lateral (nos modelos de drenagem urbana a afluência de caudais é, em regra, concentrada nos nós pelo que se admite $q_L = 0$) ($m^2 \cdot s^{-1}$);

γ – peso volúmico da água ($N \cdot m^{-3}$);

h – altura do escoamento (m);

i – inclinação do coletor (-);

J – perda de carga unitária (-);

ρ – massa volúmica da água ($kg \cdot m^{-3}$);

β – coeficiente da quantidade do movimento (admite-se $\beta = 1$) (-);

V – velocidade uniforme fictícia em cada secção transversal ($m \cdot s^{-1}$).

Por vezes, a equação (2) é apresentada numa forma simplificada (3), onde g representa a força da gravidade.

$$(J - i) + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial QV}{\partial x} + \frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

Os diferentes tipos de modelos relacionados com o escoamento em coletores apenas diferem entre si nos termos da equação da conservação da quantidade de movimento (3) que utilizam. E ainda de dizer que o primeiro termo desta equação está relacionado com as forças do peso e da pressão que atuam no volume de controlo, o segundo com as forças tangenciais, isto é, as forças de atrito resultantes da

carga hidráulica, e o terceiro termo com a aceleração do escoamento, ou termo de inércia (Ferreira, 2006).

Tal como o modelo de escoamento superficial possui quatro tipos de modelos segundo a forma de propagação na bacia, também o modelo de escoamento em rede de coletores possui quatro tipos de modelos preferenciais segundo os quais se pode modelar, o modelo de difusão, o do reservatório, o cinemático e o dinâmico completo.

O modelo de difusão dá importância à equação da continuidade (1) e aos dois primeiros termos da equação simplificada (3), sendo que o termo do gradiente de pressões (segundo termo) representa a difusão (ou a atenuação da onda). Este modelo apenas tem em conta a propagação das ondas dinâmicas para jusante, os efeitos de regolfo e armazenamento, e permite simular atrasos na atenuação e na propagação. Contudo, só pode ser aplicado em casos onde as ondas são moderadamente variáveis no tempo, uma vez que são excluídos os termos de inércia (Ferreira, 2006).

Já o modelo do reservatório só tem em conta a equação da continuidade, considerando apenas os efeitos de armazenamento e atenuação deste, desprezando qualquer efeito dinâmico. Por este fato, este modelo só é válido em situações onde o amortecimento se dá por armazenamento e os efeitos a jusante são desprezados (Ferreira, 2006).

No modelo cinemático utiliza-se a equação da continuidade, e o primeiro termo da equação da quantidade de movimento simplificada (3), tendo em conta o atraso das ondas devido às forças da gravidade de atrito. Neste modelo, os efeitos de armazenamento são tomados em conta. Além disso, este modelo permite a simulação de fenómenos de atenuação e de atraso, contudo, não é possível simular os efeitos do ressalto hidráulico, nem das perdas de carga na entrada e saída das condutas, sendo aplicado apenas em redes ramificadas. É ainda importante referir que não é possível aplicar este modelo a regimes lentos, onde os efeitos a jusante prevalecem, ou em casos onde os hidrogramas afluentes apresentem variações acentuadas ao longo do tempo, levando a que as acelerações de inércia não sejam desprezíveis (Ferreira, 2006; Rossman, 2010).

Por último, o modelo dinâmico completo tem em conta as equações completas de Saint-Venant, tendo em conta todos os termos destas equações. Como tal neste modelo todos os efeitos básicos da hidrodinâmica são considerados, isto é, o efeito de propagação das ondas dinâmicas para jusante e montante, o efeito de amortecimento, atraso e deformação nas variações de caudal e de altura de escoamento ao longo dos coletores, e os efeitos de regolfo (Ferreira, 2006). É também por este motivo que este modelo apresenta os resultados mais precisos. Assim, neste modelo são tomados em conta os fenómenos de armazenamento e de perdas de carga na entrada e saída das condutas, e permite o cálculo simultâneo dos valores dos níveis de água nos nós e de caudal nas condutas, sendo possível aplica-lo a qualquer rede de drenagem urbana, incluindo as redes malhadas (Rossman, 2010).

Este modelo permite ainda a inversão do sentido do escoamento, sendo o único que tem em conta a propagação das ondas para montante, o que é muito útil em casos onde é importante ter em conta os efeitos de maré. Contudo, devido à grande quantidade de cálculos que este modelo necessita de

efetuar, bem como a quantidade de dados e a aplicação de métodos complexos para a integração das equações de Saint-Venant, o tempo de simulação é maior (Ferreira, et.al., 2011).

Para realização destes modelos, existem vários programas comerciais que permitem efetuar estes cálculos, segundo o tipo de modelação detalhada ou simplificada. Programas como o InfoWorks (Wallingford Software), o Mike Urban (DHI) , o SewerGEMS (Bentley) e o SWMM (U. S. EPA) são alguns dos quais permitem que se faça uma modelação detalhada, já os programas SAMBA (DHI) e FLUPOL (FLUWIN) são dois exemplos de modelação simplificada. Na tabela seguinte é possível observar os pontos comuns e divergentes de alguns destes programas.

Tabela 3.1 - Tipos de modelos utilizados por alguns programas de simulação de drenagem urbana (adaptado de Ferreira, 2006; Fagan 2015; Bentley, 2014).

Processos	Tipos de modelo	Programas				
		InfoWorks	Mike Urban	SWMM	SewerGEMS	
Perdas hidrológicas	Perdas iniciais fixas	S	S	S	S	
	Perdas contínuas: coeficiente de escoamento volumétrico	S	S	S	S	
	Humedecimento do solo		S			
	Retenção superficial	S	S	S	S	
	Infiltração	Horton	S	S	S	S
		Green-Ampt			S	S
	Evapotranspiração		S		S	
Outras fórmulas de perdas contínuas	S	S		S		
Propagação do escoamento superficial	Curvas tempo/área		S			
	Modelo do reservatório linear	S	S			
	Modelo de reservatório em cascata	S				
	Modelo cinemático ou reservatório não linear		S	S		
Propagação do escoamento na rede de coletores	Modelo cinemático ou reservatório não linear		S			
	Modelo difusivo		S			
	Equações completas de Saint-Venant	S	S	S	S	
Propagação dos poluentes superficiais	Modelo do reservatório linear	S	S			
	Modelo do duplo reservatório linear		S			
Retenção de poluentes em sarjetas	Acumulação linear e diluição no volume da caixa de retenção		S			

3.3 – Especificidades do programa de modelação SWMM

O Storm Water Management Model - SWMM é um modelo dinâmico 1D que simula a quantidade e qualidade do escoamento superficial, principalmente em casos de estudo em áreas urbanas, criado em 1971 pela agência norte americana EPA (United States Environmental Protection Agency), agência responsável pela proteção do ambiente e dos recursos naturais nos Estados Unidos da América. Este modelo permite simular o escoamento, quer à superfície quer na rede de coletores. Por estes motivos, é muitas vezes utilizado como ferramenta em projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais e de redes de drenagem de águas residuais, podendo estes sistemas se unitários, separativos ou mistos. É ainda de ressaltar que este programa tem sofrido várias atualizações, sendo a mais recente, a versão SWMM 5.1.007 (Rossman, 2010).

O modelo SWMM permite analisar um sistema de drenagem através de uma interação entre quatro módulos representativos do ambiente, o módulo atmosférico, de superfície do solo, de águas subterrâneas e de transporte. O módulo atmosférico, responsável pela precipitação e deposição de poluentes na superfície do solo. O módulo de superfície do solo, representado pelas sub-bacias e que faz a ponte entre o módulo atmosférico e os módulos de águas subterrâneas e de transporte, por meio de infiltração ou escoamento superficial, respetivamente. O módulo de águas subterrâneas recebe as águas do módulo anterior por infiltração e transfere parte deste fluxo para o módulo de transporte. O módulo de transporte é composto pela rede de elementos de transportes, isto é, as infraestruturas que compõem a rede de drenagem, bem como os dispositivos de armazenamento e tratamento (Rosman, 2010).

O SWMM considera distintos processos hidrológicos, que influenciam diretamente o escoamento nas áreas urbanas, tais como, a precipitação, a evaporação, a acumulação de neve, bem como o degelo desta, a infiltração da precipitação e percolação da água infiltrada, os fluxos trocados entre os aquíferos e o sistema de drenagem e a captação e retenção de precipitações e dos escoamentos em diversos dispositivos de baixo impacto. Dada a variabilidade espacial destes processos na área de estudo, são definidas áreas de captação menores e homogêneas, cada uma definida por uma fração permeável, onde as perdas se devem apenas à retenção superficial, e outra impermeável, onde também é possível modelar a infiltração por via dos modelos de Horton, Green-Ampt ou SCS, denominadas sub-bacias. É ainda de referir que tanto nas áreas permeáveis como nas impermeáveis, o escoamento rege-se pela equação de Manning (Ferreira, et. al.,2011).

O SWMM permite verificar a evolução do escoamento dentro da rede, e da altura deste em cada conduta durante um dado período de simulação, podendo este ser de um único evento de precipitação ou composto por uma simulação contínua de longo prazo. Para tal, utiliza um vasto leque de ferramentas de modelagem hidráulica para simular o transporte da água no sistema, através do escoamento superficial e das contribuições externas de vazão. Estas ferramentas permitem manipular redes de tamanho ilimitado, modelar elementos especiais, como unidades de armazenamento ou divisores, abrangem uma vasta gama de geometrias para as condutas, consideram escoamentos externos quanto à quantidade e qualidade, utilizam, na propagação do fluxo, tanto o método da onda

cinemática como o da onda dinâmica (completo), modelam distintos regimes de fluxo, e é possível aplicar controlos dinâmicos (Rosman, 2010).

Relativamente à qualidade, este modelo permite estimar e avaliar a evolução das cargas poluentes no escoamento, permitindo modelar a acumulação de poluentes durante o tempo seco e a lixiviação dos agentes poluentes, segundo o tipo de uso do solo, a contribuição direta da chuva, a redução da poluição acumulada e da concentração do poluente no meio, entres outras (Rosman, 2010).

Os resultados da modelação podem ser apresentados em diversos formatos, sendo os gráficos, tabelas de séries temporais e diagramas de perfil, os mais comuns.

Graças a estas características, o modelo SWMM é utilizado em vários estudos de sistemas de drenagem, quer de águas residuais quer pluviais, tendo como principais finalidades a aplicação em projetos de conceção e dimensionamento de redes de drenagem de modo a controlar a ocorrência de inundações, a conceção de projetos de desenvolvimento de estratégias de controlo de descargas em meio recetor, de modo a minimizar os excedentes provenientes dos sistemas unitários e mistos, entre outras (Rosman, 2010).

É ainda de referir que a versão 5.1.007 do EPA SWMM foi a utilizada nesta dissertação.

No modelo SWMM, todos os objetos constituintes do sistema de drenagem de águas residuais e representados no mapa da área de estudo são fictícios. Estes objetos, relativos às áreas de estudo, são os udómetros (*rain gages*), responsáveis por fornecer os dados de precipitação que entram no sistema, e as bacias de drenagem (*subcatchments*), e relativo à propagação do escoamento no sistema através dos elementos de transporte, tem-se objetos como os coletores (*conduits*), as câmaras de visita (*junctions*), os divisores (*dividers*) os descarregadores no meio recetor (*outfalls*), as válvulas de regulação de caudal (*outlets*), as unidades de armazenamento (*storage units*) e os grupos elevatórios (*pumps*).

Os udómetros são responsáveis pela quantidade de precipitação que entra no sistema, e que ocorrem nas sub-bacias definidas. Os dados de precipitação, obtidos por processos de monitorização, são normalmente introduzidos através dum ficheiro de dados duma chuvada (*Data Files*) ou de séries temporais (*Time Series*), geralmente sob a forma de um hidrograma unitário, de onde resulta diretamente o escoamento superficial. O modelo admite que a duração do hidrograma apenas está dependente da duração da chuvada e que a bacia é um sistema de resposta linear. Desta forma, assim que a origem dos dados de precipitação está definida, é necessário definir outras propriedades, como o tipo de dados de precipitação, ou *Rain Format*, consoante a fonte de onde provêm os dados, podendo estes ser relativos à intensidade da chuvada (*Intensity*), ao volume (*Volume*) ou ao volume acumulado (*Comulative*), o intervalo de tempo utilizado entre os dados introduzidos (*Time Interval*), que pode variar entre 1 minuto e 6 horas, o fator de correção aplicado à queda de neve (*Snow Catch Factor*) ou as unidades dos dados introduzidos, em MM ou IN, esta ultima apenas para o caso de se ter utilizado um ficheiro de dados, uma vez que no caso da série de dados, o programa admite que as unidades dos dados são as mesmas utilizadas no modelo (Ferreira, et. al., 2011). Na *Figura 3.3* é possível observar o painel de definições do modelo referente aos Udómetros.

Rain Gage Udómetro1	
Property	Value
Name	Udómetro1
X-Coordinate	-88761.036
Y-Coordinate	-101383.941
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Time Interval	0:01
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	Hietograma
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	MM

Figura 3.3 - Painel de definições dos udómetros (Rain Gage).

As sub-bacias são unidades hidrológicas do terreno, onde se dá um escoamento das águas para os pontos de descarga de cada bacia, normalmente os nós pertencentes á rede de drenagem (*Outlet*) (Rossman, 2010). Uma das informações fulcrais nas bacias é a fração pertencente à definição da área permeável e impermeável (*%Imperv*), bem como definir o modelo de infiltração de água no solo a utilizar. Este modelo pode ser descrito segundo um destes três modelos: o modelo de Horton, o modelo de Green- Ampt, e o modelo baseado na Curva Número do SCS.

No modelo de Horton considera-se que a infiltração decresce exponencialmente desde um valor inicial máximo, no início da chuvada, até um dado valor mínimo, no final da chuvada. É ainda necessário definir as taxas de infiltração máxima e mínima, o coeficiente de decaimento da infiltração ao longo do tempo, e o tempo necessário para que o solo saturado seque (Rossman 2010).

Já no método de Green-Ampt assume-se que existe uma frente de humedecimento no solo, separando uma camada de humidade inicial de outra camada situada na parte superior do solo saturado, sendo necessário definir o valor do défice inicial de humidade no solo, a condutividade hidráulica, e o potencial na frente de humedecimento (Rossman 2010).

Por fim, no método do SCS (Soil Conservation Service) é feita uma aproximação com base no número de escoamento (CN) do NRCS (US National Resources Conservation Service) para estimar o escoamento superficial, com base na precipitação útil, onde a capacidade total de infiltração pode ser obtida através da tabela CN. A quando de um evento pluvioso, esta capacidade é determinada em função da chuva acumulada e da capacidade de infiltração, sendo, para tal, necessário definir o número CN e o tempo que um solo saturado necessita para secar por completo (Rossman 2010).

Nas sub-bacias, é ainda importante definir a largura (Width), o declive (%Slope), a quantidade de água armazenada em depressões nas áreas permeáveis (Dstore-Perv) e impermeáveis (Dstore-Imperv), a percentagem de solo impermeável isento de armazenamento em depressões (%Zero-Imperv), e o nó associado ao ponto de descarga.

Subcatchment SPCPL2

Property	Value
Name	SPCPL2
X-Coordinate	-87208.924
Y-Coordinate	-102644.154
Description	
Tag	
Rain Gage	Udómetro1
Outlet	LN183
Area	17.64
Width	1222.34
% Slope	0.02
% Imperv	60
N-Imperv	0.01
N-Perv	0.1
Dstore-Imperv	0.05
Dstore-Perv	0.05
%Zero-Imperv	25
Subarea Routing	Outlet
Percent Routed	100
Infiltration	HORTON
Groundwater	NO
Snow Pack	
LID Controls	0
Land Uses	0
Initial Buildup	NONE
Curb Length	0

Figura 3.4 - Painel de definições das sub-bacias (Subcatchment).

Infiltration Editor	
Infiltration Method	HORTON
Property	Value
Max. Infil. Rate	75
Min. Infil. Rate	0.25
Decay Constant	7
Drying Time	7
Max. Volume	0

Figura 3.5 - Painel de definições do editor consoante o tipo de infiltração, neste caso do modelo Horton.

Os nós representam as câmaras de visita e permitem que os trechos se liguem entre si. Estes pontos entram em carga quando existe uma maior entrada de água no nó, do que aquela que sai, podendo extravasar, caso a altura de água atinja a tampa da caixa de visita, o que leva ao alagamento da área envolvente. Como tal, a cota de soleira, a profundidade relativamente à cota do terreno, bem como a própria cota do terreno são informações fundamentais para a definição do nó.

Junction LN180.1	
Property	Value
Name	LN180.1
X-Coordinate	-86924.500
Y-Coordinate	-103325.880
Description	
Tag	
Inflows	YES
Treatment	NO
Invert El.	54.10
Max. Depth	2.40
Initial Depth	0.00
Surcharge Depth	0.00
Ponded Area	0.00

Figura 3.6 - Painel de definições dos nós ou caixas de visita (Junctions).

Os divisores são um tipo especial de nó, onde existem duas saídas de caudal, normalmente utilizados para evitar que o coletor entre em carga, sendo necessário identificar qual a fração de caudal que sai em cada tubagem. Só é possível aplicar no modelo da onda cinemática, sendo que no modelo da onda dinâmica funcionam apenas como nós. Existem quatro tipos de divisores, os com nível de corte, isto é, o caudal é dividido a partir de um dado caudal estipulado, os de excesso, dividindo o caudal se o coletor principal estiver em carga, os divisores tabulares, que desvia os caudais segundo valores tabulados, e

os vertedores, que são um tipo específico de divisores que divide o caudal segundo uma equação dependente do coeficiente de descarga e da altura de água máxima (Rosman, 2010).

Divider D136 x	
Property	Value
Name	D136
X-Coordinate	-87302.147
Y-Coordinate	-105257.217
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	10.1
Max. Depth	4.9
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
Diverted Link	Conduta_Reservatório1
Type	CUTOFF
Cutoff Divider	
Cutoff Flow	0
Tabular Divider	
Curve Name	*
Weir Divider	
Min. Flow	0
Max. Depth	0
Coefficient	0

Figura 3.7 - Painel de definições dos nós com a função de divisores de caudal (Dividers).

Os *Outfall* não são mais que nós terminais onde se efetua a descarga dos excedentes no meio recetor. Quando se está a utilizar o modelo dinâmico, os descarregadores possuem, normalmente, uma série temporal associada, representante dos níveis de maré ao longo do tempo nesse ponto de descarga. Contudo, é possível definir um nível fixo de maré ou uma curva de maré que descreva a variação da altura da água a cada hora do dia. Além da representação de maré, é necessário indicar a cota da soleira do descarregador e a existência de uma válvula que evite o escoamento inverso.

Também as unidades de armazenamento são nós do sistema de drenagem onde é possível armazenar um dado volume de água, podendo o volume destas unidades ser apresentado sob a forma de função ou tabela onde relacione a área superficial com a profundidade. Além da cota de soleira e da sua altura máxima, é ainda possível representar a proporção de evaporação potencial nesta unidade (Rosman, 2010).

Outfall Out-03 ✕	
Property	Value
Name	Out-03
X-Coordinate	-87336.900
Y-Coordinate	-106304.130
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	-1.6
Tide Gate	NO
Type	TIMESERIES
Fixed Outfall	
Fixed Stage	0
Tidal Outfall	
Curve Name	*
Time Series Outfall	
Series Name	Maré_22-09-2014

Figura 3.8 - Painel de definições dos descarregadores (Outfall).

Os coletores são os trechos que ligam os nós e onde a água é transportada, apresentando diversas geometrias para a secção, sendo que as mais comuns as circulares, elípticas e em forma de arco (Rossman, 2010). O programa possui algumas formas pré-definidas de secção de coletores, podendo ser circulares, retangulares, elipses e em forma de arco. Caso nenhuma destas secções satisfaçam a geometria pretendida, é possível desenhar qualquer forma geométrica fechada.

Nos grupos elevatórios a função principal impulsionar a água em pressão de cotas inferiores para cotas superiores. Este elemento está associado a uma curva de bombagem, onde se relaciona a vazão com as condições específicas dos nós de entrada e saída. O controlo destes grupos pode ser feito dinamicamente, definindo o nível de água no nó de entrada a partir do qual as bombas começam ou param de funcionar. Esta é uma das condições necessárias ao modelo, bem como a curva que representa o comportamento do grupo elevatório e o seu estado, ou seja, ligado ou desligado, e identificar os nós de entrada e saída.

Conduit T85 ✕	
Property	Value
Name	T85
Inlet Node	LN133
Outlet Node	D136
Description	
Tag	
Shape	SEMICIRCULAR
Max. Depth	2.8
Length	131.06
Roughness	0.014
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Seepage Loss Rate	0
Flap Gate	NO
Culvert Code	

Figura 3.9 - Painel de definições das condutas (Conduit).

As válvulas são colocadas normalmente antes ou depois das unidades de armazenamento, sendo representadas como trechos sem comprimento entre dois nós. A quantidade de água descarregada pode ser definida por uma curva de descarga ou pelo coeficiente de abertura da válvula, sendo necessário fornecer estes dados ao programa, além de identificar os nós de entrada e saída da válvula, bem como as características destes, e ainda é possível decidir se se quer incluir nas condutas um dispositivo de retenção que impeça o escoamento de inverter o sentido (Rossman, 2010).

Orifice Orifício3 x

Property	Value
Name	Orifício3
Inlet Node	D136
Outlet Node	LN136
Description	
Tag	
Type	BOTTOM
Shape	CIRCULAR
Height	2.8
Width	0
Inlet Offset	0
Discharge Coeff.	0.4
Flap Gate	YES
Time to Open/Close	0

Figura 3.10 - Painel de definições dos Orifícios (Orifice).

4 – Descrição do caso de estudo

4.1 – Considerações introdutórias

Os sistemas de drenagem de águas residuais urbanas permitem essencialmente que o transporte das águas residuais seja feito numa forma eficiente e com o mínimo risco para saúde pública, até à sua zona de tratamento, onde o efluente é tratado de modo a poder ser descarregado no meio recetor. Além desta função, estes sistemas são utilizados também para encaminhar as águas provenientes de eventos pluviosos, que devido à existência de áreas impermeáveis nas bacias urbanas não ocorre a sua infiltração no solo, reduzindo, deste modo, o risco de inundações (Matos, et al. 1994).

Em meio urbano, a principal entrada de água no sistema de drenagem é residual ou com origem em eventos pluviosos, sendo que as águas residuais provêm da utilização diária quer nas tarefas domésticas, como a sua utilização em cozinhas ou sanitários, quer das próprias instalações comerciais que existem no espaço urbano. Por este motivo, caracterizam-se por serem águas bastante ricas em matéria orgânica, com um elevado grau de biodegradabilidade, apresentando, contudo, uma grande capacidade para manterem as suas características ao longo do tempo. É importante, ainda, ressaltar que as águas provenientes das lavagens da via pública, da rega de espaços verdes ou de outra origem, mas que são recolhidos nos sumidouros, são consideradas, também, águas residuais. Já as águas pluviais, por seu lado, caracterizam-se por apresentarem menores concentrações de poluentes orgânicos dissolvidos, uma vez que têm origem em escoamentos de precipitações que ocorrem sobre a própria bacia, ou em bacias circundantes que estão ligadas por coletores subterrâneos (Matos e Monteiro, 2011).

4.2 – Aspectos gerais

A cidade de Lisboa é a maior cidade portuguesa e capital do país. Como tal, possui também uma elevada densidade populacional e uma grande quantidade de infraestruturas, o que, conseqüentemente, leva a uma grande área impermeável. O município possui uma área de 83,84 km² e uma população de 547 733 (2011), e é composto por 24 freguesias. É de referir que, nos últimos anos, a população se tem mantido estável nos últimos anos, dado que em 2001 a cidade possuía 564 657 habitantes (CML, 2015b).

O crescimento da cidade deu-se principalmente nos dois últimos séculos, sendo constituída por diversos bairros que cresceram, o que culminou no atual formato da cidade. A topografia envolvente à cidade é caracterizada por declives acentuados e vales, valendo-lhe o nome da cidade das sete colinas.

Dois vales importantes da cidade são o vale sobre o qual atualmente se encontra a Avenida Almirante Reis e o vale onde se encontra a Avenida da Liberdade. Em ambos os vales existia uma ribeira, a ribeira de Arroios e a ribeira de Valverde ou Santo Antão, respetivamente, que desaguavam no Tejo, na zona do Terreiro do Paço.



Figura 4.1 - Antigas ribeiras que desaguavam na zona onde atualmente é o Terreiro do Paço (ML, 2015).

Hoje em dia, já não é possível observar estas ribeiras à superfície, uma vez que foram encanadas, passando agora por de baixo destas avenidas. Estas duas zonas fazem parte dum conjunto de sub-bacias que drenam as águas residuais da cidade têm a ETAR de Alcântara como destino, estando a cidade dividida em duas zonas, alta e baixa, e várias sub-bacias.



Figura 4.2 - Bacias pertencentes ao Sistema de Alcântara, com a delimitação das zonas alta e baixa (Salgado, 2013; adaptado de PGDL – fase D, 2008).

Neste sistema, as bacias da Avenida da Liberdade é denominada por Bacia J e a bacia da Avenida Almirante Reis por Bacia L, sendo esta última a bacia estudada nesta dissertação e caracterizada no capítulo seguinte. Ambas as bacias desaguam na Bacia KJL, correspondente a parte da zona da Baixa e ao Terreiro do Paço.



Figura 4.3 - Cidade de Lisboa com a identificação das bacias J (esquerda), L (direita) e KJL (em baixo) (Google Earth, 2015).

É ainda importante referir que segundo o Decreto Regulamentar 23/95, o PEASAR II, o PENSAAR 2020 e o Plano Geral de Drenagem de Lisboa recomendam a implementação de medidas com vista à implementação de uma rede separativa, ou seja, uma separação progressiva dos efluentes pluviais dos domésticos.

Relativamente aos coletores, a maioria dos mais recentes, normalmente em PVC, têm uma secção circular, mas os coletores antigos que constituem a rede, normalmente em cantaria, mais comum, ou alvenaria de tijolo, possuem diversas formas de secção, apresentadas na figura seguinte (Matos, 2003).

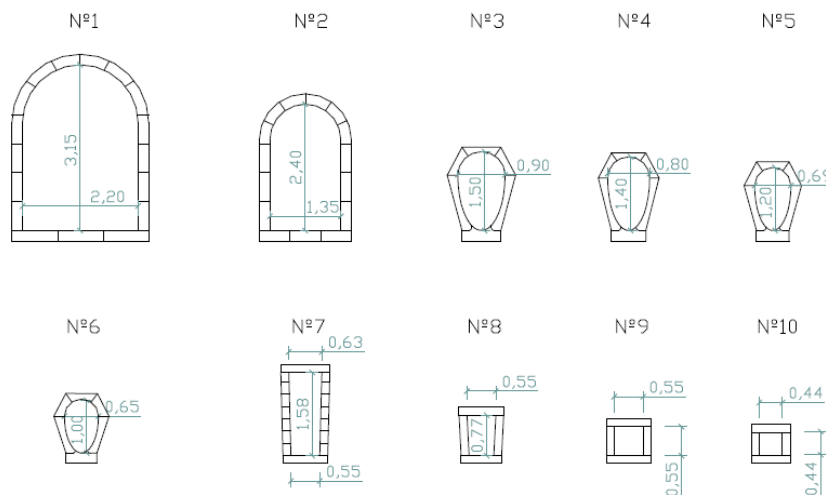


Figura 4.4 - "Canos atuais" segundo o projeto de Ressano Garcia (1884) Construção em cantaria ou alvenaria de tijolo -tipo de coletores implantados em Lisboa em 1884 (Matos, 2003).

É de ressaltar ainda o risco de inundação a que a cidade está sujeita. Lisboa é uma cidade vulnerável, a episódios de inundações, tendo um grande historial de ocorrências destas ao longo dos anos, provocando diversos danos nas infraestruturas da cidade. Esta vulnerabilidade deve-se ao relevo da cidade, à quantidade de zonas impermeáveis e à ocorrência de precipitações intensas, coincidentes com o período de preia-mar,

Graças à simulação de diversos cenários, foi possível conceber uma carta de zonas de risco de inundar, fornecendo uma importante ferramenta para o planeamento e gestão de emergência. Para tal, são considerados fatores que avaliem o grau de suscetibilidade a inundações, como o efeito de maré direto, isto é, a zona ribeirinha com cotas inferiores a 5 m, o declive, ou seja, zonas planas inferiores a 5°, o grau de permeabilidade baixo ou baixo-médio, a hidrologia, onde intervêm a existência duma linha água, zona húmida, local de foz, entre outros. Graças a estes critérios, pode-se definir a vulnerabilidade a inundações como moderada, elevada e muito elevada (CML, 2015c)

As zonas onde a limpeza não é feita regularmente, bem como os coletores, valetas ou sumidouros por desentupir ou desassorear são locais onde também se pode observar a ocorrência de inundações com regularidade. Este é um dos motivos para o qual, as inundações ocorrem especialmente no período de outono, devido, principalmente, à falta de limpeza dos das sargetas, como é possível ver na *Figura 4.5*, onde mostra a maioria das inundações a ocorrer entre setembro e dezembro, não coincidindo totalmente com o regime de precipitação média mensal, calculado a partir das precipitações médias mensais entre 1932 e 1994, registadas na estação meteorológica de Sacavém, (Soares, et. al., 2004).

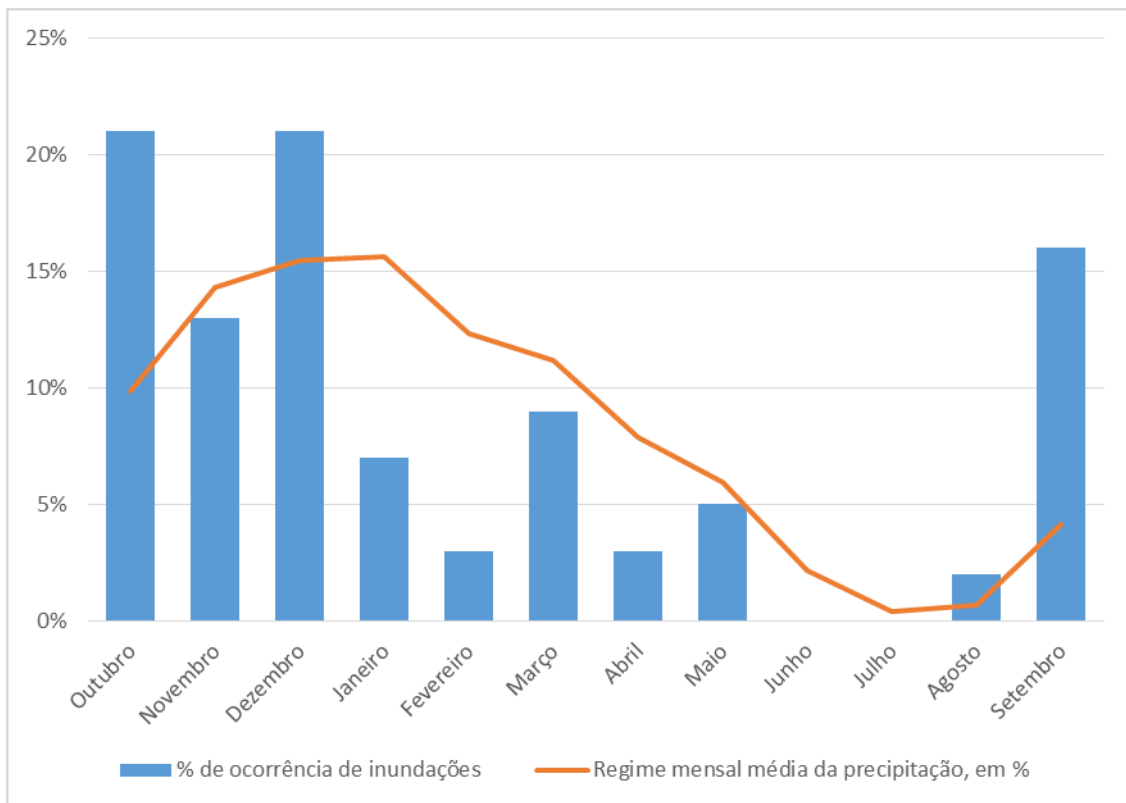


Figura 4.5 - Distribuição mensal das inundações no eixo Stª Marta – Portas de Stº Antão, entre 1918 e 1997 (adaptado de Soares, et. al., 2004).

Os níveis de maré estão dependentes de vários fatores como as condições meteorológica, a agitação marítima-fluvial, a morfologia do litoral. A maré é um fator importante para a avaliação da ocorrência de inundações em zonas costeiras ou estuarinas, uma vez que as descargas das águas pluviais que os coletores drenam estão dependentes da maior ou menor facilidade de escoamento, uma vez que nestas zonas a água do mar pode estar a congestionar a saída do escoamento ou pode mesmo haver acumulação de sedimentos impedindo a saída do caudal.

No caso dos níveis de maré, estes têm influência sobre o escoamento, podendo impedir que este seja descarregado no estuário, ou mesmo inverter o seu sentido, podendo levar à ocorrência de inundações. É de notar que este tipo de inundação ocorre normalmente em situações de preia-mar. É possível observar na *Figura 4.6* que a zona da baixa, a vermelho, é a que possui maior risco de inundação, como seria de esperar, dadas as suas condições topográficas e a sua proximidade ao rio (CML,2015c).

Dados os danos que provocam, existem algumas medidas que podem ser aplicadas para reduzir ou eliminar a ocorrência de inundações. Estas medidas seguem normalmente dois objetivos que passam ou por reduzir a intensidade das cheias, diminuindo os caudais de ponta de cheia, ou aumentar o tempo de concentração da bacia. As medidas adotadas podem ser estruturais ou não estruturais, dependendo se o controlo de cheias se deve à criação de infraestruturas ou não. Estas infraestruturas podem passar por criação de diques, bacias de retenção ou reservatórios ou pelo transvase dos caudais para bacias vizinhas. Relativamente às medidas não estruturais, estas contemplam a instalação de um sistema de

controlo em tempo real que permitisse alertar e prever possíveis inundações, ou aplicar regulamentação para o uso e ocupação do solo e ordenamento do território. Já numa bacia de retenção a água de origem pluvial acumula-se nestas zonas, formando um ambiente idêntico a um lago, onde se acumula esta água, tendo como principal objetivo reter parte do volume afluente, diminuindo e atrasando o seu do caudal de ponta. Os reservatórios são muito idênticos às bacias de retenção, mas diferem destas por estarem enterrados. A criação de um sistema de aviso em tempo real, de modo a que informe com alguma antecedência a possibilidade da ocorrência de inundações, também é uma das medidas utilizadas (Gaspar, 2013).

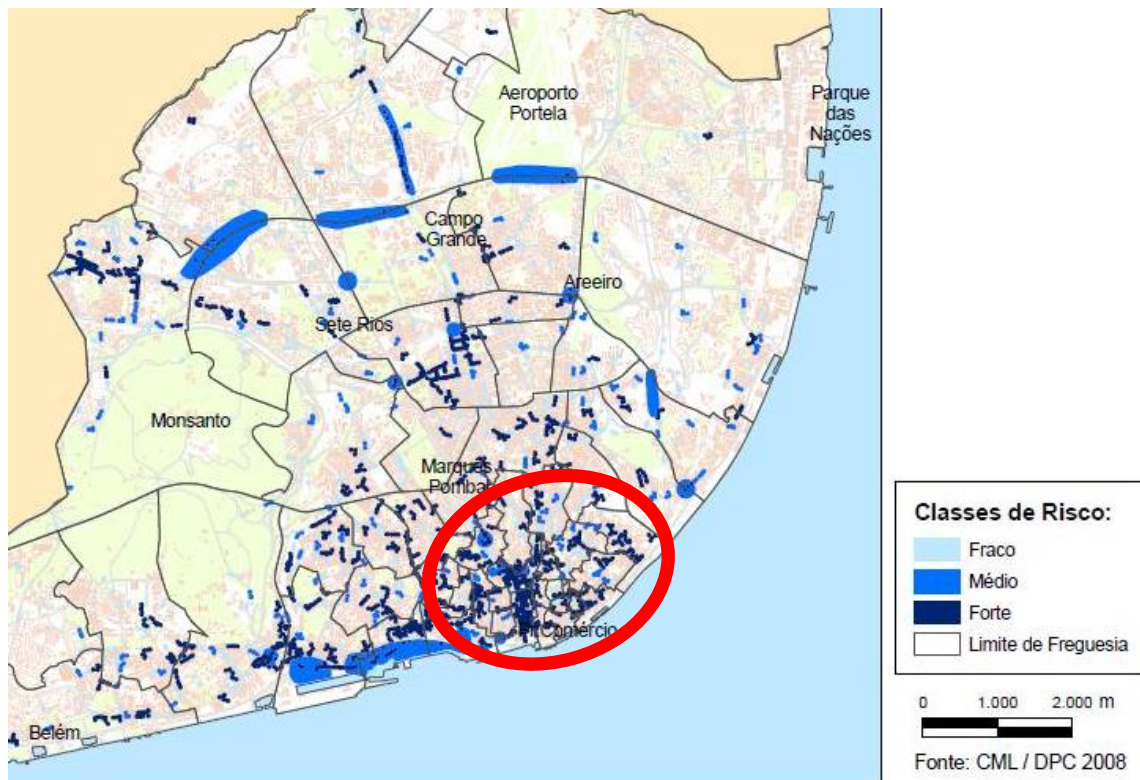


Figura 4.6 - Carta de vulnerabilidade ao risco de cheia no concelho de Lisboa, com a zona da Baixa a vermelho (CML, 2015c)

É ainda de referir que para além da bacia em estudo que apresenta forte risco de cheia, nalgumas bacias a norte desta apresentam também algumas zonas de risco de cheia médio ou forte devido às características morfológicas da bacia, como a existência de depressões onde a água acaba por se acumular.

4.3 – Caracterização da bacia da Avenida Almirante Reis e das suas infraestruturas

Na presente dissertação, pretende-se estudar a bacia da Avenida Almirante Reis correspondente à Bacia L.

Esta bacia foi dividida em sub-bacias mais pequenas, cada uma referente a um troço de coletores específico. Para inserir no modelo, foram selecionados todos os coletores com um diâmetro ou largura superior a 800 mm, resultando num comprimento total de coletores de 47 879,6 m.

A bacia L intersecta a área de cinco freguesias lisboetas, a freguesia do Areeiro, Arroios, Penha de França, Santa Maria Maior e São Vicente de Fora. Foi calculada a densidade populacional em cada freguesia, bem como a área de cada freguesia na bacia e a população equivalente existente.

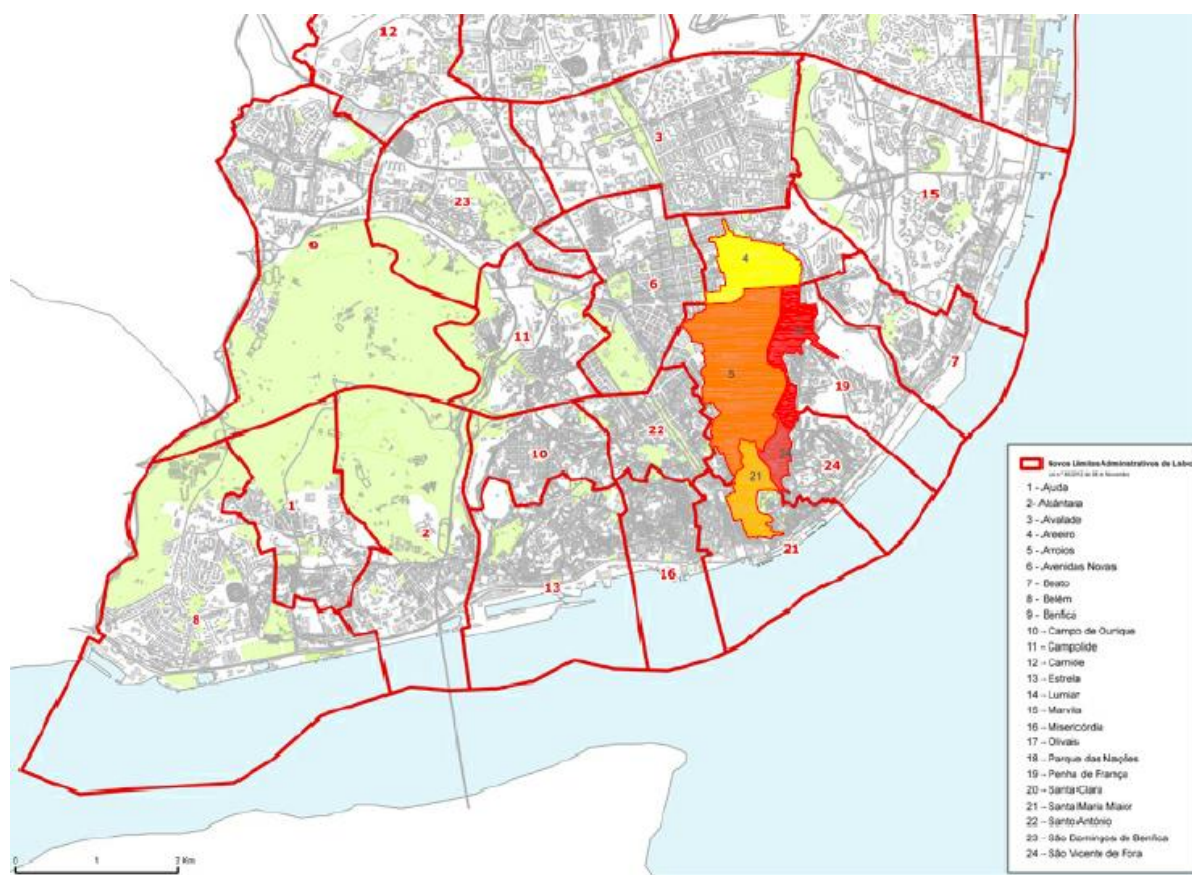


Figura 4.7 - Freguesias abrangidas pela bacia L - Areeiro (4), Arroios (5), Penha de França (19), Santa Maria Maior (21) e São Vicente de Fora (24) (CML, 2015a).

Na Tabela 4.1 são indicadas as freguesias com a respetiva área, população e população equivalente.

Tabela 4.1 - Dados de área e população das freguesias envolvidas na área em estudo (CML, 2015a).

Nº de identificação e nome da freguesia	População freguesia	Área freguesia (ha)	Densidade populacional (hab/km²)	Área que ocupa na bacia L (ha)	População na bacia
4 Areeiro	20 131	174.3	11 550	64.1	7 404
5 Arroios	31 634	212.8	14 866	174.7	25.971
19 Penha de França	27 967	220.5	12 683	47.3	5 994
21 Santa Maria Maior	12 765	149.2	8 556	41.5	3 549
24 São Vicente de Fora	15 399	125.3	12 290	19.4	2 386

A população da bacia L perfaz um total de 45 304 habitantes (cerca de 8,5% da população da cidade), aos quais se junta a população flutuante. Segundo os censos de 2011, a população flutuante da cidade de Lisboa (população que entra diariamente na cidade para estudar ou trabalhar) é de 425 747 pessoas, sendo que a percentagem desta população na área em estudo representa quase 40% da população residente na bacia, isto é 17 636 pessoas. No total, a população da bacia L é de 62 940 (CML, 2014).

Foi atribuída à população uma captação de 175 l/hab.dia, segundo dados do INSAAR 2010, e um fator de afluência ao sistema de 0.9. Com estes dados, foi calculado o caudal médio diário, por sub-bacia, com base no caudal doméstico e no caudal de infiltração (metade do caudal doméstico) e aplicado a uma série temporal das solicitações horárias do sistema.

Normalmente, os modelos são feitos com base num caudal para um período de 20, 30 ou 40 anos, isto é, o caudal de projeto. Contudo, estes caudais não foram calculados tendo em conta a população na bacia num período de 20 ou 40 anos, uma vez que esta se manteve estável nos últimos 15 anos, além do facto de a população apenas ter efeito no caudal doméstico e, no presente modelo, este caudal não tem grande expressão quando comparado com o caudal proveniente do escoamento superficial provocado pelos eventos de precipitação.

Uma infraestrutura de relevo e que atravessa toda a bacia é a linha do metropolitano, que compreende na bacia cinco estações, Alameda, Anjos, Arroios, Intendente e Martim Moniz. Estas estações podem sofrer com casos de precipitações mais intensas, levando algumas vezes ao seu encerramento devido a inundações. Este é um dos principais problemas a destacar na bacia, principalmente devido ao facto de na zona final da bacia L existirem duas grandes praças, a Praça do Martim Moniz e a Praça da Figueira que, dados os seus fracos declives fazem com que o risco de inundações nesta zona seja elevado.

Para além destas infraestruturas, estas inundações causam grandes prejuízos económicos e materiais, uma vez que ocorrem principalmente na zona baixa da cidade, onde se encontram os principais

serviços, como agências municipais ou bancárias. Além disto, tem também um grande impacto ni comércio local, uma vez que as inundações levam à perda de produtos ou de equipamentos, provocando elevados prejuízos neste sector. Relativamente ao turismo, este sector também é bastante afetado, dado que impede as visitas nalgumas zonas de interesse, como a Praça do Rossio, além de não ser apelativo visitar a cidade na ausência de condições para se poder movimentar livremente.



Figura 4.8 - Praça da Figueira inundada devido a uma precipitação repentina (Sol, 2014).



Figura 4.9 - Tapa de caixa de visita que saltou devido ao coletores estarem em carga.

Foi feito um levantamento das jardins e zonas verdes da bacia L, uma vez que estes contribuem para aumentar a área permeável, apresentados na Tabela 4.2, onde se pode ver qual o jardim e a sua área, bem como a localização desse jardim na Figura 4.10.

Foram seleccionados todos os coletores com um diâmetro ou largura de secção superior a 800 mm. Contudo, é de referir que na zona central esquerda da bacia o cadastro não se encontra muito completo, resultando numa densidade de coletores mais baixa e em sub-bacias maiores. Para além da falta de informação do cadastro, por vezes observavam-se ruas com coletores sem informação relativa às profundidades das caixas de visita. Nestes casos foi feita uma interpolação das profundidades destas

caixas com base na informação contida nas caixas de visita a montante e a jusante destas sem informação. Apesar desta aproximação, existiam alguns troços onde não era possível aplicar este método, uma vez que não existia informação das caixas a montante. Deste modo, a profundidade a que as caixas de visita sem informação foi estimada com base na cota de soleira da primeira caixa a jusante daquelas que não continham informação e no declive do terreno.

Relativamente às sub-bacias, estas foram desenhadas com base no declive do terreno e nos edifícios existentes, considerando que os telhados destes tinham a função de charneira, sendo que uma metade pertencia a uma bacia e a outra metade a outra bacia.

Nas Figuras Figura 4.11 e Figura 4.12 é possível observar as sub-bacias e as condutas seleccionadas, respetivamente. Na Figura 4.12, as condutas a vermelho representam os novos coletores adicionados ao modelo, e a azul as condutas principais, já introduzidas no sistema descrito mais à frente.

Como foi referido, esta bacia foi dividida em sub-bacias mais pequenas, cada uma referente a um troço de coletores específico para uma ou mais ruas que contribuam para o escoamento superficial drenado por esse troço. O facto de se dividir a bacia em sub-bacias permite uma pormenorização das mesmas em termos de declive e capacidade de infiltração, pois existem sub-bacias mais íngremes que outras, bem como algumas que apresentam jardins ou pequenas zonas verdes que aumentam a capacidade de infiltração destas. Para inserir no modelo, foram seleccionados todos os coletores com um diâmetro ou largura superior a 800 mm, resultando num comprimento total de coletores de 47 879,6 m. Foram escolhidos estes coletores porque os coletores inferiores a este diâmetro não têm grande influência na pormenorização do sistema, além de também não representarem um valor muito superior na quantidade de coletores (Figura 4.11).

Já para as condutas foram modelados os troços que possuíam um diâmetro superior a 800mm uma vez que permitiam uma maior simplificação do sistema de drenagem, o que é aceitável, dado que o objetivo da dissertação passa pela avaliação do efeito das inundações e como se pode evitá-las, tendo-se considerado adequado estudar apenas os coletores onde pudesse ocorrer este problema, o que não acontece, normalmente nos coletores com um diâmetro inferior a 800mm, uma vez que estes estão em zonas mais a montante e elevadas, não apresentando grande risco.

Mais uma vez, é de referir a falta de informação nalgumas zonas do cadastro que tiveram de ser calculadas por métodos analíticos, principalmente por interpolação ou, em zonas onde esta via não era possível, atribuindo à conduta o mesmo declive do terreno ou o declive mínimo admitido (Figura 4.12).

Tabela 4.2 - Zonas verdes identificadas na bacia L.

Nomenclatura do jardim ou zona verde	Área (ha)	Localização do jardim na Figura 4.10
Praça de Londres	0.2	1
Irmã Lúcia - Largo da Igreja de São João de Deus	0.4	2
Praça João do Rio	0.4	3
Alameda Dom Afonso Henriques	2.0	4
Fonte Monumental - Alameda D. Afonso Henriques	0.4	5
Cesário Verde	0.3	6
Constantino	0.5	7
António Feijó - Igreja dos Anjos	0.4	8
Campo de Santana - Braamcamp Freire	1.6	9
Largo Monte	0.1	10
Augusto Gil	0.1	11

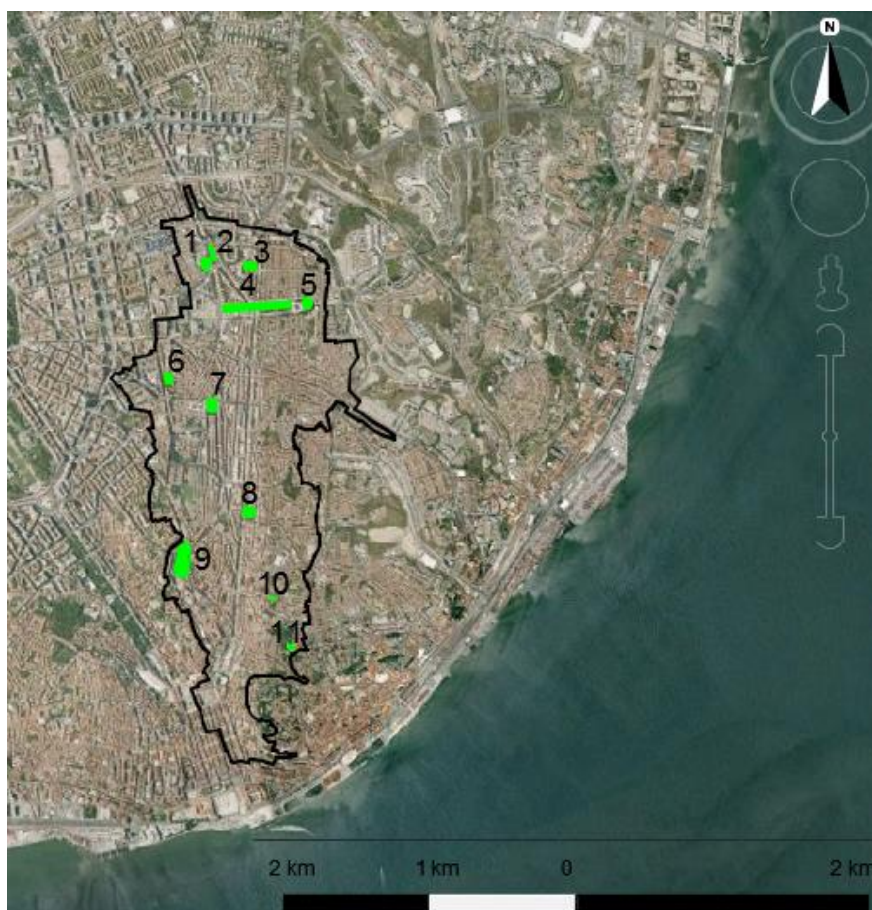


Figura 4.10 - Jardins e zonas verdes identificadas na bacia L (adaptado do cadastro).

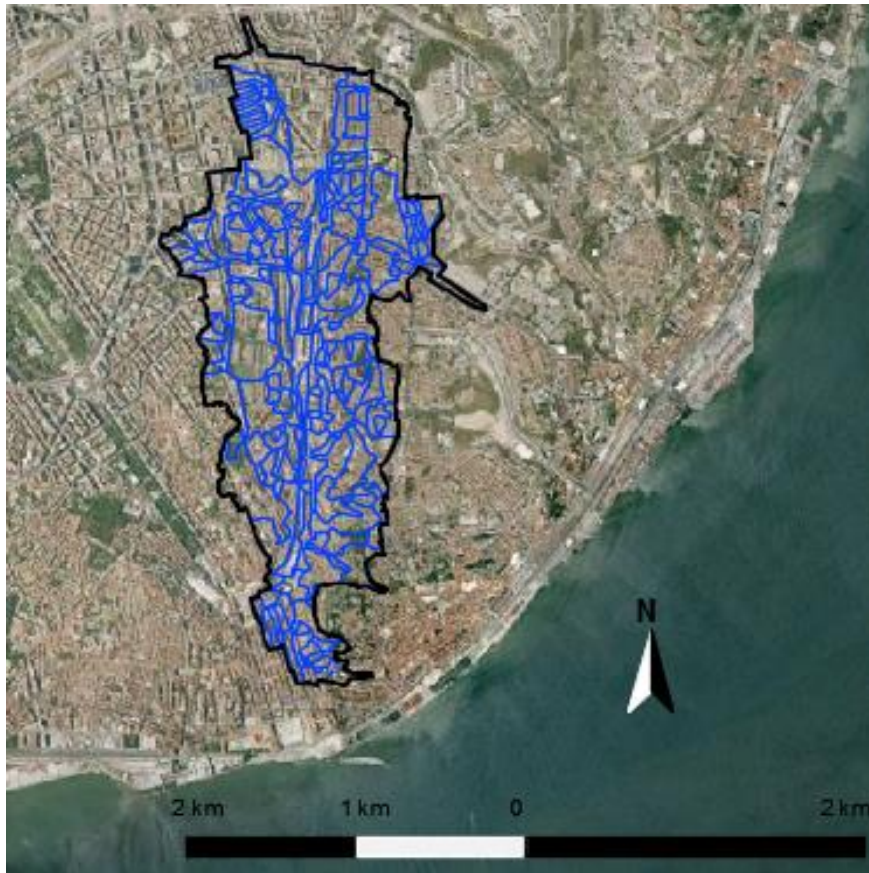


Figura 4.11 - Sub-bacias da Bacia L (adaptado do cadastro).

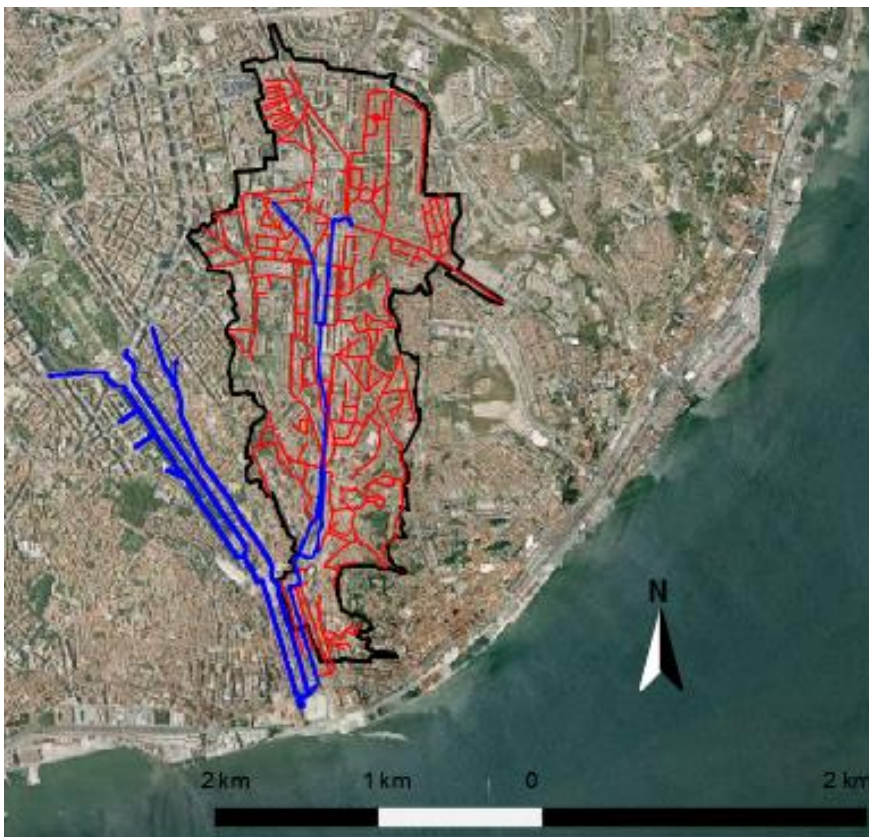


Figura 4.12 - Coletores com mais de 800 mm (adaptado do cadastro).

5 – Aplicação do modelo, apresentação e discussão dos resultados

5.1 – Considerações introdutórias

Como já foi referido em capítulos anteriores, as inundações na cidade de Lisboa são já há muito tempo um problema. Assim sendo, o recurso à modelação matemática para estudar o comportamento hidráulico da zona seria uma mais-valia para se encontrarem soluções para este problema. O modelo utilizado como base para a realização desta dissertação já existia, contudo este foi construído para modelar toda a cidade de Lisboa, tendo como tal um nível de pormenor reduzido. Neste trabalho, apenas se dá foco a uma das bacias da cidade, a bacia L, onde o modelo foi completado inserindo um maior número de tubagens de diâmetro superiores a 800mm, resultando num maior pormenor da zona em estudo. Neste modelo, procedeu-se à compilação de todos os dados necessários à caracterização detalhada do sistema de drenagem e à introdução de vários parâmetros no modelo. É de referir que o modelo original foi construído com base na informação cadastral no âmbito Plano Geral de Drenagem de Lisboa (CHIRON, ENGIDRO e HIDRA, 2006).

Na *Tabela 5.1* são apresentadas algumas das informações relativas ao modelo.

Os valores de rugosidade foram dados em função do material das condutas, sendo que PVC ou betão são os materiais mencionados no cadastro, apesar de esta informação ser dada apenas para alguns troços. Assim, atribuiu-se o valor de 0.0120 para o PVC e 0.0130 para o betão. O valor de 0.0130 foi adotado para todas as condutas sem informação do material utilizado, a montante da Praça do Rossio, e 0.020 a jusante, visto que a partir deste ponto existem sedimentos que se depositam no sistema, provenientes do estuário, levando a que tenha um coeficiente de Mannig maior. Estes valores foram estimados com base em estudos efetuados Lencastre A. (1996), nos coletores a montante, e a jusante, baseado em critérios propostos por Ashley (2004), onde se relaciona a deposição de sedimentos com o comportamento do escoamento nos coletores (Salgado, 2013).

Além dos dados cadastrais, é importante fornecer mais informação ao modelo de modo a que se proceda à simulação, tal como o modelo de infiltração, de propagação do escoamento na rede, secções transversais, rugosidade e funções utilizadas.

Existem ainda alguns parâmetros a definir antes de iniciar a modelação do sistema. Após estipular o caudal médio diário que aflui ao sistema, é necessário distribuí-lo ao longo do dia. Desta forma, utilizou-se uma série temporal de solicitação horária, a "Flodar_TempoSeco" (Figura 5.1), tendo, esta série, já sido previamente validada e utilizada no modelo original do PGDL. É ainda de referir que o fator horário para o período entre as 2h e as 6h é relativamente elevado, indicando que haja infiltração de água no sistema, muito provavelmente devido ao facto de alguns coletores estarem abaixo do nível freático.

Tabela 5.1 - Características consideradas no modelo SWMM.

		Características consideradas	
Bacias	Infiltração nas bacias	Modelo de infiltração	Horton
		Taxa de infiltração máxima	75 mm/h
		Taxa de infiltração mínima	0.25 mm/h
		Constante de decaimento para a curva de infiltração de Horton	7 h ⁻¹
		Tempo necessário para o solo totalmente saturado secar	7 dias
	Subáreas das bacias	N de Manning para a área impermeável	0.01
		N de Manning para a área permeável	0.1
		Profundidade da depressão de armazenamento na área impermeável	0.05 mm
		Profundidade da depressão de armazenamento na área permeável	0.05 mm
		Porcentagem da área impermeável sem depressões de armazenamento	25%
Coletores	Modelo de propagação de escoamento na rede	Modelo Dinâmico Completo	
	Secções transversais	Circular	
		Elipse Vertical	
		Elipse Horizontal	
		Retângulo Fechado	
		Arco.	
		Cesto modificado	
Rugosidade (mm)	Entre 0.012 e 0.02		
Câmaras de visita	As funções referentes à área alagada e à profundidade à superfície não foram utilizadas		
Descarregadores	Válvula para impedir o refluxo ativada ("Flap Gate")		
	Série de alturas de maré em todos os descarregadores		

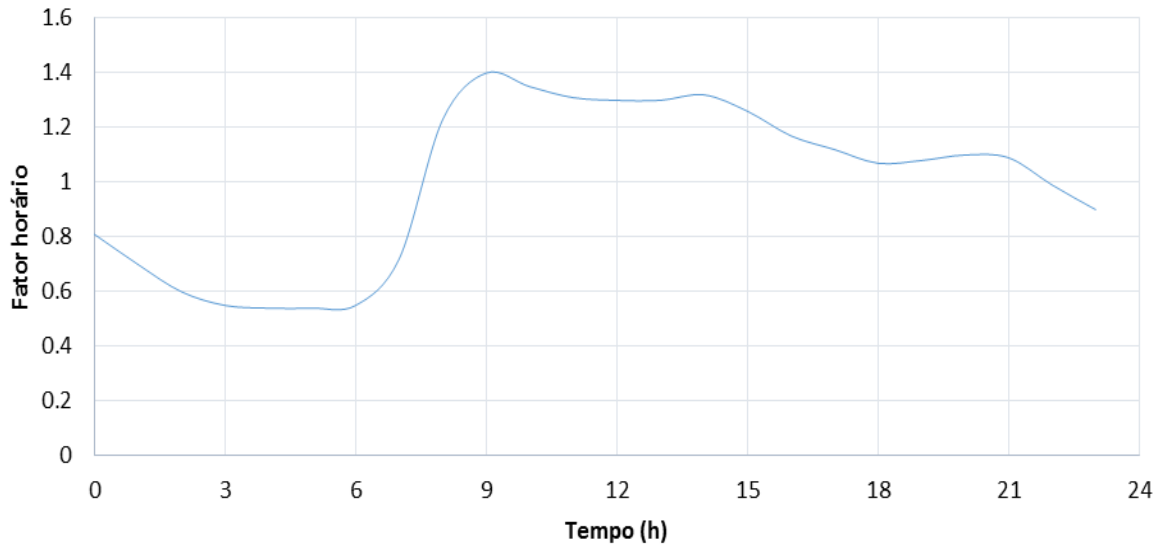


Figura 5.1 - Série temporal de solicitação horária "Flodar_TempoSeco" (PGDL, 2007).

Relativamente à série de precipitação introduzida, necessária para obter os resultados da modelação para o tempo húmido, recorreu-se a um hietograma, com um período de retorno de 10 anos, desenvolvido especificamente para a realização de estudos que envolvessem modelos, já que os sistemas de saneamento são projetados para um horizonte de projeto normalmente inferior a 40 anos. Este hietograma teve origem numa análise dos valores das quantidades de precipitação antes, durante e após o período mais intenso de precipitação, tendo uma duração total de 4 horas, deduzido a partir da curva IDF (Intensidade-Duração-Frequência), um período intenso centrado de 60 minutos e uma relação volumétrica de 1,5:1, entre os períodos que antecedem e sucedem o período mais intenso (Matos, 1987).

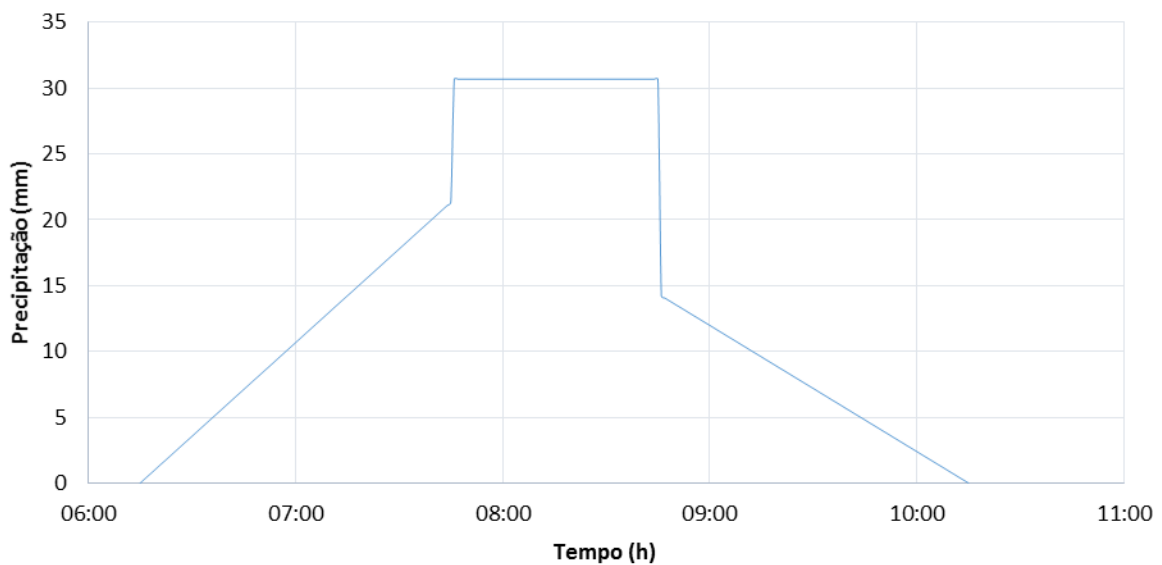


Figura 5.2 - Hietograma com T=10 anos (adaptado de Matos, 1987).

Outra série temporal que é importante adicionar ao sistema, é a série de altura de marés. Esta série obteve-se a partir de vários valores de altura de maré para o porto de Lisboa, obtida a partir dos vários registos feitos pelo Instituto Hidrográfico. Os dados foram trabalhados, de modo a obter uma maré comum para a zona ribeirinha Lisboa, criando uma serie para um dia, tendo-se repetido a série para o segundo dia de simulação, introduzindo assim, no modelo, a série apresentada na Figura 5.3. É de referir que os valores médios não estão em torno do valor 0, mas um pouco mais acima, pois trata-se de uma maré com influência fluvial, e não dependente unicamente do nível médio das águas do mar. Contudo, o efeito que esta maré tem no sistema em estudo não é muito relevante.

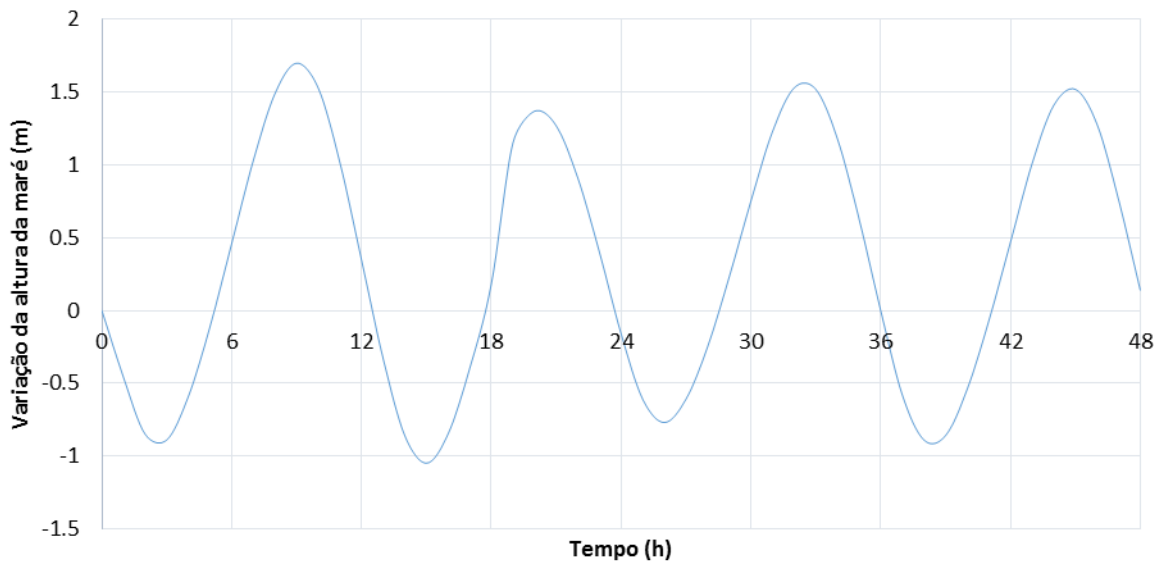


Figura 5.3 - Série temporal da altura da maré ao longo de dois dias (adaptada do Instituto Hidrográfico).

Após definir esta série temporal, o hietograma do evento pluvioso foi adicionado ao modelo de modo a que o seu pico máximo coincidisse com um dos picos de maré e com o pico da solicitação de origem doméstica, de modo a que, a quando da simulação do modelo, este tenha como base o cenário mais gravoso, uma vez que a chuvada pode ocorrer a qualquer altura do dia, é preferível obter resultados para o pior cenário. Contudo, é de ressaltar que o caudal doméstico não tem grande influência nos resultados, uma vez que este representa, no máximo, menos de 5% do caudal escoado a quando duma chuvada.

Foram escolhidos dois coletores onde foi analisado o caudal, a altura de água e o caudal sobre o caudal de secção cheia, um a meio da bacia, na Rua Francisco Ribeiro, o T65, e o outro no fim da bacia, na Rua da Prata, o T119, de modo a mostrar também a evolução destes caudais ao longo do sistema.

Tabela 5.2 - Coletores escolhidos para analisar o caudal e altura do escoamento.

Coletor	Altura máxima (m)	Forma	Largura (m)	Comprimento (m)	Coefficiente de Manning
T65	3,15	Elipse Vertical	1,7	47.38	0,014
T119	2,5	Cesto Modificado	2,5	15.99	0,02

Foi também escolhido o troço final da bacia L, entre a caixa de visita LN140b, no final da Praça do Martim Moniz, e a caixa LN170, no final da bacia L, como é possível observar, na *Figura 5.4*, a azul, com uma extensão de cerca de 500 metro, para criar um perfil para cada cenário de simulação, uma vez que é nesta zona onde se dá as principais inundações da bacia L.



Figura 5.4 - Troço final da bacia L, a azul.

Na *Figura 5.5* é possível observar a representação geral do sistema de saneamento da bacia da Avenida Almirante Reis, no SWMM, onde, apesar da pequena dimensão da imagem, é possível ver o adensamento da rede na parte direita da imagem, referente à zona da bacia em estudo.



Figura 5.5 - Visão geral do sistema no SWMM.

5.2 – Simulação em tempo seco

Foi feita uma modelação do escoamento em tempo seco, de modo a perceber como é que o sistema se comporta, sendo possível destacar que o pico dos caudais se dá às 10 horas e 10 minutos, sendo que o caudal tende a aumentar para jusante, dada a crescente área da bacia servida, levando a que tenha um pico de caudal mais tarde que a montante. O pico de caudal observa-se no troço final da bacia L, conduta T119, e é de $0,214 \text{ m}^3/\text{s}$.

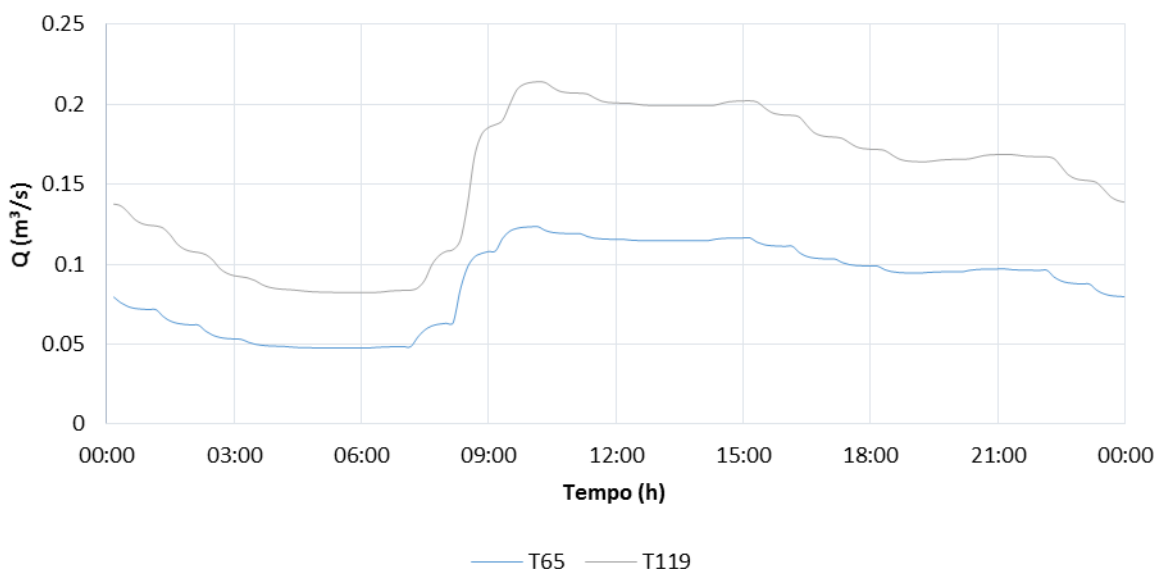


Figura 5.6 - Caudal nos nós ao longo do tempo simulado, em tempo seco.

Analisou-se também a altura de água nas condutas, tendo-se observado que na conduta LN170 o maior valor de caudal encontra-se na conduta T65, contudo é inferior a 5% da profundidade do nó. As pequenas alturas de escoamento devem-se ao facto do caudal contributivo ser apenas de origem doméstica. É ainda de ressaltar, que os valores de altura de água são maiores no mesmo período onde o caudal também é maior, contudo, estando a conduta T65 mais a montante no sistema que a T119, seria de esperar que a altura do escoamento fosse menor, o que não se verifica, uma vez que as condutas têm formas diferentes, sendo que a T119 possui uma base mais larga que a T65

Já no caso do caudal (Q) sobre caudal de secção cheia (Q_{sc}), a conduta T119 possui um valor maior (0,04, máximo) que a conduta T65 (0,02, máximo) dado que é nesta conduta onde acaba por passar toda a água residual produzida na bacia. Contudo, os valores são muito baixos, uma vez que, tal como já foi dito, o caudal que afluí ao sistema depende apenas do consumo doméstico, sendo possível ver o perfil do troço final da bacia L, entre os nós LN140b e LN170, na Figura 5.7.

É ainda de referir que a velocidade de autolimpeza é assegurada em grande parte da bacia, contudo, isto não se verifica na maioria dos troços iniciais dos coletores, muito devido ao facto do fraco caudal existente.

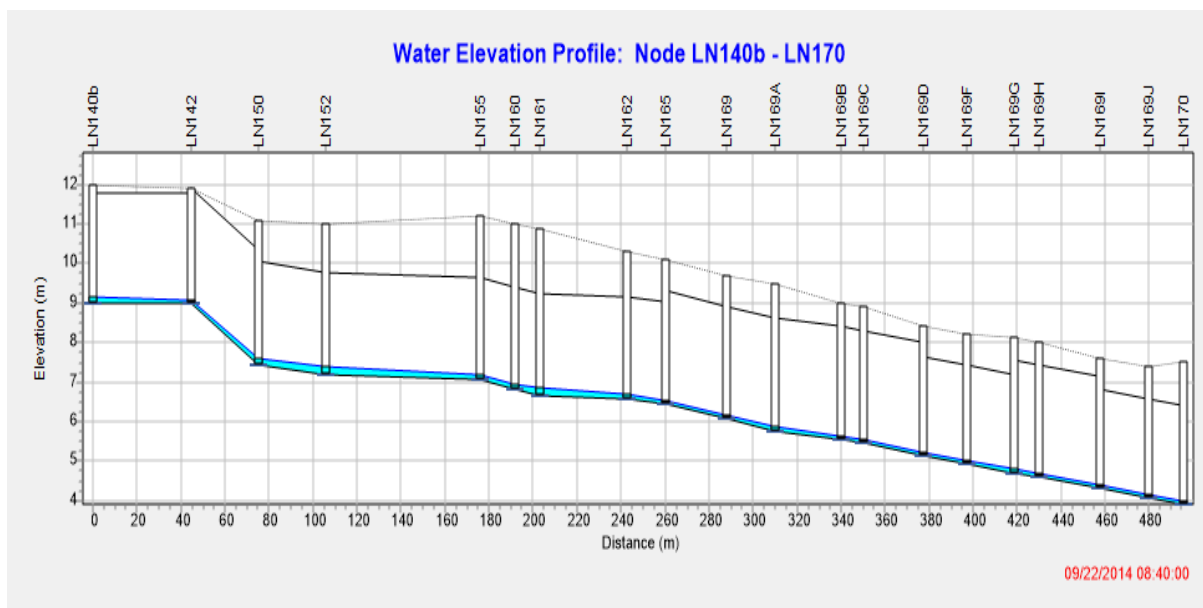


Figura 5.7 - Perfil do trecho final da bacia L, em tempo seco.

5.3 – Simulação em tempo húmido

Após a simulação do escoamento em tempo seco, adicionou-se a precipitação, com base no hietograma já ilustrado na Figura 5.2 de modo a observar a resposta do sistema com esta nova variável.

É possível destacar que o pico dos caudais ocorre no período das 6 horas e 30 minutos às 12 horas, coincidindo o período correspondente de pico de maré e do caudal doméstico com o período de precipitação e conseqüente escoamento resultante. O pico de caudal é observado na conduta T119, com o valor de 22,74 m³/s, e 14,45 m³/s na conduta T65.

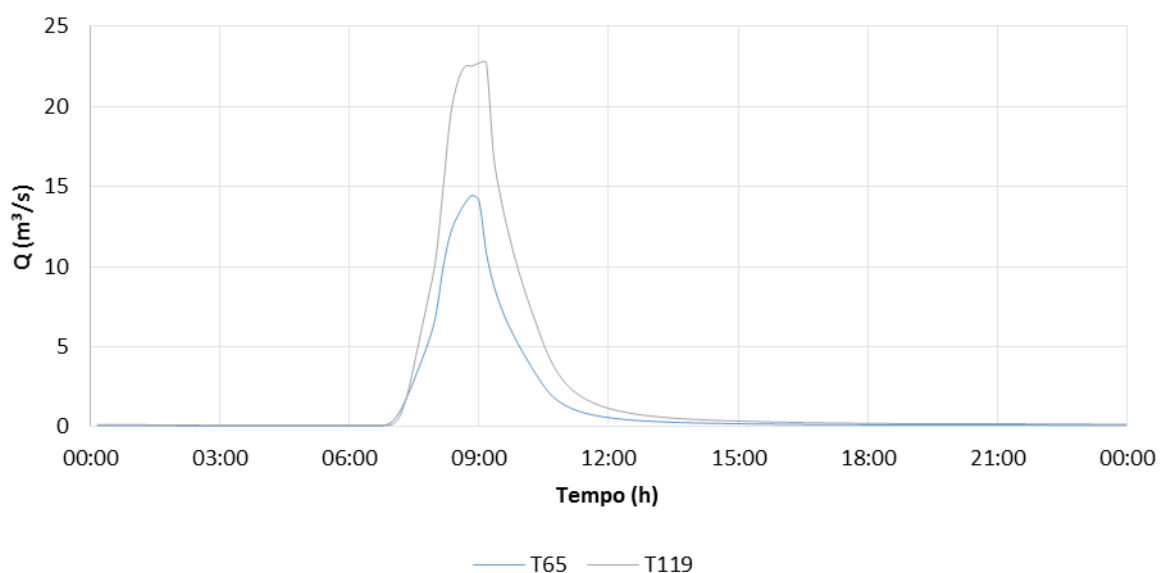


Figura 5.8 - Caudal nos nós ao longo do tempo simulado, em tempo húmido.

Dos nós analisados, observou-se que a altura de água ultrapassou os 50% da altura do coletor nas duas condutas. É de notar que o caudal doméstico não tem grande impacto no comportamento do

escoamento do sistema quando se junta a este o escoamento proveniente da precipitação, pois como já havia sido dito, este ocupa menos de 5% da secção das condutas. Outro ponto a destacar é o facto de na conduta T119, visto ser a conduta final da bacia L, o caudal de secção cheia é atingido a 100%, uma vez que os caudais que aqui chega todo o caudal produzido na bacia.

Deste modo, a relação entre o caudal sobre caudal de secção cheia mostra que o coletor final entra em carga, como já havia sido dito, uma vez que se trata da zona final da bacia, é possível que alguns coletores a montante deste também estejam na mesma situação, o que é comprovado pelo perfil do escoamento apresentado na Figura 5.10.

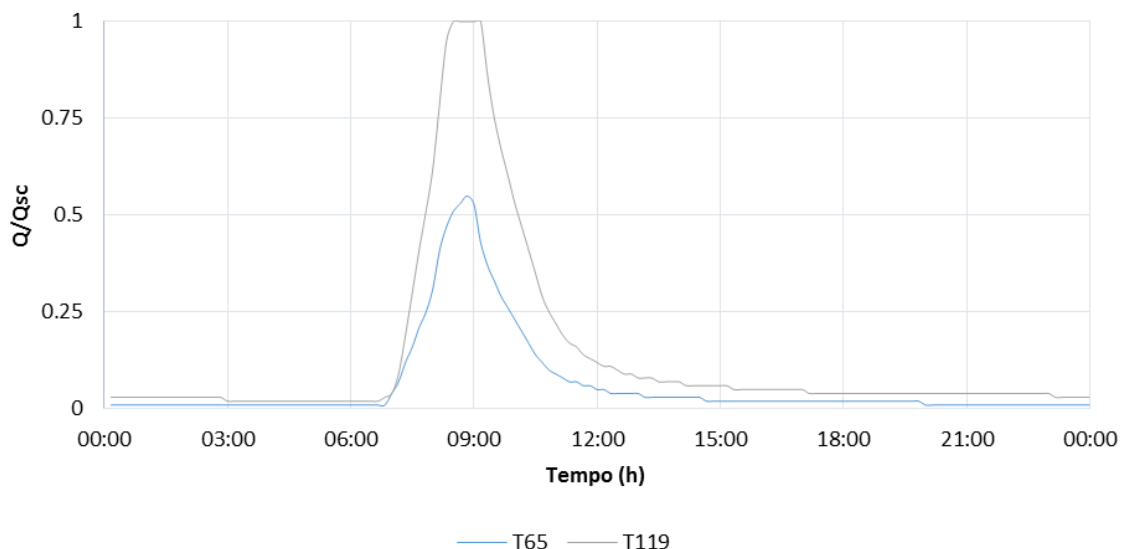


Figura 5.9 - Caudal sobre caudal de secção cheia ao longo do tempo, em tempo húmido.

O facto de estes coletores entrarem em carga sugere que nos nós a montante e jusante possa ocorrer extravasamento do caudal, provocando inundações nessas zonas. Para tal, foi feito um perfil do escoamento desde o nó LN140b ao LN170, de modo a que fosse possível ilustrar o que se passa no interior das condutas da parte final da bacia.

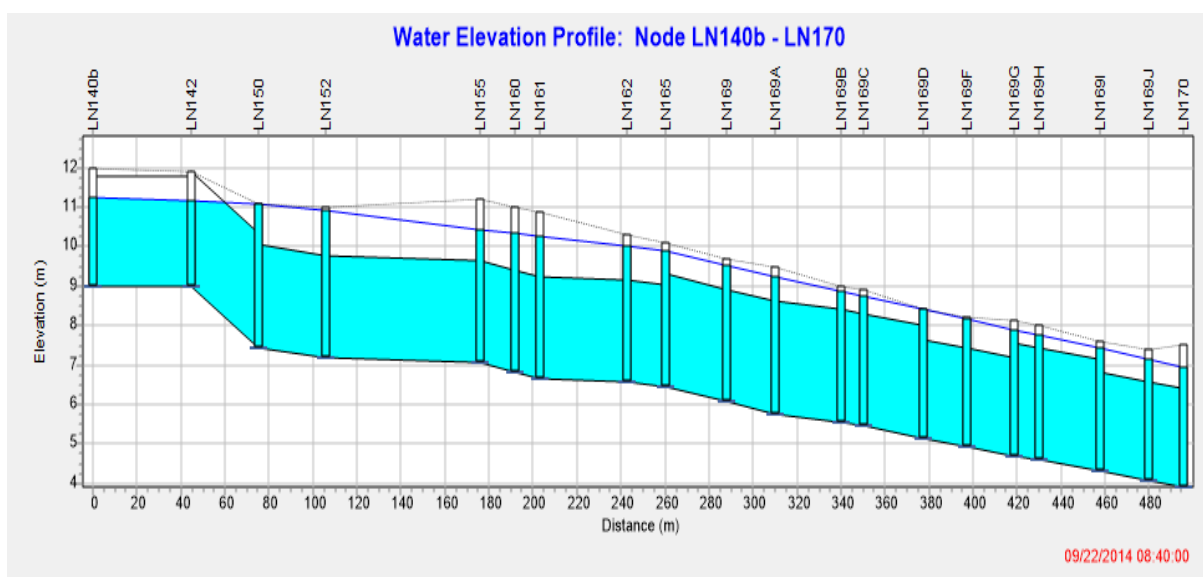


Figura 5.10 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, em tempo húmido.

Como é possível ver na *Figura 5.10*, a maioria dos coletores está em carga, sendo a altura de água em muitas caixas de visita igual à profundidade da caixa, como no caso dos nós LN150, LN169D e LN169F, onde essa altura é atingida, indicando que ocorra extravasamento de caudal e, conseqüentemente, inundações nesses pontos. Esta possibilidade é comprovada pelo modelo, onde se comprava a existência de inundações nos nós LN150 e LN169D, resultando, respectivamente, numa saída de 2 294 m³ e 571 m³ pelas tampas das caixas de visita.

5.4 – Discussão de soluções

Como forma de fazer face às inundações que ocorrem na cidade, existem algumas medidas de controle na origem, ou seja, técnicas de controle a montante que permitem reduzir caudais e volumes de escoamento, bem como o aumento da infiltração, retenção ou ambas, de modo a reduzir os volumes escoados para jusante, que podem ser utilizadas.

Relativamente às medidas de controle na origem, estas podem ser estruturais ou não estruturais, dependendo se há a realização de obras de engenharia para reduzir o risco de inundações (estruturais) ou se há a aplicação de medidas de ordenamento do território ou intervenção no Plano Diretor Municipal (PDM) para evitar minimizar o risco de inundações (não-estruturais).

As medidas estruturais são obras de engenharia implementadas para reduzir o risco de inundação, sendo que estas medidas podem ser extensivas ou intensivas, onde medidas extensivas são medidas que reduzem o pico de caudal e a erosão da bacia, como é o caso da alteração do coberto vegetal desta, e medidas intensivas são referentes a intervenções em pequena escala relativamente ao tamanho da bacia, como é o caso da instalação de reservatórios (SUDERHSA, 2002).

Relativamente à infiltração, o objetivo é aumentar este parâmetro na bacia, normalmente através do aumento das zonas verdes nesta, como a criação de jardins ou a implantação de telhados verde que vão armazenar parte da água e retardar o escoamento superficial. Já no campo do armazenamento, este é feito normalmente recorrendo a reservatórios de modo a reter parte do caudal, reduzindo deste modo o pico e distribuindo-o ao longo do tempo (SUDERHSA, 2002).

No caso da presente dissertação, o tipo de soluções que se pretende testar consistem em evitar que os coletores entrem em carga e, por vezes, as conseqüentes inundações. Para tal, foram postas em hipótese três soluções possíveis, uma delas envolvendo três cenários com reservatórios para produzir um amortecimento no caudal, outra utilizando telhados verdes para aumentar a área permeável na bacia, aumentando a infiltração e reduzindo o escoamento superficial que chega ao sistema, e uma terceira solução, onde se combina o melhor dos cenários de reserva, com os telhados verdes. Nestes cenários, avaliou-se o caudal afluente a alguns nós, o caudal sobre o caudal de secção cheia nas condutas selecionadas, o caudal afluente e efluente aos reservatórios, bem como o amortecimento que estes têm no caudal e os efeitos que estas medidas têm na bacia, calculando o amortecimento de cada medida, comparando a cada cenário com a simulação de tempo húmido.

5.4.1 – Simulação com reserva

Na simulação com reserva, procedeu-se à escolha de três cenários. O primeiro cenário envolve só um reservatório na zona do parque de estacionamento da Praça do Martim Moniz. O segundo cenário soma ao reservatório do primeiro, um reservatório sob o Largo do Intendente. O terceiro cenário acrescenta ao cenário dois, um reservatório na zona da Praça do Chile.

Cenário 1

No primeiro cenário, considera-se que os dois primeiros níveis do parque de estacionamento se destinam à reserva das águas pluviais. Na Tabela 5.3 encontram-se as dimensões do reservatório da Praça do Martim Moniz e na Figura 5.11, está representada a área ocupada por este.



Figura 5.11 - Zona ocupada pelo reservatório na Praça do Martim Moniz (Google, 2015).

Tabela 5.3 - Dimensões do reservatório da Praça do Martim Moniz.

Dimensões	
Área da base (m ²)	5 750
Altura (m)	7
Volume (m ³)	40 250

A água que chega ao reservatório provém de uma caixa de visita que funciona como divisor de caudal, sendo que esta só chega ao reservatório, se na caixa de visita for atingida a altura das condutas que as ligam ao reservatório. A conduta a montante do reservatório tem uma forma circular com 1,2 m de diâmetro, já a conduta a jusante do reservatório que liga este à caixa de visita LN169I, tem uma forma circular e um raio de 1,5 m. Foram também introduzidas duas válvulas nas condutas, uma a jusante do divisor, com um coeficiente de descarga de 0,4 para reduzir o caudal descarregado na rede existente, levando a que este afluja para a conduta com destino ao reservatório, e uma a jusante deste para controlar a descarga do caudal, sendo o coeficiente de descarga de 0,1.

Assim, observou-se que os caudais possuem o seu pico na entre as 8 horas e as 12 horas, sendo que o caudal máximo na conduta final da bacia é cerca de 15,73 m³/s (Figura 5.12). Relativamente aos valores de Q/Q_{sc} , é de notar que os coletores não entram em carga, com se pode observar na Figura 5.13.

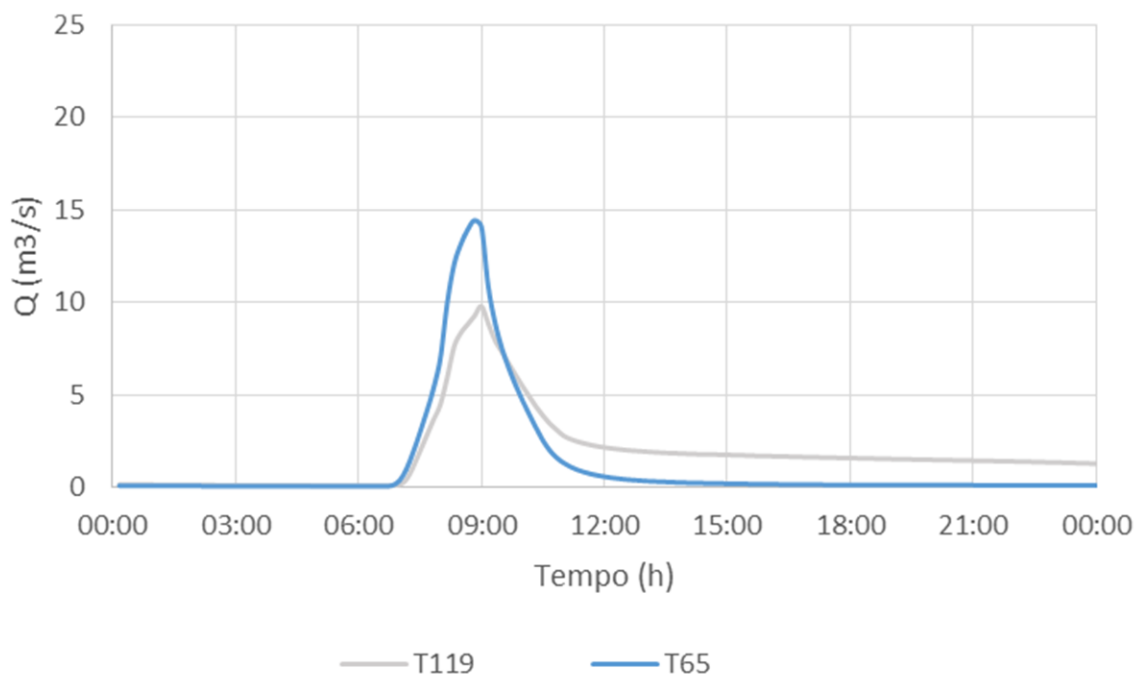


Figura 5.12 - Caudais nas condutas no cenário 1.

Como é possível ver no perfil entre os nós LN140b e LN170 (Figura 5.13), onde se pode observar que no pico de afluência de caudal, os coletores não entram em carga, indicando que a hipótese da instalação de um reservatório na Praça do Martim Moniz reduzia bastante a possibilidade de ocorrer inundações nesta zona da bacia.

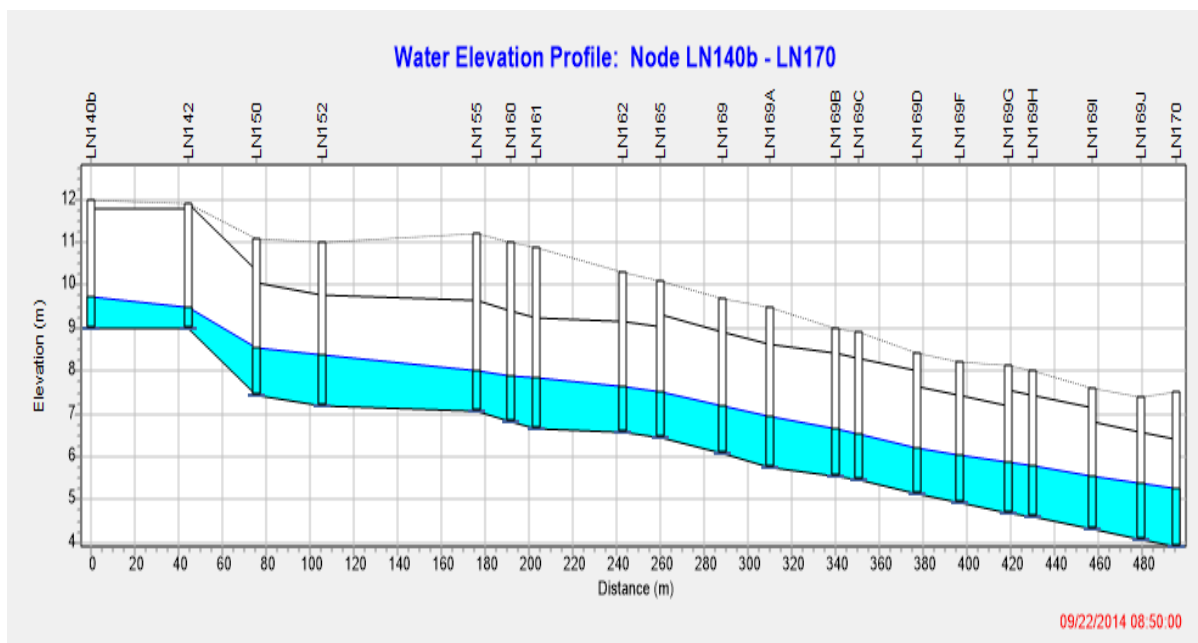


Figura 5.13 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, no cenário 1 (SWMM).

Neste cenário, apesar de não existirem caixas de visita por onde saia água pela tampa, existem muitos coletores em carga, levando a que o sistema continue vulnerável.

Relativamente ao reservatório, é possível observar que este tem efeito no caudal efluente, com um atraso deste em relação ao caudal afluente, provocando um amortecimento no caudal entre os picos de caudal afluente e efluente ao reservatório na ordem dos 90%.

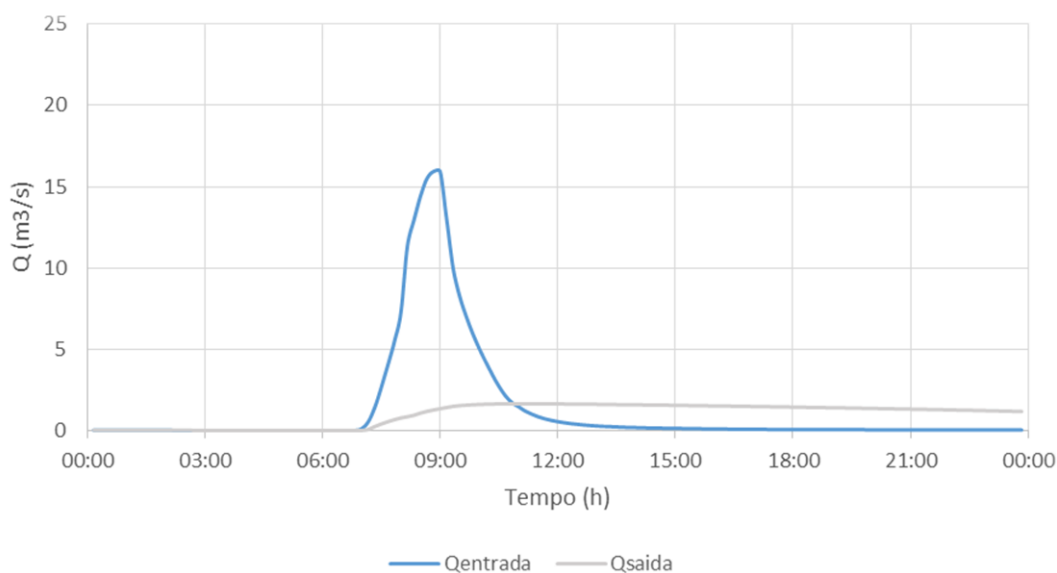


Figura 5.14 - Caudais afluentes e efluentes ao reservatório da Praça do Martim Moniz, cenário 1.

Na Figura 5.15, é possível observar o perfil onde mostra o reservatório da Praça do Martim Moniz, bem como o perfil do escoamento antes e após este. Na Figura 5.16 é possível observar a localização do reservatório no sistema, onde se pode ver que o caudal é escoado para este pelo nó divisor a montante

deste, e é descarregado para um nó a montante, graviticamente. Há ainda que referir que a altura máxima que a água atinge no reservatório é de 4,56 m.

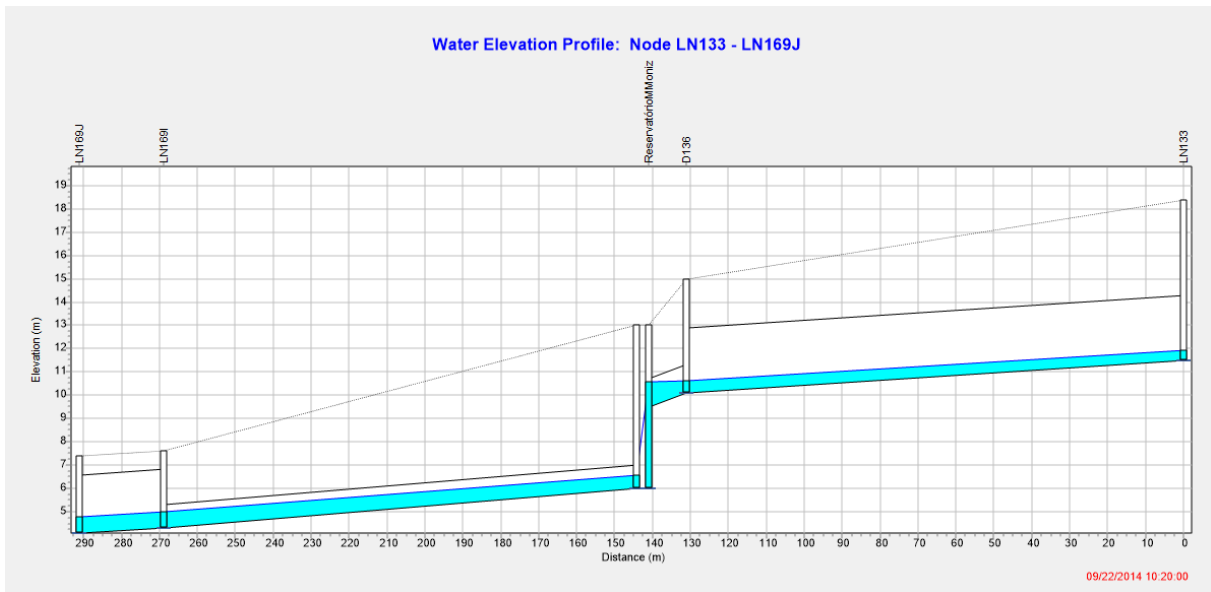


Figura 5.15 - Perfil do escoamento nos troços antes e após o reservatório.

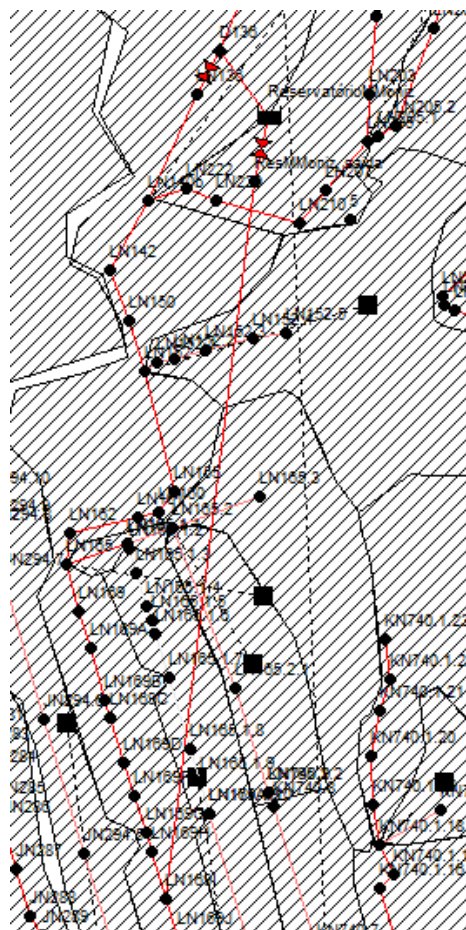


Figura 5.16 - Reservatório do Martim Moniz no modelo SWMM.

Relativamente ao amortecimento que a introdução do reservatório tem nos caudais, este é de cerca de 31% como é ilustrado na Figura 5.17, tendo sido calculado com base nos picos de caudal observados

na conduta final T119 em dois cenários, o cenário em tempo húmido sem reservatório e o cenário com a introdução do reservatório na bacia.

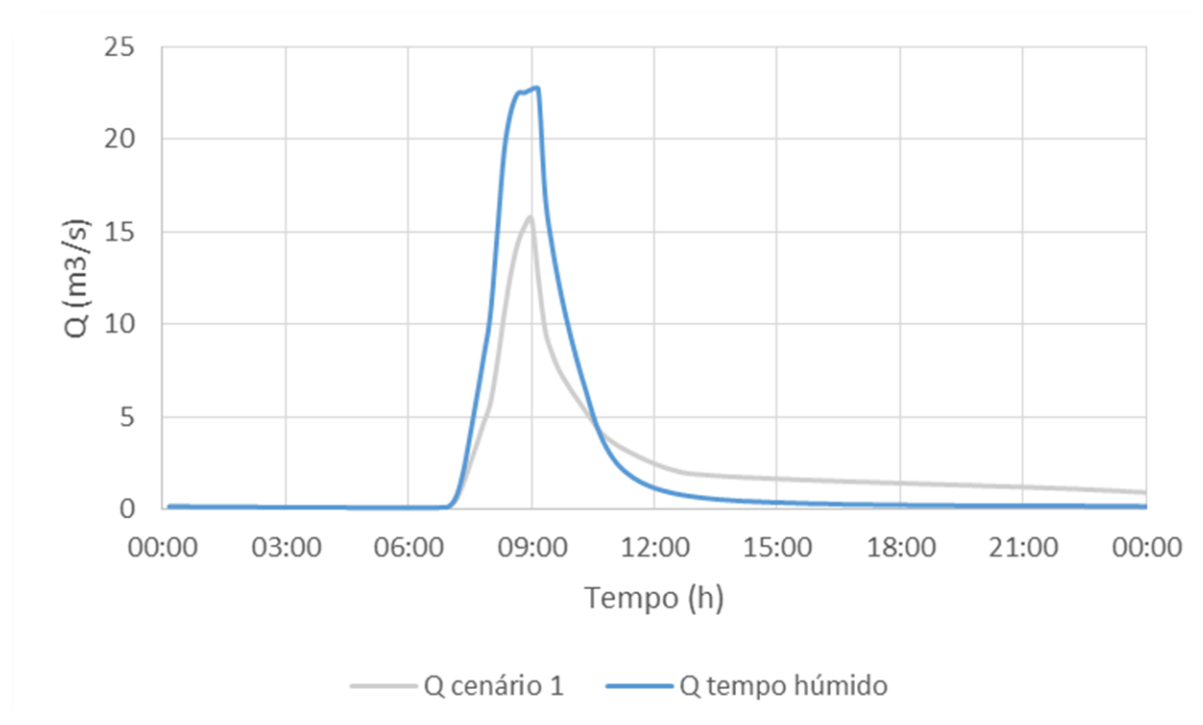


Figura 5.17 - Caudais na conduta T119, antes e após o reservatório, no cenário 1.

Cenário 2

No segundo cenário, junta-se um reservatório ao cenário 1, na zona do Largo do Intendente, de modo a estudar se com dois reservatórios na bacia é possível reduzir a quantidade de coletores em carga a jusante. Na Tabela 5.4 encontram-se as dimensões do reservatório do Largo do Intendente e na Figura 5.18, está representada a área ocupada por este. É de notar que dadas as condições da zona, não é possível instalar um reservatório muito grande no local, sendo este cerca de 8 vezes inferior ao da Praça do Martim Moniz, contudo é de ressaltar que se trata dum trabalho de nível académico e que tem como objetivo testar esta hipótese.

Tabela 5.4 - Dimensões do reservatório do Largo do Intendente.

Dimensões	
Área da base (m ²)	570
Altura (m)	9.5
Volume (m ³)	5 415



Figura 5.18 - Zona ocupada pelo reservatório no Largo do Intendente (Google, 2015).

Os caudais possuem o seu pico na entre as 8 horas e as 12 horas, onde o caudal é máximo, sendo este valor de 17,04 m³/s na conduta T119 e de 14,45 m³/s na conduta T65.

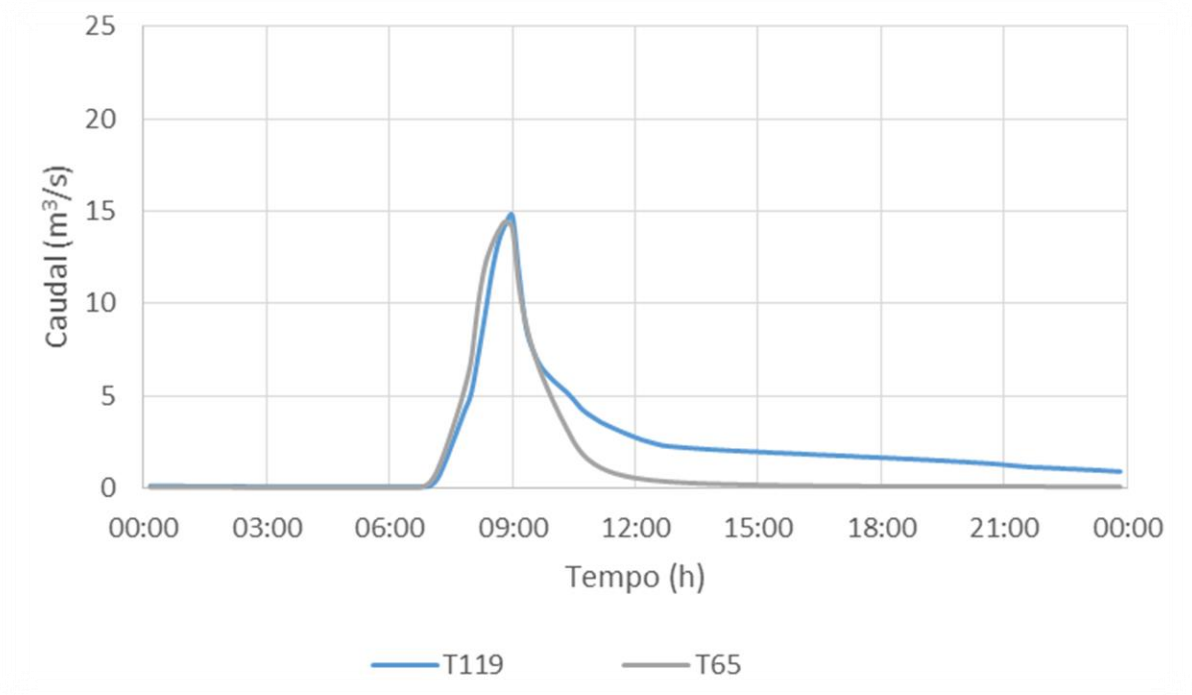


Figura 5.19 - Caudais nas condutas no cenário 2.

Relativamente aos valores de Q/Q_{sc} , é possível ver no perfil entre as caixas LN140b e LN170 (Figura 5.20), que os coletores não entram em carga.

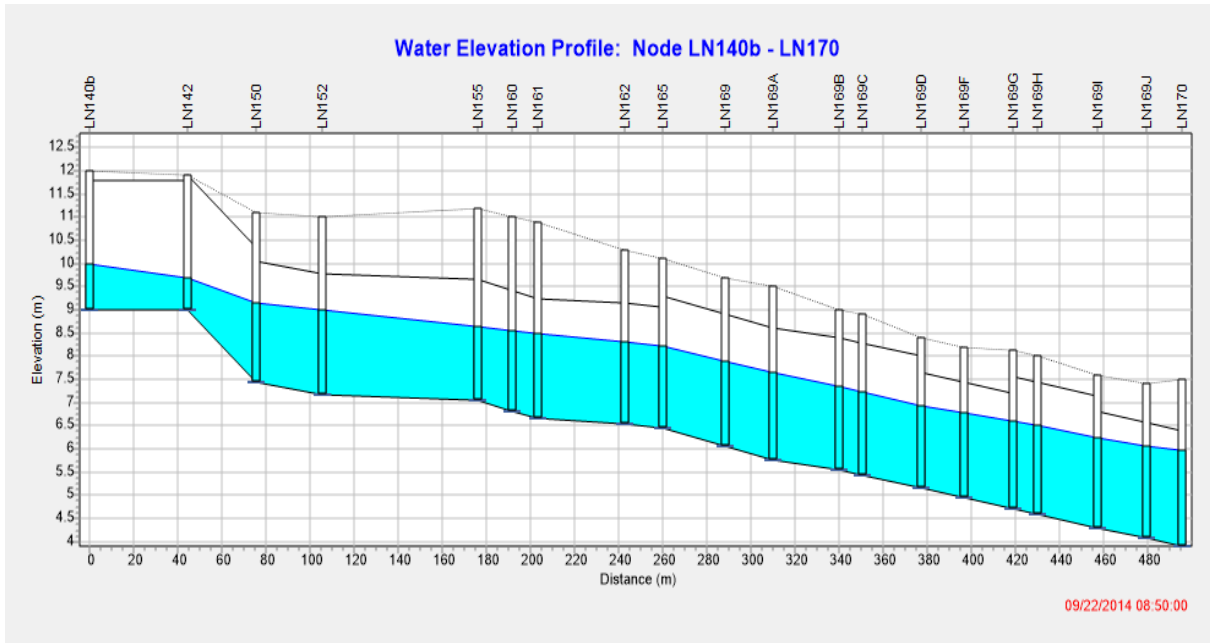


Figura 5.20 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170 para o cenário 2 (SWMM).

Relativamente ao caudal amortecido pelos reservatórios do Largo do Intendente, Figura 5.21, é possível observar que o efeito que este tem no caudal é dum amortecimento de cerca de 82%. No caso do reservatório da Praça do Martim Moniz, o amortecimento que este provoca no caudal afluente é também de aproximadamente 82%, menor que no cenário 1.

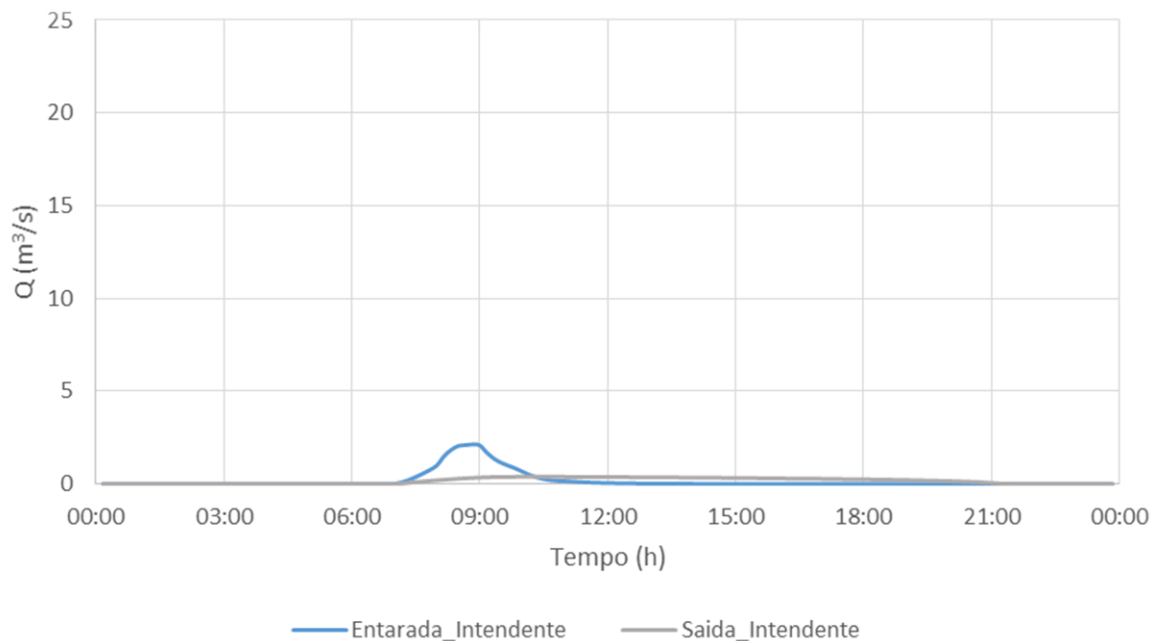


Figura 5.21 - Caudais afluentes e efluentes ao reservatório do Largo do Intendente.

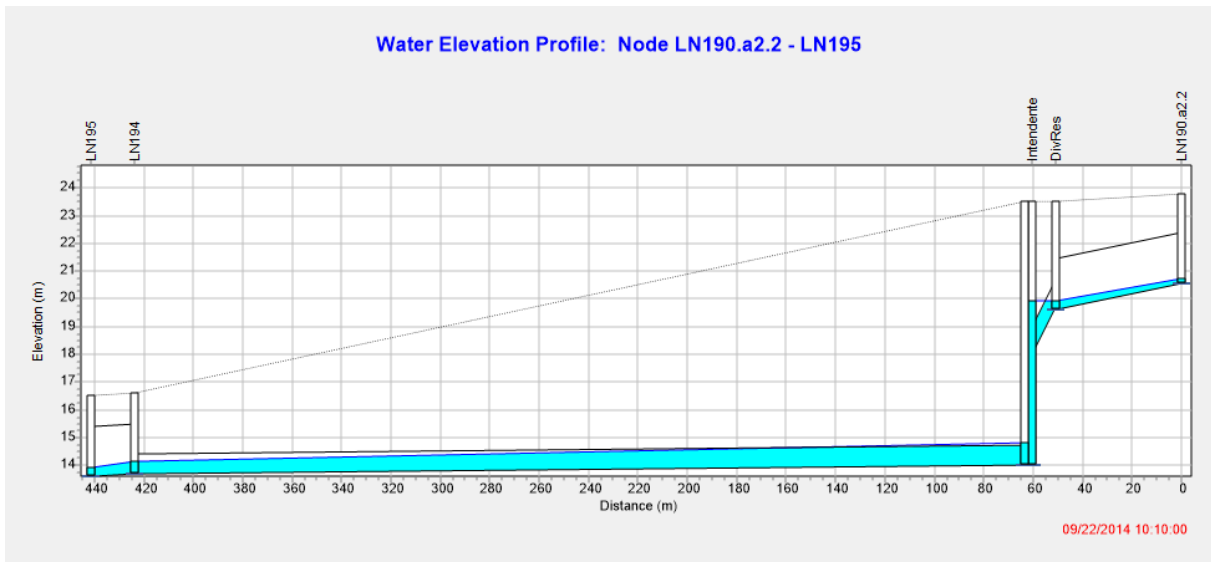


Figura 5.22 - Perfil do escoamento nos troços antes e após o reservatório.

Na Figura 5.23, tal como no cenário anterior, é possível observar a localização do reservatório no sistema, sendo que aqui o caudal também é desviado, por via de um divisor, para o reservatório e descarregado para um nó a montante, graviticamente. É de referir, ainda, que a altura máxima que a água atinge no reservatório é de 5,93 m.

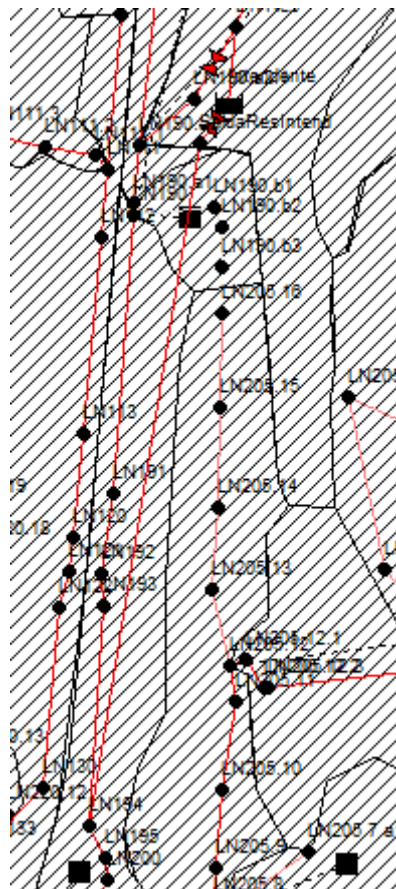


Figura 5.23 – Representação do reservatório da Praça do Intendente no modelo SWMM.

Relativamente ao amortecimento que estes dois reservatórios têm na bacia L, este é de 35% relativo ao cenário de tempo húmido sem reservatório, ligeiramente superior ao amortecimento do cenário 1 (Figura 5.24).

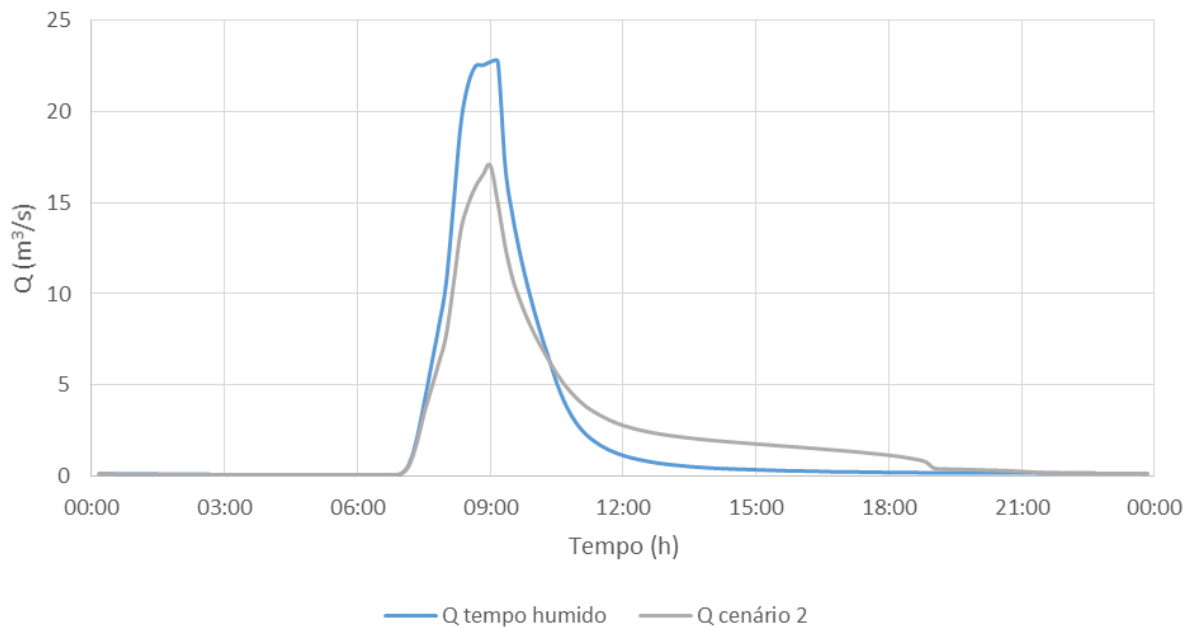


Figura 5.24 - Caudais na conduta T119, antes e após os reservatórios, no cenário 2.

Cenário 3

No terceiro cenário, é adicionado um novo reservatório na bacia, na zona da Praça do Chile (Figura 5.25), simulando assim um cenário com três reservatórios, um na Praça do Chile, outro no Largo do Intendente e outro na Praça do Martim Moniz. Na Tabela 5.5 encontram-se as dimensões do reservatório da Praça do Chile.

Tabela 5.5 - Dimensões do reservatório da Praça do Chile.

Dimensões	
Área da base (m ²)	400
Altura (m)	9,3
Volume (m ³)	2920



Figura 5.25 - Zona ocupada pelo reservatório na Praça do Chile (Google, 2015).

Tal como no cenário anterior, este reservatório também é muito pequeno comparado com o do Martim Moniz, representado um volume de cerca de 7% do volume deste. Como já foi dito, dado que o objetivo desta dissertação passava pela colocação de reservatórios ao longo da bacia, foi adicionado este, mesmo já se tendo alcançado uma solução para o problema com o cenário 1.

Relativamente ao caudal (Figura 5.26), os valores máximo são menores que nos cenários anteriores, sendo os valores nas condutas T65 e T119 de 14,28 m³/s e 16,84 m³/s, respetivamente.

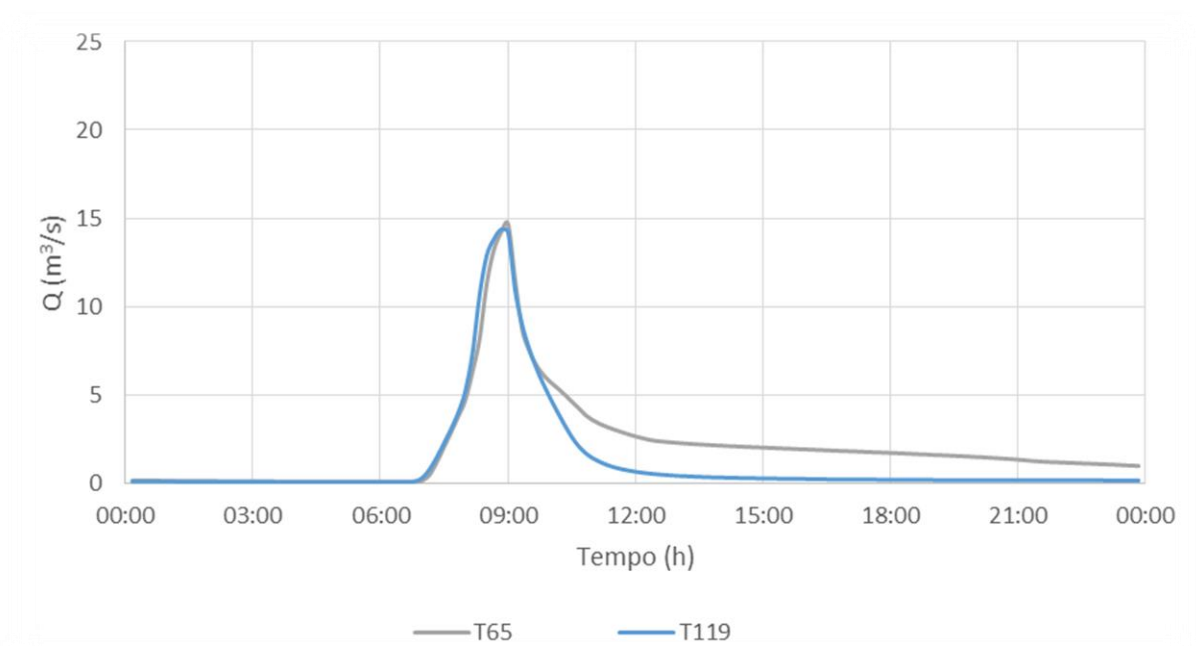


Figura 5.26 - Caudais nas condutas no cenário 3.

Relativamente ao caudal sobre o caudal de secção cheia, pode-se ver que os coletores continuam a não entrar em carga, como era de esperar, como se pode ver pela Figura 5.27, que mostra o perfil do escoamento no troço final da bacia da Avenida Almirante Reis.

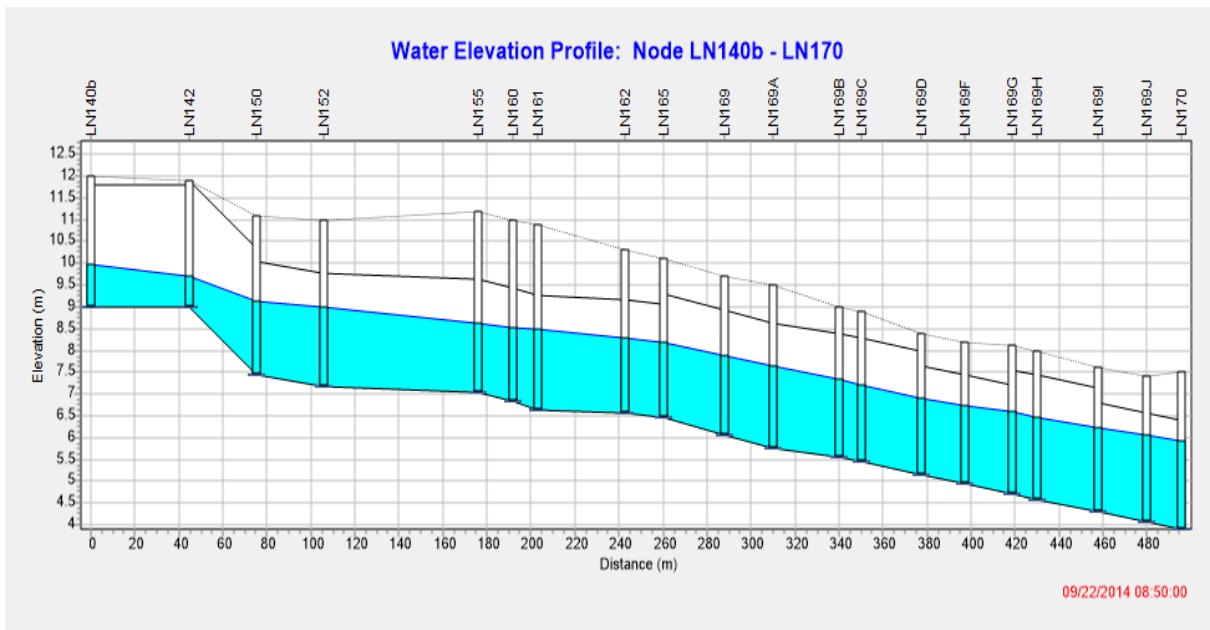


Figura 5.27 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, no cenário 3 (SWMM).

No caso dos reservatórios neste cenário, na Figura 5.28, este tem um amortecimento entre os caudais afluente e efluente de 98%. No caso dos reservatórios da Praça do Martim Moniz e do Largo do Intendente, o amortecimento que estes têm no caudal afluente é de 85% e 82% respetivamente, sendo estes valores idênticos aos dos cenários anteriores. Na Figura 5.29 é possível ver o perfil do reservatório da Praça do Chile. Há que referir que a altura máxima que a água atinge neste reservatório é de 4,11 m.

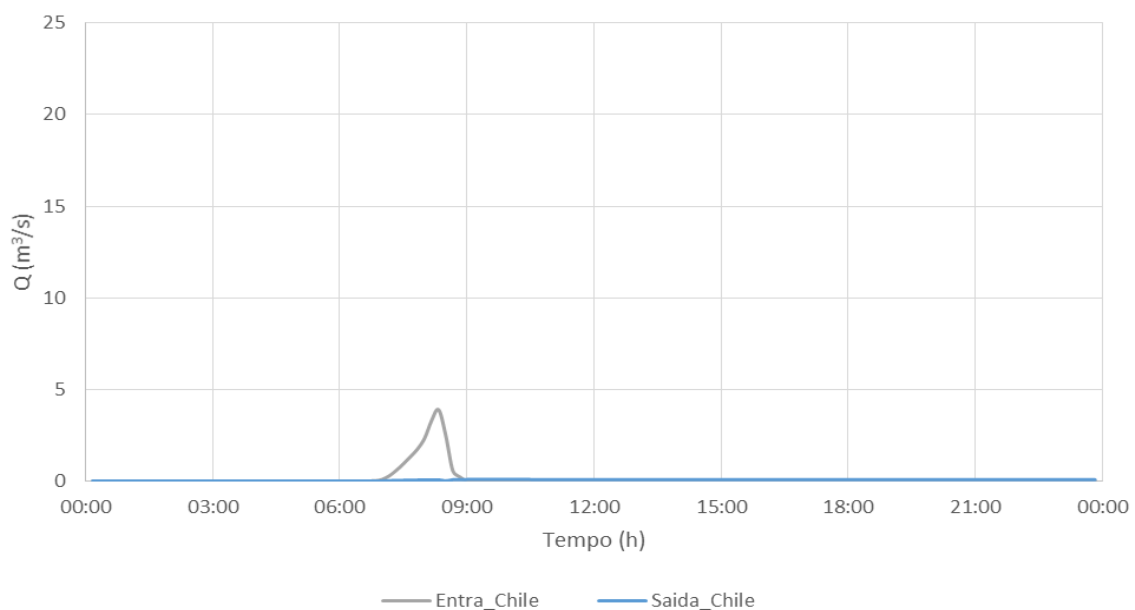


Figura 5.28 - Caudais afluentes e efluentes ao reservatório da Praça do Chile.

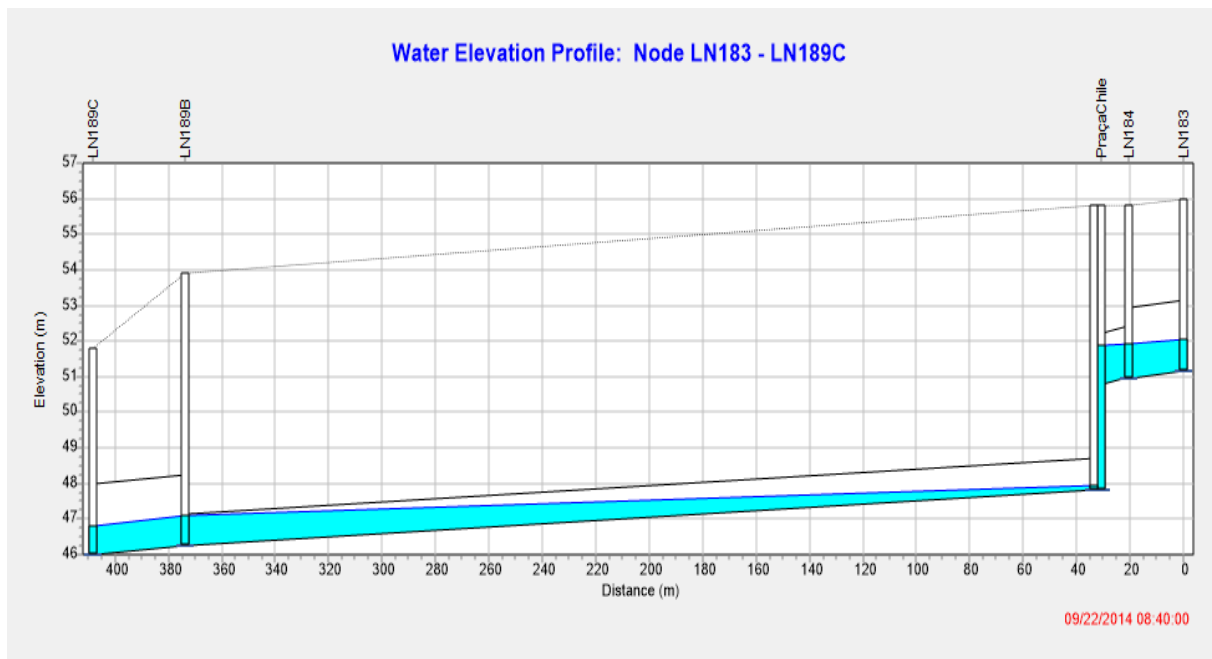


Figura 5.29 - Perfil do escoamento nos trechos antes e após o reservatório.

Na Figura 5.30 tal como nos cenários anteriores, é possível observar a localização deste reservatório no sistema, e do mesmo modo que nos casos anteriores, aqui o caudal também é desviado, através dum divisor para o reservatório, e descarregado para um nó a montante, também graviticamente

Com este cenário de três reservatórios, há um amortecimento nos caudais da bacia de 35%, como se pode ver na Figura 5.31, idêntico ao dos outros cenários anteriores.

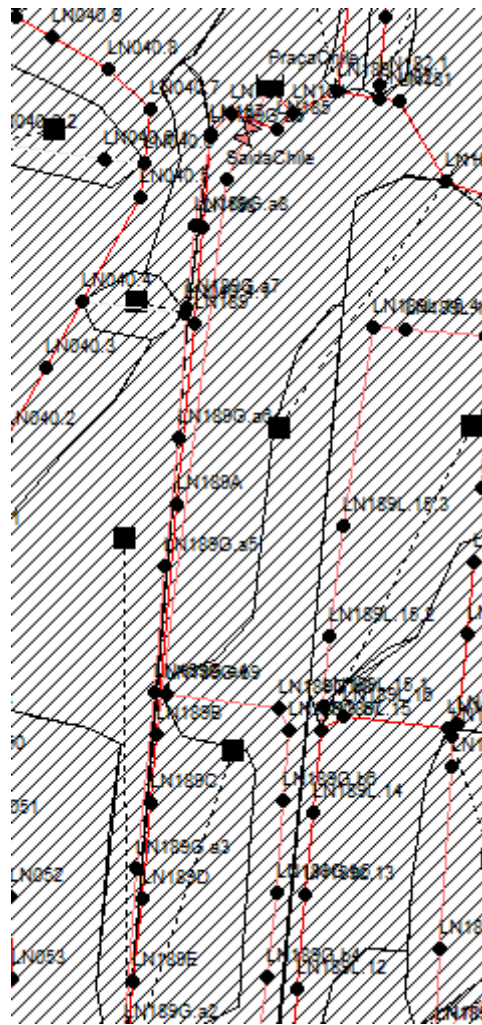


Figura 5.30 - Reservatório da Praça do Chile no modelo SWMM.

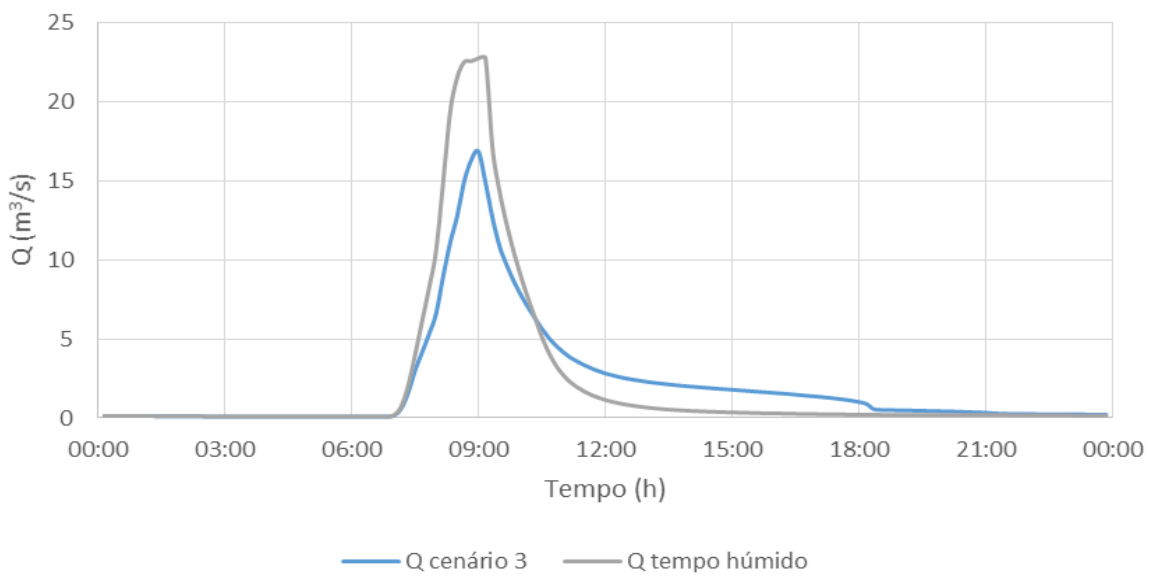


Figura 5.31 - Caudais na conduta T119, antes e após o reservatório, no cenário 3.

5.4.2 – Simulação com coberturas verdes

Neste caso, em vez da utilização de sistema de reserva, opta-se pela alteração da área impermeável através da implantação de telhados verdes sobre parte da bacia, isto é, supõe-se que 20% dos edifícios têm coberturas verdes. Para tal, sabendo que os edifícios representam, em média, cerca de 60% da bacia, e partindo deste princípio, obtém-se uma redução na área impermeável de cerca de 12%, aproximadamente, aumentando deste modo a infiltração na bacia e reduzindo o escoamento superficial, uma vez que o caudal que aflui ao sistema segue o método racional (4), desenvolvido por Mulvaney, onde o caudal (Q) depende do coeficiente de escoamento superficial (C), da intensidade da chuva (i) e da área da bacia (A).

$$Q = C.i.A \quad (4)$$

Com esta medida o modelo devolve um caudal nas condutas T65 e T119 de 13,85 m³/s e 21,72 m³/s, respetivamente, ligeiramente inferiores aos caudais na simulação de tempo húmido inicial.

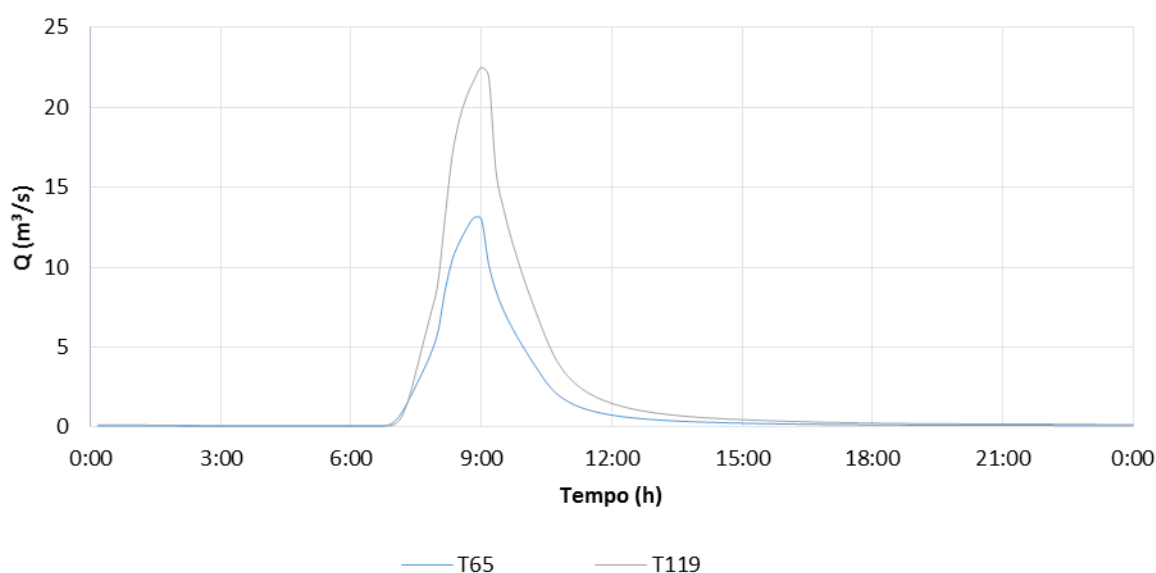


Figura 5.32 - Caudais nas condutas na simulação com coberturas verdes.

Neste cenário, também os caudais sobre caudal de secção cheia são menores que no caso inicial, contudo, continuam a existir coletores em carga no troço final da bacia (Figura 5.33), sendo que se podem observar inundações nos nós LN150 e LN169D, resultando, respetivamente, numa saída de 768 m³ e 312 m³ pelas tampas das caixas de visita, sendo estes volumes inferiores ao cenário sem estas coberturas.

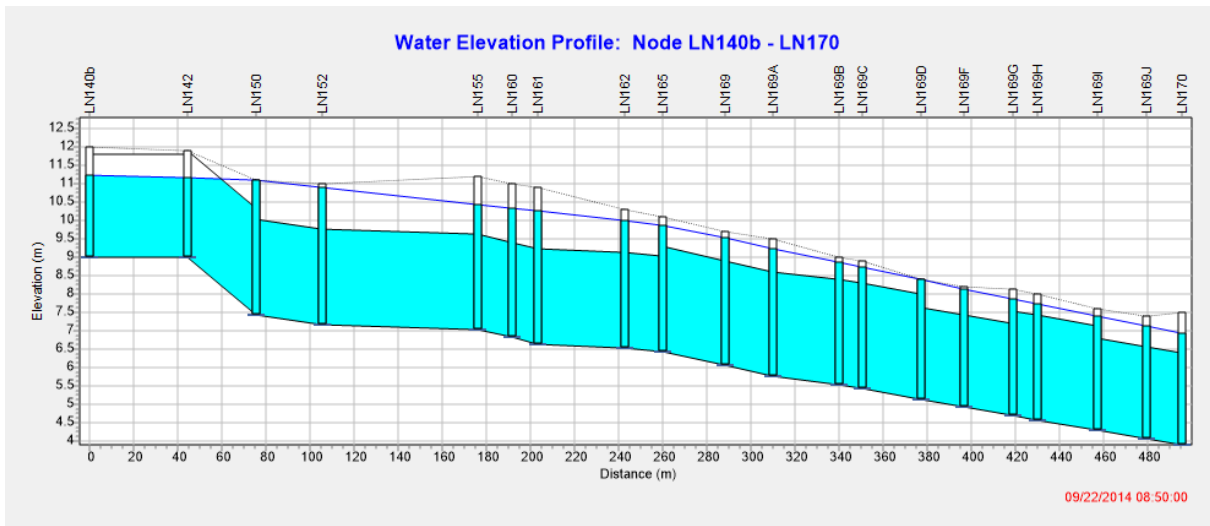


Figura 5.33 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, no cenário com telhados verdes (SWMM).

O amortecimento que esta medida tem na bacia é reduzido, rondando os 5%, relativamente ao cenário sem este tipo de coberturas.

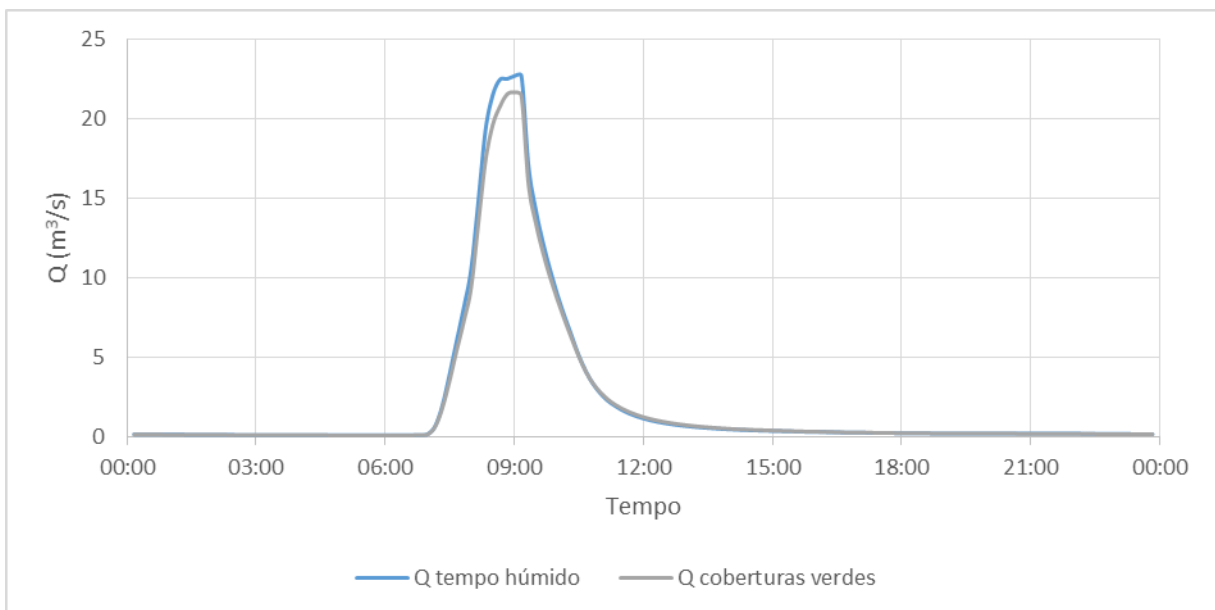


Figura 5.34 - Caudais na conduta T119, antes e após a instalação das coberturas verdes.

Deste modo, esta medida não apresenta grande vantagem na melhoria das condições do escoamento nos coletores, contudo poderá ser utilizada como um meio de auxílio a outras medidas com mais efeito, não esquecendo ainda que esta medida implica grandes investimentos na melhoria da estrutura dos edifícios, porque muitos dos existentes na área podem não apresentar capacidade de suportar solo, água e plantas.

5.4.3 – Simulação combinada com reserva e coberturas verdes

Por fim, foi combinado o cenário da simulação com reserva que apresentou melhores resultados, o cenário 3, com a hipótese de telhados verdes, que apesar de não aparentar ser necessário calcular este cenário, dado o nível académico do trabalho, achou-se interessante juntar os dois tipos de soluções. Ao combinar estes cenários, obteve-se um caudal máximo nas condutas T65 e T119 de 13,74 m³/s e 13,99 m³/s, menores que no evento de tempo húmido, além de serem praticamente idênticos, o que leva a crer que no pico, o caudal no sistema é praticamente constante.

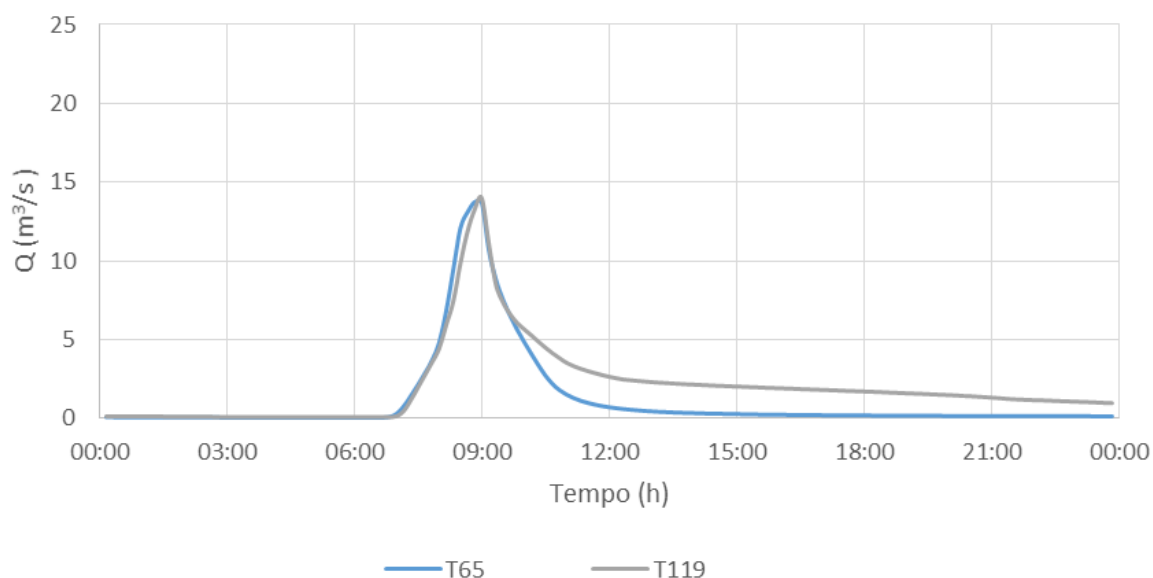


Figura 5.35 - Caudais nas condutas na simulação combinada.

No caso do caudal sobre caudal de secção cheia, este valor é de 0,98 na conduta T119, deixando esta de estar em carga, o que tinha sido constantemente observado nos cenários anteriores. Tal como esta conduta, também as condutas a montante deixam de estar em carga, como se pode ver na Figura 5.36.

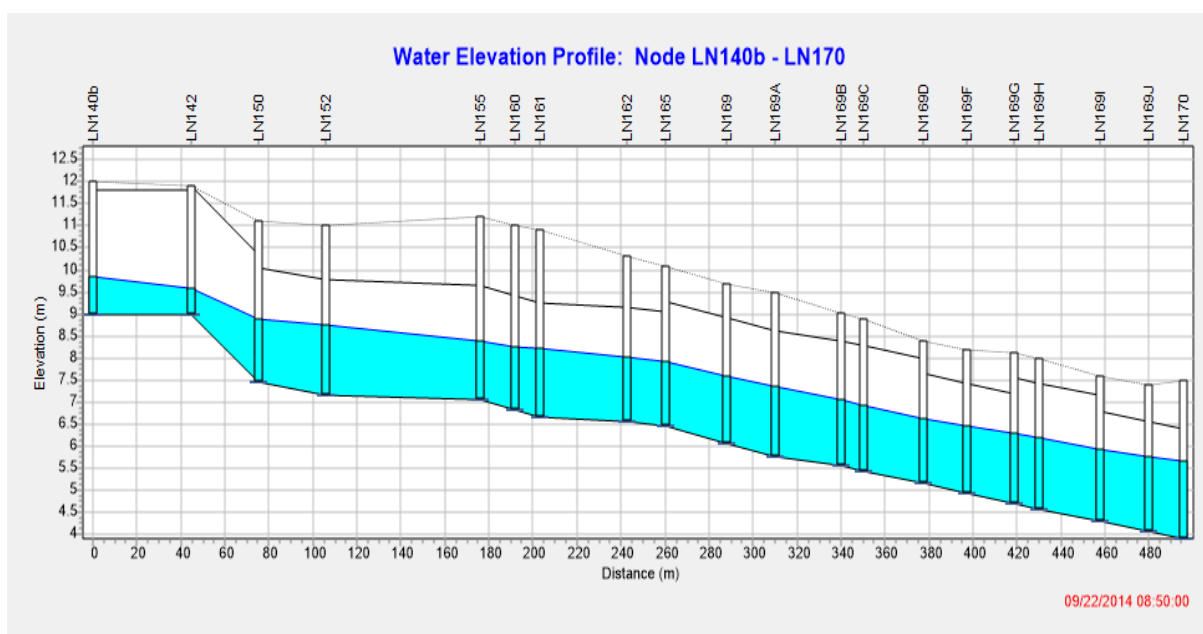


Figura 5.36 - Perfil do escoamento entre os nós LN140b e LN170, na solução combinada (SWMM).

Relativamente ao amortecimento que cada reservatório tem nos caudais que lhe são afluentes, todos eles apresentam valores semelhantes aos do cenário 3, com amortecimentos entre o caudal que aflui aos reservatórios e o que sai destes, para a Praça do Chile, o Largo do Intendente e a Praça do Martim Moniz, na ordem dos 97%, 82% e 84%, respetivamente.

Já o amortecimento que todas estas medidas combinadas têm na bacia L é de 38% (Figura 5.37), sendo que neste cenário, todas estas medidas permitem que o risco de inundações na zona final da bacia seja reduzido.

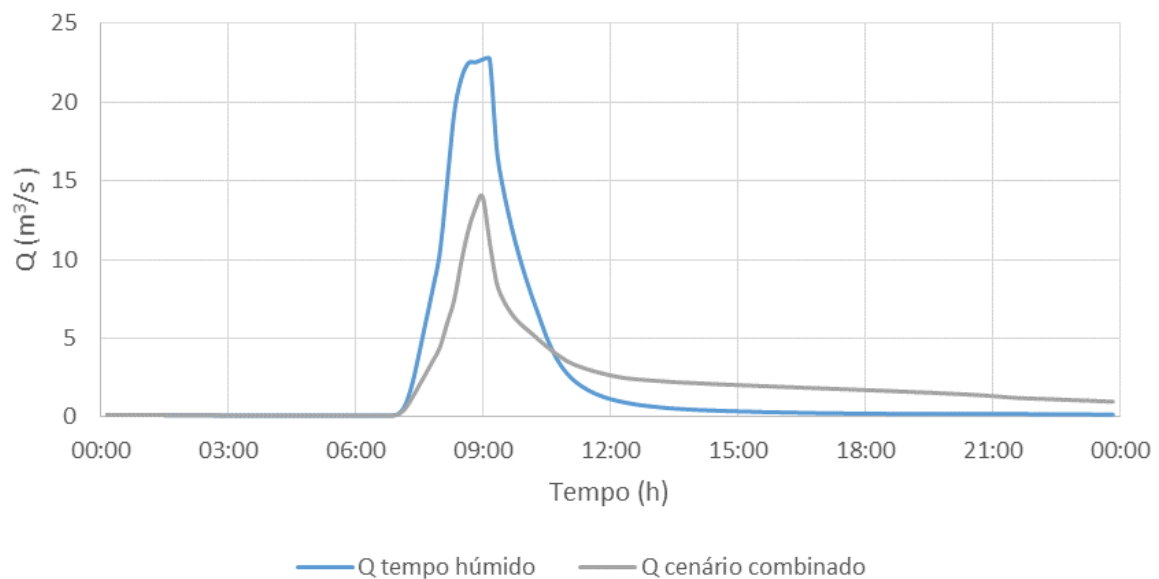


Figura 5.37 - Caudais na conduta T119, antes e após o reservatório e as coberturas verdes, na simulação com as duas soluções combinadas.

6 – Conclusões

As inundações têm sido um problema nos grandes centros urbanos, devido principalmente à grande área impermeável, poucos espaços verdes e condutas com falta de manutenção ou limpeza. Este fenómeno resulta muitas vezes em gravosos danos económicos, patrimoniais e sociais, pondo por vezes vidas em risco ou pondo em causa as condições de saúde pública.

Desta forma, é necessário recorrer a várias medidas para minimizar os danos das inundações nas cidades, que podem passar pela alteração do diâmetro das condutas, transvase para bacias vizinhas, medidas de reserva, criação de bacias de retenção ou aumentando a infiltração na bacia.

Na cidade de Lisboa, também ocorre este desastre natural sendo para tal, necessário tomar medidas para minimizar os efeitos deste. Para tal, teve-se em conta a uma das bacias da cidade, a bacia L - Avenida Almirante Reis, onde se recorreu ao modelo SWMM, de modo a modelar a bacia em estudo e onde se testaram vários cenários, de modo a encontrar uma solução para este problema.

Assim, foi feita uma simulação com reserva, com três cenários, com a introdução de 1, 2 e 3 reservatórios. No primeiro cenário onde se instalou um reservatório na Praça do Martim Moniz, tendo este um amortecimento de 90% no caudal afluente, e um amortecimento de 31% na bacia, comparativamente à simulação de tempo húmido. Já no segundo cenário, recorrem-se a dois reservatórios, um na Praça do Martim Moniz e outro no Largo do Intendente, sendo que no primeiro se observa um amortecimento de 82%, bem como no segundo, com o valor de 82%. Já o efeito que estas medidas têm no amortecimento do caudal efluente da bacia é de 35%, ligeiramente superior ao cenário 1, uma vez que o segundo reservatório leva a que haja uma tendência para harmonizar os caudais de ponta. Por fim, no terceiro cenário de reserva, tem-se um amortecimento na bacia de 35%, devido à introdução de um reservatório na zona da Praça do Chile, que produz um amortecimento de 98% nos caudais afluentes a este, uma vez que a entrada de água neste é muito maior que a saída, levando a que haja a retenção de grande parte do caudal. Tal como no cenário anterior, os reservatórios do Largo do Intendente e da Praça do Martim Moniz têm amortecimentos de 82% e 85%, respetivamente. É de notar que em qualquer uma destas hipóteses, nenhum dos coletores finais da bacia se encontravam em carga.

Na simulação com coberturas verdes, supõe-se que há a implantação de coberturas verdes em 20% dos edifícios da bacia, observa-se uma diminuição da área impermeabilizada na ordem dos 8%, obtém-se um amortecimento de apenas 5%, sendo que apesar de esta medida não apresentar grande vantagem na redução dos caudais no final da bacia, poderá ser utilizada como um meio de auxílio a outras medidas mais eficientes.

Na simulação que combina o cenário com os três reservatórios com a simulação com coberturas verdes, obteve-se um amortecimento dos caudais efluentes na bacia de 38%, sendo esta uma hipótese para combater as inundações, uma vez que não existem coletores em carga.

Apesar de este cenário ser o que melhor previne a ocorrência de inundações, uma vez que caso haja algum problema numa zona da bacia, existe um reservatório noutra que pode servir de suporte bem

como o facto de existirem coberturas verdes, o que diminui o escoamento superficial, é importante ter em conta que tanto a instalação de reservatórios como a implantação destas coberturas são uma medida dispendiosa e que requer uma adequada manutenção e gestão, além de existir a possibilidade da cidade não estar preparada para receber estas infraestruturas, principalmente no caso da instalação de coberturas verde, pois grande parte dos edifícios da cidade estão numa situação delicada em termos de estruturas ou no caso dos reservatórios, pois seria necessário fazer-se perfurações na cidade, o que também é uma medida a evitar. É ainda de ressaltar que o cenário 1 tem um amortecimento na bacia ligeiramente inferior que o cenário das medidas combinadas, e ao mesmo tempo resolve o problema das inundações, o que indica a que esta poderá ser uma melhor solução, uma vez que admite menos infraestruturas e ao mesmo tempo já tem em conta uma existente, o parque de estacionamento debaixo da Praça do Martim Moniz.

De futuro, deveram ser estudados cenários que contemplem a utilização de outras medidas, como a alteração e melhoramento das condutas, sendo que também seria aconselhável à CML proceder ao melhoramento do cadastro, uma vez que este se encontra incompleto em algumas zonas, o que permite um estudo mais pormenorizado da zona e, conseqüentemente, uma intervenção mais eficaz.

7 – Bibliografia

Almeida, M. Céu., Brito, R. S., Cardoso, M. A., Palma, J., Ribeiro, A. S. (2015). Curso: Modelação Matemática de Sistemas de Águas Residuais e Pluviais. Associação Portuguesa de Engenharia Sanitária e Ambiental. Lisboa: LNEC, Portugal.

Amorim, J. (2008). Modelação e Gestão Avançada de Sistemas de Drenagem Urbana. Lisboa, Portugal.

Assembleia Municipal de Lisboa (2015). Cheias em Lisboa: causas das sistemáticas inundações que assolaram Lisboa, nos meses de setembro e outubro de 2014. Comissão de Ambiente e Qualidade de Vida. Lisboa, Portugal.

Bentley. 2014. Site da Bentley, www.bentley.com/~asset/14/1710.ashx. Visitado a 11 de julho de 2016.

Cardoso, M. A. (2008). Avaliação do desempenho de sistemas de drenagem urbana. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

CHIRON, ENGIDRO e HIDRA. (2006). Plano Geral de Drenagem de Lisboa. Fase A: Desenvolvimento da solução proposta. Lisboa: EMARLIS, Portugal.

CHIRON, ENGIDRO e HIDRA. (2006). Plano Geral de Drenagem de Lisboa. Fase B: Desenvolvimento da solução proposta. Lisboa: EMARLIS, Portugal.

CHIRON, ENGIDRO e HIDRA. (2007). Plano Geral de Drenagem de Lisboa. Fase E: Desenvolvimento da solução proposta. Lisboa: EMARLIS, Portugal.

CML (2014). A Economia de Lisboa em Números 2014. Camara Municipal de Lisboa. 2014

CML (2015a). Site da Camara Municipal de Lisboa, www.cm-lisboa.pt/municipio/demografia. Acedido a 5 de setembro de 2015.

CML (2015b). Site da Camara Municipal de Lisboa, www.cm-lisboa.pt/municipio/historia. Acedido a 19 de setembro de 2015.

CML (2015c). Site da Camara Municipal de Lisboa, www.cm-lisboa.pt/viver/seguranca/protecao-civil-e-socorro/riscos-da-cidade. Acedido a 19 de setembro de 2015.

Fagan, Cassandra. Maidment, David. (2015). Introduction to Bentley PondPack, University of Texas at Austin. USA.

Ferreira, F. M. (2006). Modelação e Gestão Integrada de Sistemas de Águas Residuais. Lisboa, Portugal.

Ferreira, F., David, L., Matos, J. (2011). Simulação Dinâmica de Sistemas de Drenagem: Formulação e princípios gerais; Descrição sumária de modelos e Exemplos de casos de estudo nacionais. Lisboa, Portugal.

Gaspar, T. C. F. (2013). Modelos de apoio à decisão para gestão de riscos de cheias em bacias hidrográficas urbanizadas. Lisboa, Portugal.

MAOTDR. (2007). Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais. Ministério do Ambiente, Ordenamento do Território e Desenvolvimento Regional. Lisboa, Portugal.

Matos, J., & Monteiro, A. (2011). Sistemas de Drenagem de Águas Residuais. Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

Matos, M.R. (1987). Métodos de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana. Tese de Especialista do LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal

Matos, J. S. (2003) Aspectos Históricos e Actuais da Evolução da Drenagem de Águas Residuais em Meio Urbano. Revista Engenharia Civil – Número 16, páginas 13-23. Universidade do Minho, Portugal

Matos, R., Almeida, M. d., & Cardoso, A. (1994). Introdução ao problema e aos conceitos. Curso sobre Modelação de Sistemas de Drenagem Urbana, Estações de Tratamento e Impacte nos Meios Recetores, 4 a 6 de Julho. Lisboa: LNEC, Portugal.

Matos, R. (2008) Soluções de controlo na origem de águas pluviais. Gestão Integrada de Sistemas de Saneamento. LNEC.

Meller, A. (2004). Simulação Hidrodinâmica Integrada de Sistemas de Drenagem em Santa Maria - RS. Universidade Federal de Santa Maria. Brasil.

Miranda, J. H. (1997). Modelo para simulação dinâmica da água em sistemas de drenagem subterrânea e cálculo do espaçamento económico entre drenos. São Paulo, Brasil.

ML (2015). *Site* Mudanças em Lisboa, <http://www.mudancasemlisboa.com/historia-de-lisboa.html>, acedido em 14 de Outubro de 2015.

PEAASAR 2000-2006 (2000). Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período de 2000-2006. Lisboa, Portugal.

PEAASAR 2007-2013 (2007). Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais para o período de 2007-2013. Lisboa, Portugal.

PENSAAR 2020 (2014). Plano Estratégico Nacional para os Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais até 2020, Lisboa, Portugal.

Salgado, A. A. S. (2013). Modelação como apoio à Estimativa de Indicadores de Desempenho de Sistemas de Drenagem de Águas Residuais. Lisboa, Portugal.

Soares, A. M., Antão, A. (2008). Evolução do Sector da Água e Saneamento - Perspectivas Futuras. Associação Portuguesa de Distribuição e Drenagem de Águas, Portugal.

Soares, A., Pereira, B., Santos, C., Ramos, C., Oliveira, P., Vaz, T. (2004). Inundações Urbanas: o Caso das Ruas de St.^a Marta, S. José e Portas de St.^o Antão (Lisboa), Faculdade de Letras da Universidade de Lisboa. Lisboa, Portugal.

SUDERHSA. (2002). Plano Director de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba. Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Curitiba, Brasil.

Rossman, L. A. (2010). Storm Water Management Model - User's Manual. U.S.A.

