



**António Filipe**

**Vilar Ferreira**

**Diagnóstico da rede de águas pluviais nas  
bacias urbanas do setor poente de Aveiro  
(Santiago – Universidade)**





**António Filipe  
Vilar Ferreira**

**Diagnóstico da rede de águas pluviais nas  
bacias urbanas do setor poente de Aveiro  
(Santiago – Universidade)**

Projeto apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente, realizado sob a orientação científica da Professor Doutor José Figueiredo, Professor Auxiliar do Departamento de Ambiente e Ordenamento da Universidade de Aveiro.



## **O júri**

Presidente

Professora Doutora Maria Helena Gomes de Almeida Gonçalves Nadais,  
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

Professor Doutor José de Jesus Figueiredo da Silva,  
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro (Orientador)

Professor Doutor Joaquim Miguel Gonçalves Macedo,  
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro (Arguente)



## **Agradecimentos**

Em primeiro lugar, um enorme agradecimento ao meu orientador professor José Figueiredo, por todo o apoio, paciência orientação e palavras encorajadoras nos momentos em que nada parecia correr bem.

À Câmara Municipal de Aveiro e em especial ao Engenheiro João Pontes pela disponibilização dos materiais e de informações essenciais à realização deste trabalho.

A todos os meus amigos que de alguma forma estiveram sempre presentes e me apoiaram quando mais precisava.

Por fim, mas nunca menos importante, a toda a minha família, em especial aos meus pais que tanto lutaram para dar um rumo à minha vida e por todos os valores que me passaram.

A todos, o meu sentido obrigado.



**Palavras-chave**

Sistemas de drenagem de águas pluviais, coletores, caixas de visita, pontos de descarga, SWMM.

**Resumo**

O crescimento das áreas urbanas provoca um aumento da impermeabilização do solo que por sua vez conduz ao aumento dos caudais de escoamento superficial das águas pluviais levando assim à ocorrência de inundações mais frequentes. No caso da cidade de Aveiro as fortes precipitações que por vezes ocorrem aliada à morfologia atual de algumas áreas da cidade originam todos os anos situações de alagamento.

Neste projeto, é feita a identificação da rede de águas pluviais existente no sector poente da cidade de Aveiro na área compreendida entre o bairro de Santiago e a Universidade. Recorrendo ao modelo *Storm Water Management Model (SWMM)* é feita uma simulação dos caudais resultantes a um evento de precipitação intensa, de forma a identificar os pontos críticos existentes. Dos resultados da simulação é possível concluir que a maior parte dos pontos críticos estão situados entre a Avenida da Universidade e o campus Universitário.

Por fim, são apresentadas duas soluções para tentar eliminar os pontos críticos identificados, sendo que essas soluções têm como ideia base a utilização do esteiro de S. Pedro como um novo ponto de descarga, eliminando assim a ligação que existe entre o bairro de Santiago e a Universidade. Com a simulação e avaliação das soluções conclui-se que as soluções propostas são viáveis e que minimizam e em certos casos eliminam os pontos críticos da área de estudo.



**Keywords**

rainwater drainage systems, conduit, visit boxes, discharge points, SWMM.

**Abstract**

The growth of urban areas causes an increase in the waterproofing of the soil, which leads to increase the flows of surface runoff from rainwater, leading to the occurrence of more frequent floods. In the case of the city of Aveiro the strong precipitations that sometimes occur, allied to the current morphology of some areas of the city, originate situations of flooding every year.

In this project, identifies the existing rainwater network in the western sector of the city of Aveiro in the area between Santiago neighborhood and the University. Then, using the Storm Water Management Model (SWMM), a simulation is performed for an intense precipitation event to identify the existing critical points. From the results of the simulation it's possible to conclude that most of the critical points are located between the University Avenue and the University campus.

Finally, two solutions are presented to try to eliminate the identified critical points, and these solutions are based on the use of S.Pedro stele as a new point of discharge, thus eliminating the connection between the Santiago district and the University. With the simulation and evaluation of the solutions it's concluded that the proposed solutions are feasible and that they minimize and, in some cases, eliminate the critical points of the study area.



# Índice

Índice de Figuras .....	vii
Índice de tabelas .....	ix
Índice de Equações.....	ix
Capítulo 1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e objetivos do trabalho .....	2
1.2 Estrutura do texto .....	5
Capítulo 2. Sistemas de drenagem de águas pluviais .....	7
2.1 Tipos de sistemas .....	7
2.2 Constituintes de uma rede de águas pluviais.....	7
2.2.1 Dispositivos de entrada .....	8
2.2.2 Ramais, caixas e coletores de ligação.....	10
2.2.3 Câmaras de visita .....	11
2.2.4 Coletores .....	12
Capítulo 3. Metodologia.....	15
3.1. Delimitação da área de estudo e identificação da rede de coletores.....	15
3.1.1 Caracterização dos Pontos de Descarga e respetivas áreas de drenagem .....	19
3.2 Preparação dos dados para o modelo da área de estudo .....	21
3.2.1 Seleção dos nós .....	21
3.2.2 Criação das sub -bacias .....	21
3.2.3 Dimensionamento da rede de coletores.....	23
3.2.4 Criação de séries temporais de precipitação .....	30
3.3 Aplicação do modelo SWMM à área de estudo.....	31
3.3.1 Caixas de Visita (Junctions) .....	32
3.3.2 Sub-bacias (Subcatchments) .....	33
3.3.3 Coletores (Conduits).....	41
3.3.4 Pontos de Descarga (Nós exutórios) .....	43
3.3.5 Pluviómetro (Rain Gages).....	44
3.3.6 Escolha das opções de simulação .....	45
Capítulo 4. Resultados da simulação com o modelo SWMM .....	49
4.1 Comparação de métodos de infiltração.....	49
4.2 Efeito da interligação entre dois coletores principais (tubo ladrão).....	55
4.3 Verificação dos diâmetros dos coletores existentes.....	59
4.3.1 Resultados do cálculo de diâmetros dos coletores.....	59
4.4 Simulação da área de estudo a um evento de precipitação intensa .....	62

Capítulo 5. Proposta e avaliação de medidas para evitar alagamentos .....	67
5.1 Ponto de descarga no esteiro de S.Pedro .....	67
5.1.1 Medida Complementar .....	73
Capítulo 6. Conclusões e perspectivas futuras .....	81
6.1 Conclusões gerais .....	81
6.2 Proposta para o desenvolvimento do trabalho .....	82
Bibliografia .....	83
Anexos.....	85
Anexo 1.....	85
Anexo 2.....	87
Anexo 3.....	92

## Índice de Figuras

Figura 1: Ciclo hidrológico antes e depois da urbanização .....	1
Figura 2: Gráfico com valores médios de precipitação para o período de 1971-2000 (Fonte: IPMA).....	3
Figura 3: Fotografias tiradas aos vários pontos críticos identificados aquando o evento de precipitação intensa ocorrido a 19 de Abril de 2017 .....	4
Figura 4: Rede de águas pluviais em planta .....	8
Figura 5: Rede de águas pluviais em corte.....	8
Figura 6: a: Exemplo de uma sarjeta; b: Exemplo de um sumidouro .....	9
Figura 7: Diferentes bacias hidrográficas existentes com base nos pontos de descarga identificados.....	16
Figura 8: Área de estudo delimitada, com todos os coletores existentes identificados. ....	17
Figura 9: Área de estudo final, com todos os coletores traçados (a verde os que têm informações e a vermelho os que não têm), bem como as diferentes bacias existentes e os respetivos pontos de descarga.....	18
Figura 10: Ponto de descarga da Avenida Artur Ravara e toda a área de drenagem associada. ....	19
Figura 11: Ponto de descarga da Universidade e toda a área de drenagem associado .....	20
Figura 12: Ponto de descarga da urbanização Chave e toda a área de drenagem associada. ...	21
Figura 13: Representação de todas as sub-bacias criadas com o Google Earth. ....	22
Figura 14: Curvas de intensidade-duração-frequência aplicáveis a Portugal Continental (Padrão,2016).....	27
Figura 15: Interface do SWMM para a introdução das características dos nós .....	33
Figura 16: Exemplo de como determinar a área de uma sub-bacia recorrendo ao Google Earth. ....	34
Figura 17: Interface do SWMM para a introdução das características das sub-bacias. ....	41
Figura 18: Interface do SWMM para a introdução das características dos coletores. ....	43
Figura 19: Interface do SWMM para a introdução das características dos pontos de descarga.....	44
Figura 20: Interface do SWMM para a introdução das características do pluviómetro. ....	45

Figura 21: Série temporal usada para a primeira comparação.....	49
Figura 22: Representação do escoamento superficial utilizando: gráfico a- o método SCS; gráfico b - o método de Horton modificado. ....	50
Figura 23: Infiltração no sistema segundo: gráfico a-método SCS; gráfico b- método de Horton modificado; .....	51
Figura 24: Série temporal usada para a segunda comparação .....	52
Figura 25: Simulação do caudal de saída do sistema: gráfico a – usando o método SCS; gráfico b – usando o método de Horton modificado.....	53
Figura 26: Simulação da infiltração total do sistema: gráfico a – usando o método SCS; gráfico b – usando o método de Horton modificado.....	54
Figura 27: Imagem retirada do Google Earth com a localização do tubo ladrão.....	56
Figura 28: Funcionamento do tubo ladrão pelo método SCS; gráfico a: altura de água, do nó de entrada (N60)-a vermelho, e do nó de saída (N03)- a azul; gráfico b- capacidade do tubo ladrão; gráfico c- caudal de água transportada no tubo ladrão .....	57
Figura 29: Funcionamento do tubo ladrão pelo método de Horton modificado; gráfico a: altura de água, do nó de entrada (N60)- a vermelho, e do nó de saída (N03)-a azul; gráfico b- capacidade do tubo ladrão; gráfico c- caudal de água transportada no tubo ladrão.....	58
Figura 30: Representação dos coletores segundo o dimensionamento para um período de retorno de 5 anos.....	61
Figura 31: Resultado da simulação do SWMM usando o método de Horton modificado para os 50 minutos de simulação. ....	62
Figura 32: Resultado da simulação do SWMM usando o método SCS para os 50 minutos de simulação. ....	63
Figura 33: Resultado da simulação do SWMM usando o método de Horton modificado para os 65 minutos de simulação. ....	64
Figura 34: Resultado da simulação do SWSSSSMM usando o método SCS para os 65 minutos de simulação. ....	65
Figura 35: Imagem retirada do Google Earth das alterações efetuadas na área de estudo caso seja introduzido um novo ponto de descarga no Esteiro de São Pedro. ....	68
Figura 36: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método de Horton modificado para os 50 minutos de simulação.....	69
Figura 37: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método SCS para os 50 minutos de simulação. ....	70
Figura 38: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método de Horton modificado para os 65 minutos de simulação.....	71
Figura 39: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método SCS para os 65 minutos de simulação. ....	72
Figura 40: Imagem retirada do Google Earth das alterações efetuadas na área de estudo caso seja implementada a medida complementar. ....	74
Figura 41: Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método de Horton modificado para os 50 minutos de simulação. ....	75
Figura 42: Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método SCS para os 50 minutos de simulação.....	76
Figura 43: Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método de Horton modificado para os 65 minutos de simulação. ....	77
Figura 44: Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método SCS para os 65 minutos de simulação.....	78

Figura 45: Caudal de inundação existente na caixa de visita junto o ISCAA. Gráfico a - situação atual; Gráfico b-situação caso as alternativas sejam aplicadas. ....	79
Figura 46: Mapa da cidade com os coletores a que a câmara municipal de Aveiro tem informações.....	86
Figura 47: Geometria de um coletor (retirado da empresa “Belmiro & Barreira, Lda.”).....	91
Figura 48: Diferentes diâmetros produzidos pela empresa “Belmiro & Barreira, Lda.”, com as respetivas propriedades dos mesmos.....	92
Figura 49: Localização das sub-bacias no modelo SWMM.....	94
Figura 50: Localização dos coletores no modelo SWMM .....	97
Figura 51: Localização das caixas de visita e dos pontos de descarga no modelo SWMM.....	100

## Índice de tabelas

Tabela 1: Coeficiente “C” em função do período de retorno, para diversas tipologias de superfície.....	25
Tabela 2: Intensidade de precipitação para vários intervalos de tempo.....	30
Tabela 3: Série de precipitação criada. ....	31
Tabela 4: Estimativas do coeficiente de rugosidade de Manning para escoamentos superficiais (Rossman,2015).....	35
Tabela 5: Estimativas generalizadas de Ks para as diferentes classes de solo (Rossman,2015). 38	
Tabela 6: Valores representativos de f0 (Rossman,2015).....	38
Tabela 7: Curve Number para os diferentes usos de solo (Rossman,2015). ....	40
Tabela 8: Balanço de volume do sistema para o método SCS e para o método de Horton modificado. ....	54
Tabela 9: Comparação entre diâmetro real, diâmetro dimensionado e diâmetro comercial, (estando assinalado a vermelhos os coletores que não existem informações, sendo, no entanto, os diâmetros considerados para a simulação). ....	59
Tabela 10: Passos para o cálculo do dimensionamento dos coletores.....	90
Tabela 11: Propriedades das sub-bacias. As linhas a vermelho representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar. ....	93
Tabela 12: Propriedades dos coletores. As linhas a vermelho representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo representa as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar. ....	96
Tabela 13: Propriedades das caixas de visita e dos pontos de descarga. As linhas a vermelho representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo representa as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar.....	99

## Índice de Equações

Equação 1: Método Racional .....	23
Equação 2: Coeficiente de escoamento médio.....	26
Equação 3: Tempo de percurso.....	28

Equação 4: Caudal de escoamento .....	29
Equação 5: Equação de Manning .....	29
Equação 6: Intensidade para um período de retorno de 5 anos .....	30
Equação 7: Equação de Horton .....	37
Equação 8: Tempo de secagem.....	39



## Capítulo 1. Introdução

Um pouco por todo o mundo têm surgido novas áreas urbanas e as já existentes, têm de forma geral apresentado uma tendência de crescimento. Atualmente, cerca de 50% da população humana vive em zonas urbanas, um crescimento muito significativo tendo e tivermos em atenção que em 1950 era de apenas 30%. As previsões indicam ainda que este valor continuará a aumentar no futuro, sendo expectável que em 2050, 70% da população mundial viva em zonas urbanas (PRB, 2017).

Este crescimento urbano traz e continuará a trazer consigo alterações significativas na paisagem, causando inevitavelmente perturbações nos processos naturais que aí ocorrem.

De um modo geral, a construção urbana é responsável pela remoção de grande parte da cobertura vegetal existente, que é substituída por asfalto e betão, tornando a superfície nestas zonas mais impermeáveis, para além disso as pequenas depressões e padrões de drenagem nativos que originalmente intercetavam e armazenavam a água da chuva são eliminados (Swartz e Belan, 2010), alterando o ciclo hidrológico (figura 1)

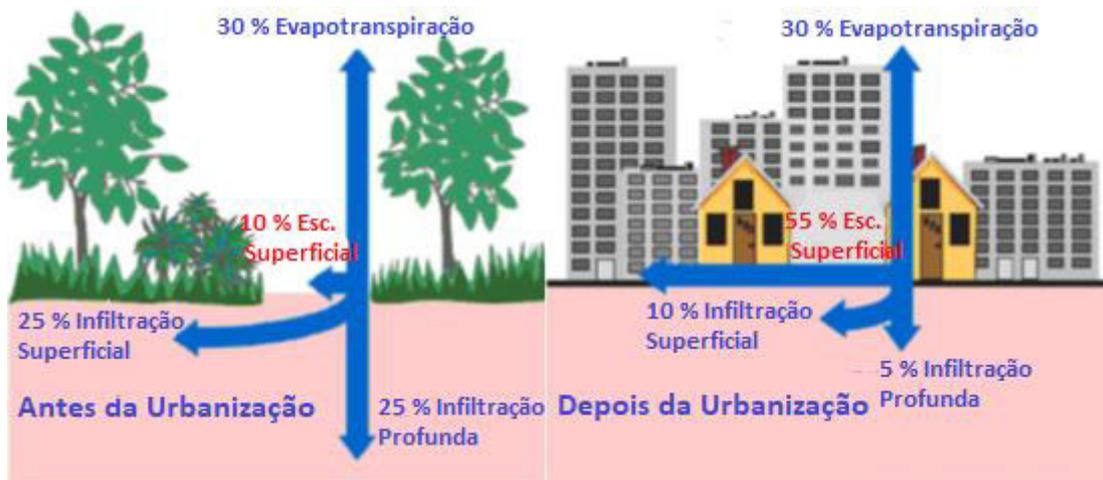


Figura 1: Ciclo hidrológico antes e depois da urbanização

A impermeabilização do solo e a remoção da cobertura vegetal alteram os caminhos preferenciais da água, escoando mais rápido e ficando retida nas partes mais baixas, onde devido à impermeabilização a montante, a água chega com elevada energia, podendo ter efeitos catastróficos, como inundações.

As inundações aumentam de frequência e de magnitude, não só devido à impermeabilização, mas também devido ao mau dimensionamento nos sistemas de drenagem de águas pluviais onde, na maioria dos casos, as redes existentes foram dimensionadas para cenários e ambientes que não correspondem às situações atuais (Tucci,2005)

Esses sistemas de drenagem de águas pluviais abrangem todos os pavimentos, valetas, sarjetas e sumidouros, coletores e, se necessário, estruturas especiais, que são projetados com o objetivo de captar e conduzir as águas pluviais até um ponto de descarga convenientemente localizado.

É neste contexto que se está a verificar uma forte aposta no estudo, desenvolvimento e implementação de sistemas, capazes de fazer uma gestão sustentável, quer dos volumes de escorrência, quer da qualidade das águas pluviais.

No entanto, a eficiência dos sistemas varia de caso para caso, sendo que diferentes situações implicam diferentes ações. Pois, é necessário ter em conta e fazer um estudo exaustivo das condições específicas da zona em estudo, avaliando, as condições económicas e sociais, bem como os fatores ambientais e físicos do local, tais como a topografia das bacias, a climatologia, as temperaturas, a intensidade e as alturas de precipitação características, o nível de impermeabilização dos solos e o seu nível de ocupação.

Torna-se claro, que tudo isto é um processo muito complexo, levando a que nos últimos anos exista um crescente desenvolvimento de modelos matemáticos e de *software*, com o intuito de facilitar a análise dos mais diversos cenários, permitindo uma melhor escolha e posterior fundamentação, no momento em que se imponha uma opção por sistemas a implementar em determinada área.

Foi neste contexto que surgiu o modelo do *Storm Water Management Model – SWMM*, utilizado para o planeamento e análise de projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais em ambiente urbano, sendo descrito teoricamente como “um modelo dinâmico de precipitação-escoamento que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial especialmente em áreas urbanas; podendo ser utilizado para simulação de um único evento chuvoso, bem como para uma simulação contínua de longo prazo.” (Rossman, 2015)

## 1.1 Enquadramento e objetivos do trabalho

A Cidade de Aveiro situa-se na Região Centro, Litoral Norte de Portugal Continental, ocupa uma área de 7,6 km<sup>2</sup> e apresenta uma forma irregular, atravessada por um canal de Ria que separa a zona “baixa” da zona “alta” e que tem originado, ao longo do tempo, um desenvolvimento diferenciado da cidade (Valério, 2010).

As características naturais da cidade foram fortemente alteradas pela ação do homem, apresentando atualmente uma superfície extremamente impermeabilizada. A ocupação do solo é desorganizada e irregular, característica que partilha com a maior parte das cidades centenárias, consequência do seu crescimento progressivo e não controlado ao longo dos tempos (Valério, 2010).

Do ponto de vista morfo-estrutural, o território municipal desenvolve-se na sua totalidade pelos terrenos recentes da Orla Meso-Cenozóica Ocidental, apresentando, por esse motivo, uma componente física típica desta unidade estrutural, a qual se desenvolve predominantemente em materiais argilosos, arenosos e em muitos sectores aluviões (Valério, 2010).

Aveiro apresenta um ritmo pluviométrico descontínuo, apresentando uma clara variabilidade de estações do ano (cerca de 80 % vai observar-se entre os meses de Outubro a Abril), com a

existência de uma maior ou menor estação seca, características estas que denunciam claramente a sua influência mediterrânea (figura 2)



Figura 2: Gráfico com valores médios de precipitação para o período de 1971-2000 (Fonte: IPMA)

Um aspeto importante para a realização do trabalho, é conhecer os eventos de maior precipitação que ocorreram na cidade, para isso foi feita uma análise á variação das normais de precipitação da cidade, realizadas com dados medidos entre os anos de 1971 e 2000, dados esses retirados do IPMA, onde se verificou que o maior valor de precipitação ocorrido nesse período de tempo foi de 81,2 mm/dia, registado no dia 22 de Dezembro de 1997.

Para casos mais recentes, foi analisado o Anuário Estatístico da Região Centro para o ano de 2015 do INE, onde se verificou que a máxima precipitação diária ocorrida nesse ano foi de 46,9 mm/dia. Ao longo desse ano apenas existiram 4 dias em que a precipitação foi superior a 30 mm/dia, sendo o mês com maior precipitação o mês de Outubro com um total de 152,8 mm e o mês com menor precipitação o mês e Julho com um total de 1,7 mm.

Ora aquando da ocorrência de eventos de precipitação intensa, a cidade de Aveiro, muito devido à morfologia atual da cidade e ao sub-dimensionamento dos dispositivos intercetores, por norma é sujeita a situações de alagamentos, sendo a área compreendida entre o bairro do Santiago e a Avenida da Universidade uma das zonas mais afetadas.

Um exemplo concreto, aconteceu no dia 19 de Abril de 2017, onde aquando a ocorrência de um evento de precipitação intensa (segundo o IPMA de 8,2 mm/hr), com uma duração aproximada de 20 minutos, observaram-se situações de alagamento e até mesmo ao levantamento de tampas de caixas de visita nas ruas compreendidas entre o ISCAA e o hospital Infante D.Pedro, resultantes da falta de capacidade da rede de água de pluviais.



Figura 3: Fotografias tiradas aos vários pontos críticos identificados aquando o evento de precipitação intensa ocorrido a 19 de Abril de 2017

Analisando a figura 3, que apresenta várias fotografias tiradas logo após o evento de precipitação, é possível concluir que foram vários os pontos onde existiram alagamentos, e até um caso onde ocorreu o levantamento da tampa de uma caixa de visita (caixa de visita junto ao ISCAA).

Neste contexto, e para tentar minimizar esta situação, o presente projeto tem como principais objetivos:

- identificar e caracterizar a rede de águas pluviais existente no setor poente de Aveiro (Bairro de Santiago e Universidade);
- Realizar o dimensionamento dos coletores de águas pluviais existentes;
- realizar o diagnóstico da rede e identificar os pontos críticos existentes aplicando o modelo SWMM (Storm Water Management Model)
- seleccionar e avaliar possíveis medidas que possam ser aplicadas para tentar eliminar os pontos críticos identificados.

## 1.2 Estrutura do texto

O presente projeto encontra-se estruturado em 6 Capítulos e 3 Anexos.

Ao capítulo introdutório (Capítulo 1), sucede-se o Capítulo 2, onde se apresentam os conhecimentos base sobre sistemas de drenagem de águas pluviais, nomeadamente a caracterização dos elementos e dos órgãos principais, abordando os aspetos mais importantes na sua conceção, com ênfase nos aspetos regulamentares.

No capítulo 3, são referidas as metodologias de análise adotadas na elaboração do presente trabalho, assim como os procedimentos experimentais utilizados nas várias etapas do estudo.

Segue-se o capítulo 4, onde são apresentados os resultados obtidos das análises feitas e onde é realizada a respetiva discussão dos mesmos.

No capítulo 5, são seleccionadas e avaliadas alternativas para resolver os problemas de alagamento identificados no capítulo 4.

Por ultimo, o capítulo 6, constitui a fase final do trabalho e corresponde à enumeração das principais conclusões obtidas da recolha de informação e da modelação feita, assim como as principais dificuldades sentidas na elaboração do trabalho.

Nos Anexos encontram-se tabelados todos os passos necessários para a realização do dimensionamento da rede de águas pluviais para um período de retorno de 5 anos, bem como todos os componentes criados no modelo SWMM com as respetivas propriedades.



## Capítulo 2. Sistemas de drenagem de águas pluviais

O sistema de drenagem de águas pluviais tem como principal objetivo assegurar a coleta e o transporte das escorrências com origem na precipitação atmosférica de forma a evitar possíveis inundações indesejáveis, neste capítulo irá ser apresentado, as principais noções associadas a esta temática.

Embora este tema seja muito importante, não existe praticamente qualquer tipo de regulamentação.

As únicas referências existentes encontram-se no Decreto-Regulamentar dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, que estabelece regras e orientações para a conceção de redes de drenagem de águas pluviais, sendo por isso amplamente citado e referido artigos e capítulos, deste documento, ao longo deste capítulo.

### 2.1 Tipos de sistemas

A legislação Portuguesa, tal como definida no artigo 116º do Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto, distingue quatro tipos de sistemas de drenagem pública, nomeadamente:

- Sistemas separativos: “constituídos por duas redes de coletores distintas, uma destinada às águas residuais domésticas e industriais e outra à drenagem das águas pluviais ou similares”;
- Sistemas unitários: “constituídos por uma única rede de coletores onde são admitidas conjuntamente as águas residuais domésticas, industriais e pluviais”;
- Sistemas mistos: “constituídos pela conjugação dos dois tipos anteriores, em que parte da rede de coletores funciona como sistema unitário e a restante como sistema separativo”.
- Sistemas separativos parciais ou pseudo-separativos: “em que se admite, em condições excecionais, a ligação de águas pluviais de pátios interiores ao coletor de águas residuais domésticas”.

Sendo que, segundo o regulamento acima referido no artigo 119º é mencionado que “na conceção de sistemas de drenagem pública de águas residuais em novas áreas deve, em princípio, ser adotado o sistema separativo”, isto porque para além de prevenir a contaminação das águas pluviais, também reduzem a quantidade de água residual a ser tratada. No entanto, podem existir condicionamentos económicos ou técnicos, como por exemplo a existência de um sistema unitário a jusante, ligado a uma estação de tratamento, sem perspectivas de alteração a curto/médio prazo, que inviabilizam a opção separativa.

### 2.2 Constituintes de uma rede de águas pluviais

Nesta secção são descritos os constituintes principais das redes de drenagem de águas pluviais. Focam-se os aspetos regulamentares de conceção e dimensionamento e os principais pormenores construtivos relativos a cada um.

Os sistemas de drenagem de águas pluviais são tipicamente constituídos por quatro componentes base, são eles: as redes de coletores (5), os ramais e coletores de ligação (4 e 3 respectivamente), os dispositivos de entrada (sarjetas e sumidouros (2) e valetas (1)) e as câmaras de visita (6). Estes elementos estão representados nas figuras 4 e 5.

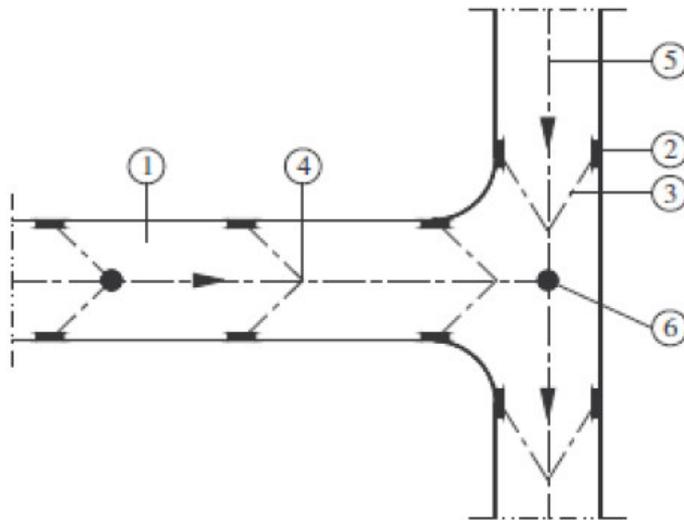


Figura 4: Rede de águas pluviais em planta

- |                         |
|-------------------------|
| 1-Valetas               |
| 2-Sarjetas e Sumidouros |
| 3-Coletores de ligação  |
| 4-Ramais de ligação     |
| 5- Rede de coletores    |
| 6-Câmaras de visita     |

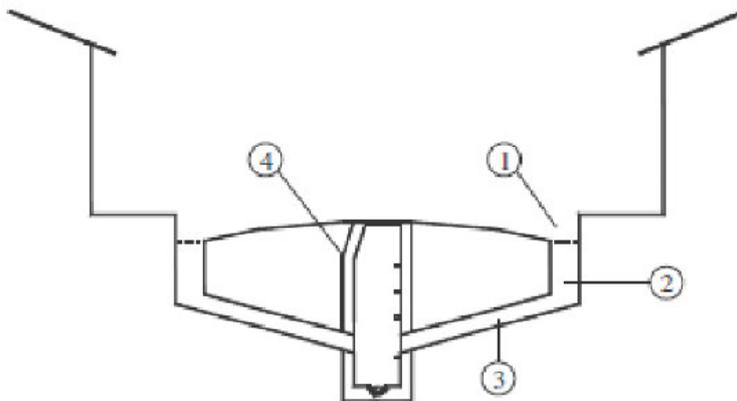


Figura 5: Rede de águas pluviais em corte

### 2.2.1 Dispositivos de entrada

#### Valetas

As valetas são fundamentais nos centros urbanos porque permitem o transporte do escoamento superficial até ao ponto de captação com maior eficácia, correspondendo às margens rebaixadas da faixa de rodagem.

Os arruamentos devem ser concebidos de modo a que o fluxo de água nas valetas seja encaminhado para as sarjetas e sumidouros. As valetas evitam que a água se acumule nas vias de circulação, minimizando assim os incómodos que essa acumulação poderia provocar, nomeadamente ao nível do tráfego e circulação de pessoas.

## Sarjetas e Sumidouros

As sarjetas e os sumidouros são os órgãos do sistema que garantem o acesso das águas pluviais às redes de drenagem. Segundo o artigo **163º do regulamento**, as sarjetas (figura 6a) são dispositivos normalmente integrados no passeio da via pública, com entrada lateral das águas de escorrência superficial. Por sua vez, os sumidouros (figura 6b) são dispositivos com entrada superior de águas e implica necessariamente a existência de uma grade que permita a entrada de água sem prejudicar a circulação rodoviária, usualmente implantados no pavimento da via pública (Sousa,2001).

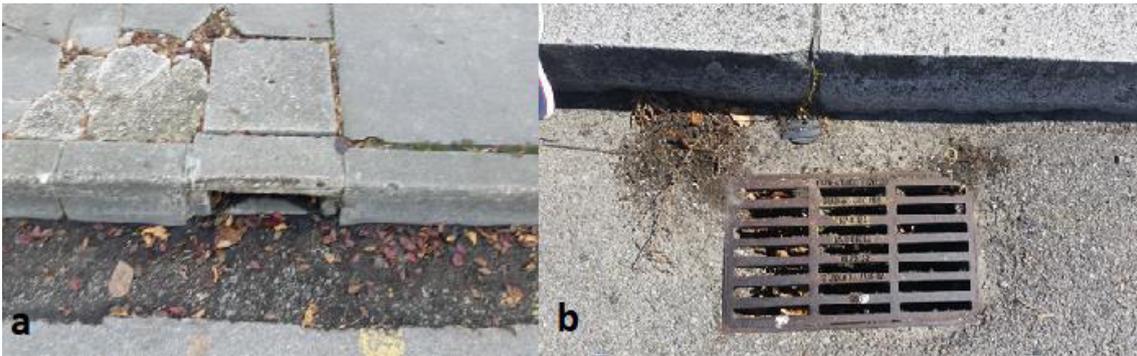


Figura 6: a: Exemplo de uma sarjeta; b: Exemplo de um sumidouro

Segundo o **artigo 162º** do Regulamento, deve ser prevista a **implantação de sarjetas ou sumidouros**:

- Nos pontos baixos da via pública;
- Nos cruzamentos, de modo a evitar a travessia da faixa de rodagem pelo escoamento superficial;
- Ao longo do percurso das valetas, de modo que a largura da lâmina de água não ultrapasse o valor considerado nos critérios de dimensionamento hidráulico.

Quanto às **dimensões mínimas** destes órgãos o regulamento estipula **no artigo 164º** o seguinte:

- As dimensões mínimas a que devem obedecer as sarjetas e os sumidouros são as seguintes:

Sarjetas:

- Largura da abertura lateral – 45 cm

- Altura da abertura lateral – 10 cm

Sumidouros:

- Largura da grade – 35 cm
- Comprimento da grade – 60 cm
- A área útil de escoamento dos sumidouros deve ter um valor mínimo de um terço da área total da grade.
- As grades dos sumidouros devem ter as barras na direção do escoamento, reduzindo-se ao mínimo o número de barras transversais.

### 2.2.2 Ramais, caixas e coletores de ligação

Os coletores de ligação estabelecem a ligação entre os dispositivos de entrada, sarjetas ou sumidouros, e a rede de coletores principais.

Os ramais de ligação são troços de tubagem privativa, de um ou vários edifícios, que ligam as caixas de ligação até á rede pública, e tem por finalidade assegurar a condução das águas residuais prediais (Sousa,2001).

Segundo o **artigo 166º** do Regulamento o **diâmetro mínimo** dos coletores de ligação é de 200 milímetros. Já para os ramais de ligação, o **artigo 149º**, estabelece um **diâmetro mínimo** de 125 mm.

No que diz respeito às **inclinações**, o mesmo regulamento, refere no **artigo 148º** que não devem ser inferiores a 1%, sendo aconselhável que se mantenham entre 2 e 4%.

Em termos de **inserção dos coletores de ligação** no coletor principal da rede de drenagem o regulamento estipula no **artigo 151º**:

- A inserção dos ramais de ligação na rede pública pode fazer-se nas câmaras de visita ou, direta ou indiretamente, nos coletores.
- A inserção direta dos ramais de ligação nos coletores só é admissível para diâmetros destes últimos superiores a 500 milímetros e deve fazer-se a um nível superior a dois terços de altura daquele.
- A inserção nos coletores pode fazer-se por meio de forquilhas simples com um ângulo de incidência igual ou inferior a 67º, sempre no sentido do escoamento, de forma a evitar perturbações na veia líquida principal.

No primeiro ponto deste artigo refere-se a ligação indireta nos coletores. Esta ligação é feita através de uma caixa enterrada de pequenas dimensões denominada “**caixa de ligação**”.

Quanto ao **traçado**, refere o **artigo 152º**:

- O traçado dos ramais de ligação deve ser retilíneo tanto em planta como em perfil.

- A inserção do ramal na forquilha pode ser feita por curva de concordância de ângulo complementar do da forquilha.

### 2.2.3 Câmaras de visita

As câmaras de visita são órgãos destinados a facilitar o acesso aos coletores, permitindo a realização de inspeções, limpeza e manutenção dos coletores, desobstruções, verificação das condições de escoamento e amostragem. (Sousa,2001)

Devem ser concebidas de modo a minimizar as perturbações do escoamento nos coletores, ser construídas com materiais que garantam a respetiva durabilidade e resistência mecânica para resistir às cargas aplicadas.

Segundo o **artigo 155º** do Regulamento, é obrigatória a implantação de câmaras de visita:

- Na confluência dos coletores;
- Nos pontos de mudança de direção, de inclinação e de diâmetro dos coletores;
- Nos alinhamentos retos, com afastamento máximo de 60 e 100 metros, conforme se trate, respetivamente, de coletores visitáveis ou não visitáveis.

Consideram-se **coletores visitáveis** os que têm uma altura igual ou superior a 1,6 metros, como indicado pelo ponto 2 do **artigo 131º** do Regulamento. Para coletores de dimensão superior a 600 mm, utiliza-se, em geral, uma câmara de visita de maiores dimensões, compatível com a dimensão dos coletores.

Relativamente a regras de **implantação** de câmaras de visita o mesmo Regulamento estabelece, no **artigo 159º**, o seguinte:

- A inserção de um ou mais coletores noutra deve ser feita no sentido do escoamento, de forma a assegurar a tangência da veia líquida secundária à principal.
- Nas alterações de diâmetro deve haver sempre a concordância da geratriz superior interior dos coletores, de modo a garantir a continuidade da veia líquida.
- As mudanças de direção, diâmetro e inclinação de coletores, que se realizam em câmaras de visita, devem fazer-se por meio de caleiras semicirculares construídas na soleira, com altura igual a dois terços do maior diâmetro, de forma a assegurar a continuidade da veia líquida.
- As soleiras devem ter uma inclinação mínima de 10% e máxima de 20% no sentido das caleiras.
- Em zonas em que o nível freático se situe, de forma contínua ou sazonal, acima da soleira da câmara de visita, deve garantir-se a estanquidade a infiltrações das suas paredes e fundo.
- No caso da profundidade das câmaras de visita exceder os 5 metros, devem ser construídos, por razões de segurança, patamares espaçados no máximo de 5 metros, com aberturas de passagem desencontradas.
- Em sistemas de águas residuais pluviais e para quedas superiores a 1 metro, a soleira deve ser protegida de forma a evitar a erosão.
- Em sistemas unitários ou de águas residuais domésticas é de prever uma queda guiada à entrada da câmara de visita, sempre que o desnível a vencer for superior a 0,5 metros, e uma concordância na caleira, sempre que o desnível for superior a este valor.

#### 2.2.4 Coletores

A rede de coletores é o conjunto de tubagens que possibilita o transporte das escorrências pluviais afluentes, desde os dispositivos de entrada até um ponto de lançamento ou destino final (Sousa,2001).

Em relação ao diâmetro nominal mínimo admitido, o Regulamento refere no **artigo 134º** que é de 200 milímetros, embora que segundo o **artigo 135º** o diâmetro pode ser reduzido para jusante, desde que se mantenha a capacidade de transporte. Em relação aos **materiais** é referido no **artigo 142º** que os coletores utilizados em redes de águas pluviais são quase exclusivamente de betão, a não ser em troços a funcionar sobre pressão, podendo nesses casos ser de fibrocimento, PVC, ferro fundido ou aço.

Quanto á implantação de coletores, o Regulamento no artigo 136º estipula as seguintes regras:

- Na generalidade dos arruamentos urbanos a implantação dos coletores deve fazer-se no eixo da via pública.
- Em vias de circulação largas e em novas urbanizações com arruamentos de grande largura e amplos espaços livres e passeios, os coletores podem ser implantados fora das faixas de rodagem, mas respeitando a distância mínima de 1m em relação aos limites das propriedades.
- Sempre que se revele mais económico, pode implantar-se um sistema duplo, com um coletor de cada lado da via pública.
- A implantação dos coletores deve ser feita num plano inferior ao das condutas e a uma distância não inferior a 1 metro, de forma a garantir proteção eficaz contra possível contaminação.
- Para minimizar os riscos de ligações indevidas, de redes ou ramais, deve adotar-se a regra de implantar o coletor doméstico à direita do coletor pluvial, no sentido do escoamento.
- Não é permitida, em regra, a construção de qualquer edificação sobre coletores de águas residuais, quer públicas quer privadas.
- Em casos de impossibilidade, a construção de edificações sobre coletores deve ser feita por forma a garantir o seu bom funcionamento e a torná-los estanque e acessíveis em toda a extensão do atravessamento.

Quanto á profundidade, no **artigo 137º** são estabelecidas as seguintes regras:

- A profundidade de assentamento dos coletores não deve ser inferior a 1 metro, medida entre o seu extradorso e o pavimento da via pública.
- O valor referido no número anterior pode ser aumentado em função de exigências de trânsito, da inserção de ramais de ligação ou da instalação de outras infraestruturas.
- Em condições excecionais pode aceitar-se uma profundidade inferior à mínima desde que os coletores sejam convenientemente protegidos para resistir às sobrecargas.

É importante referir também o **artigo 133º** sobre **inclinações**, que define que, em geral, as inclinações não devem ser inferiores a 0.3% nem superiores a 15%, sendo admissíveis inclinações inferiores se forem garantidos o rigor de nivelamento, a estabilidade de assentamento e a capacidade de transporte.

Em termos do **assentamento** o **artigo 27º** enumera as seguintes condições:

- As tubagens devem ser assentes por forma a assegurar-se que cada troço de tubagem se apoie continua e diretamente sobre terrenos de igual resistência.
- Quando, pela sua natureza, o terreno não assegure as necessárias condições de estabilidade das tubagens ou dos acessórios, deve fazer-se a sua substituição por material mais resistente devidamente compactado.
- Quando a escavação for feita em terreno rochoso, as tubagens devem ser assentes, em toda a sua extensão, sobre uma camada uniforme previamente preparada de 0.15 m a 0.30 m de espessura, de areia, gravilha ou material similar cuja maior dimensão não exceda 20 mm.
- Devem ser previstos maciços de amarração nas curvas e pontos singulares, calculados com base nos impulsos e resistência dos solos.



## Capítulo 3. Metodologia

Apresentam-se neste capítulo os métodos seguidos na delimitação e na caracterização da área de estudo tendo como objetivo realizar simulações do escoamento superficial resultante de precipitação intensa, aplicando o software SWMM.

### 3.1. Delimitação da área de estudo e identificação da rede de coletores.

O primeiro passo para a realização do trabalho é delimitar a área de estudo e identificar a rede de coletores existente na mesma, tendo como ponto de partida as zonas críticas identificadas, que se encontram compreendidas entre o bairro de Santiago e a avenida da Universidade.

Procedeu-se à identificação das diferentes bacias existentes, de onde se selecionou o conjunto de bacias onde as zonas de interesse estão inseridas, correspondendo essas bacias à área de estudo a tratar. Para delimitar as bacias, obteve-se a colaboração da Câmara Municipal de Aveiro, que se concretizou com reuniões com o Eng. João Pontes Dias Nunes, Chefe de Divisão de Vias e Conservação. Foi possível ter acesso a dados relativos aos coletores existentes na cidade, dos quais a câmara tem registo. Esses dados foram fornecidos num ficheiro Excel onde os diferentes coletores da cidade estão divididos por ruas; para cada rua estão identificadas as caixas de visita existentes, a distância entre elas, a sua cota de terreno e de soleira (cota da base do coletor), para além disso ainda tem informações sobre o diâmetro e o tipo de material de cada coletor. Esse ficheiro Excel é complementado por um mapa da cidade, onde todos esses coletores estão identificados. (figura 36 do anexo 1)

Uma vez que os dados apresentavam os coletores de toda a cidade, foi necessária uma análise, com vista a selecionar apenas os que se encontram perto da zona de interesse. Foram também identificados vários pontos de descarga no meio recetor, tendo por base a informação fornecida e observações no local.

Depois de selecionados os coletores perto da zona de interesse, estes foram representados por “path” usando o Google Earth, de modo a facilitar a delimitação da área de estudo. Dado que a rede de coletores se divide em partes independentes partindo de um determinado ponto de descarga (representados na figura 7 com os círculos azuis), foi possível identificar as diferentes redes de coletores existentes, e as respetivas áreas de drenagem que vertem para cada ponto de descarga utilizando a ferramenta “polygon” do Google Earth.

Na Figura 7 está representado todos os pontos de descarga e as respetivas bacias de drenagem, bem como os coletores existentes com base nos dados da Câmara.

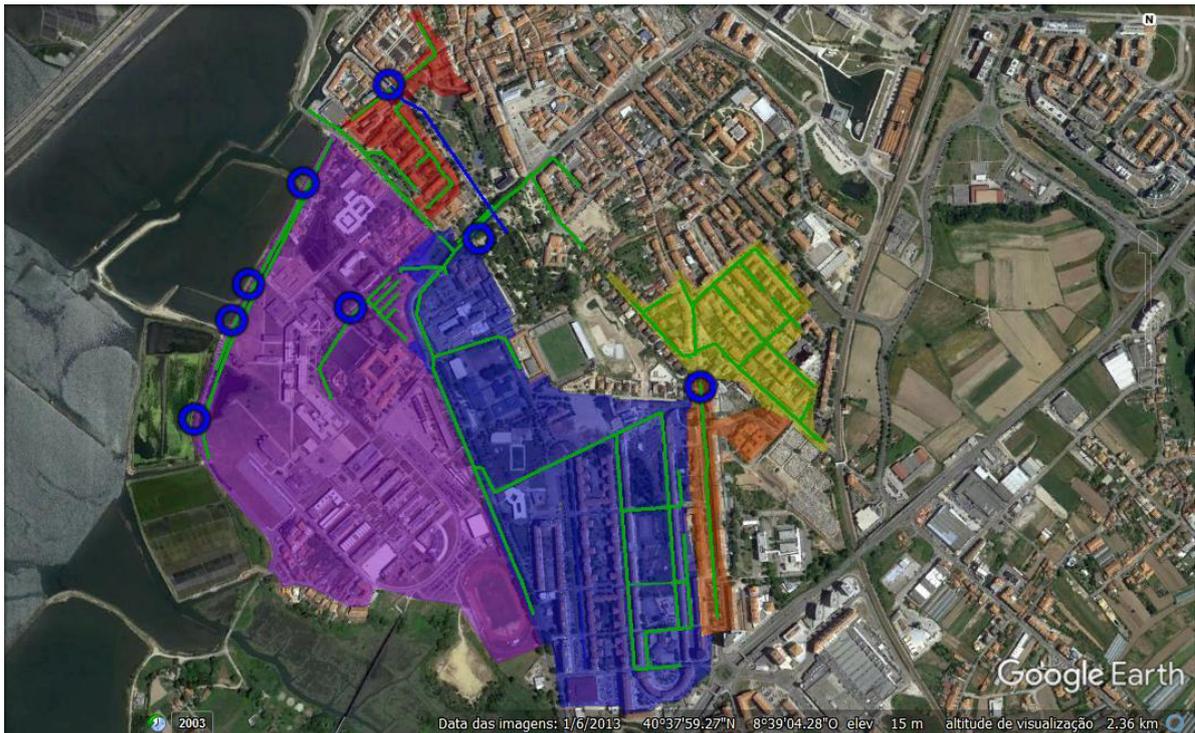


Figura 7: Diferentes bacias hidrográficas existentes com base nos pontos de descarga identificados.

Analisando a figura 7 verifica-se que as zonas críticas identificadas (área compreendida entre Avenida da Universidade e o bairro de Santiago), se encontram na mesma bacia hidrográfica (representada a azul), sendo então essa a área de estudo a tratar.

Contudo, numa análise ao terreno verificou-se que faltavam coletores aos dados recebidos da Câmara Municipal de Aveiro e para esclarecer essa situação foi necessário reunir novamente com o engenheiro João Pontes, que confirmou a existência de alguns coletores que a câmara não tem informações detalhadas.

Uma vez que é essencial ter identificados todos os coletores existentes, recorreu-se a um novo mapa da cidade onde estavam representados todos os coletores da cidade (ou seja, os coletores que a Câmara tem caracterizados, mais aqueles que a Câmara não tem informações detalhadas, embora saiba a sua localização aproximada).

O passo seguinte, foi percorrer toda a área de estudo com vista a conseguir identificar os coletores em falta, através da observação das caixas de visita, das sarjetas e sumidouros existentes nas estradas. Depois de feita uma análise cuidadosa de toda a área de estudo e de identificar todos os coletores em falta, recorreu-se novamente ao Google Earth para marcar todos esses coletores (figura 8), estando esses coletores representados por linhas a vermelho.

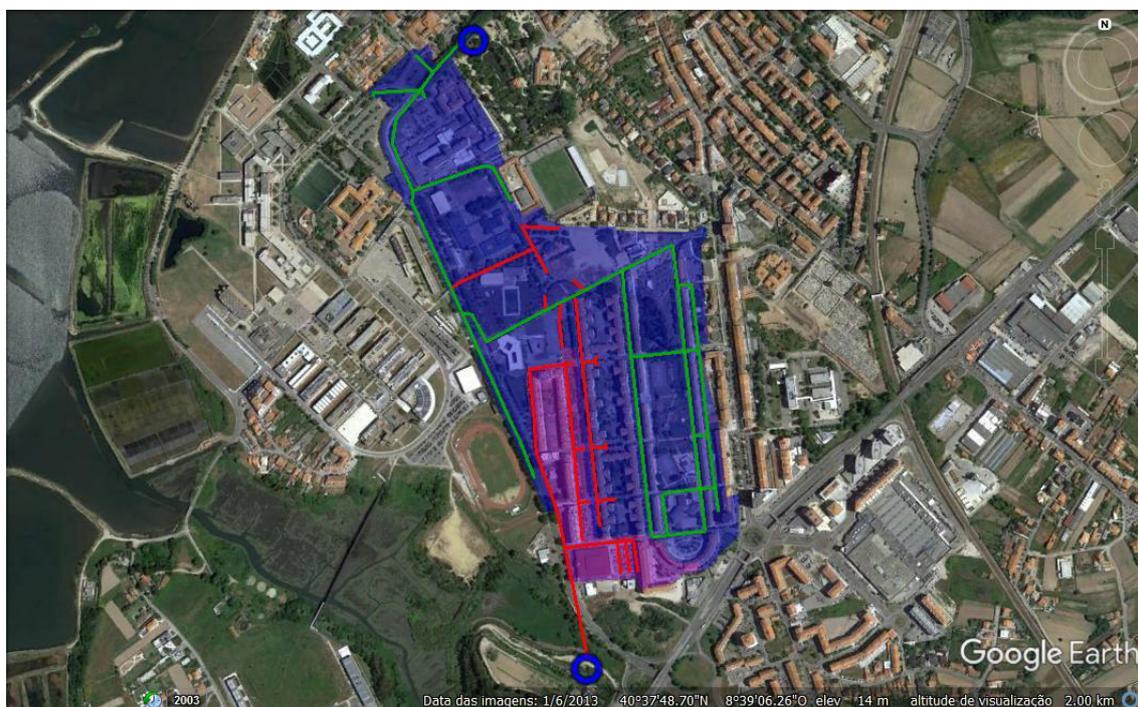


Figura 8: Área de estudo delimitada, com todos os coletores existentes identificados.

Outra das alterações que se teve que fazer á área de estudo foi dividi-la em duas bacias distintas, pois, segundo informação do engenheiro João Pontes para a construção da urbanização Chave a empresa responsável criou uma nova rede de coletores, independente da rede de coletores já existente, com o intuito de drenar a água de toda aquela área para outro ponto de descarga (área a roxo da figura 8). Essa rede de coletores tem um diâmetro de 500 milímetros em toda a sua extensão, estando o ponto de descarga situado a sul da urbanização Chave (circulo azul no canto inferior da figura 8).

Estando a área completamente delimitada e a rede de coletores identificada, foi feita uma análise dos dados necessários para realizar a simulação, contudo nessa análise, verificou-se que existiam informações de coletores que não batiam certo, (por exemplo, a Rua Associação Humanitária Bombeiros Voluntários está com um coletor de 500 milímetros de diâmetro, e vai ligar-se ao coletor da Avenida da Universidade onde no ponto da junção está com um coletor de 400 milímetros, o que não é normal). Entrou-se novamente em contacto com o engenheiro João Pontes, que alertou para a existência de informações adicionais obtidas recentemente pelos serviços da Câmara aquando de obras efetuadas na Avenida da Universidade.

Essas novas informações indicam a existência de um outro coletor, que passa por baixo do coletor da Avenida da Universidade, proveniente do bairro de Santiago e que liga depois à rede de coletores da Universidade.

Com estas novas informações, foi necessário entrar em contacto com os serviços da Universidade, para confirmar o traçado do coletor e para obter informações sobre a rede da Universidade, pois devido a estas alterações, também a área da Universidade vai fazer parte da área de estudo.

Com os dados fornecidos pelos serviços da Universidade reformulou-se a área de estudo tal como está esta representada na figura 9.



Figura 9: Área de estudo final, com todos os coletores traçados (a verde os que têm informações e a vermelho os que não têm), bem como as diferentes bacias existentes e os respetivos pontos de descarga.

Analisando a figura 9, observa-se que a área de estudo é agora composta por 3 bacias distintas, a bacia da Avenida da Universidade, a bacia de Santiago - Universidade e a bacia da Urbanização Chave. Os coletores representados a verde, são os coletores que apresentam informações, e a vermelho são os coletores que não tem qualquer tipo de informação.

A área de estudo está situada no sector poente da cidade de Aveiro, tendo uma área total de 54 hectares, onde 13 hectares correspondem a áreas permeáveis (essencialmente jardins), 27 hectares correspondem a áreas edificadas (principalmente de habitação) e 14 hectares correspondem a áreas pavimentadas.

Dentro da área de estudo, as principais zonas construídas a considerar são: o bairro de Santiago, grande parte do Campus da Universidade de Aveiro, o ISCAA, uma parte da EN235, a escola C+S João Afonso, o Centro Hospitalar do baixo Vouga e a Urbanização Chave.

O território em estudo caracteriza-se topograficamente pela baixa altitude e por um relevo muito suave que se desenvolve sobretudo nas direções Sul – Norte e Sudeste – Noroeste,

atingindo o seu ponto mais baixo junto á Ria de Aveiro. A inclinação média é de aproximadamente 1 %, sendo que o ponto mais alto se encontra no bairro de Santiago com uma cota de terreno de aproximadamente 17 metros e a ponto mais baixo, situa-se junto á biblioteca da Universidade de Aveiro com uma cota de 5 metros.

### 3.1.1 Caracterização dos Pontos de Descarga e respetivas áreas de drenagem

Ao todo existem três pontos de descarga na área de estudo, um desses pontos de descarga, está situado na avenida Artur Ravara (figura 10). Este ponto de descarga corresponde a uma linha de água conduzida em manilhas que é proveniente de Aradas, que passa pelo meio do parque Municipal e vai em direção ao esteiro dos Santos Mártires na ria. Esta linha de água estava antigamente situada à superfície, contudo devido à urbanização da cidade, foi transformada numa linha subterrânea construída por manilhas de 1 metro de diâmetro.

Este ponto de descarga, vai recolher as águas pluviais provenientes de toda a Avenida da Universidade, da rua de Santiago e da rua Sport Clube Beira Mar, para além de recolher também as águas provenientes do hospital, da escola C+S João Afonso e das antigas piscinas, a área de drenagem associada a este ponto é de aproximadamente 13 hectares. Tem uma cota de terreno de 5,53 metros, onde descarrega um coletor de 0,5 metros de diâmetro, cuja cota da soleira é de 2,7 metros.



Figura 10: Ponto de descarga da Avenida Artur Ravara e toda a área de drenagem associada.

Outro ponto de descarga existente encontra-se no Campus universitário próximo da biblioteca (figura 11). Neste ponto a água é descarregada para o lago que foi criado para funcionar como bacia de retenção. Este ponto de descarga tem uma área de drenagem associada de

aproximadamente 27 hectares, correspondente ao bairro de Santiago, à área do ISCAA e de parte do Campus universitário. A cota de terreno deste ponto é de 4 metros, chegando a este ponto um coletor de 0,7 metros de diâmetro, que tem uma cota de soleira de 2,9 metros.



Figura 11: Ponto de descarga da Universidade e toda a área de drenagem associado

O último ponto de descarga está situado a sul da Avenida da Universidade, junto a uma linha de água natural aí existente (figura 12). Este ponto de descarga segundo informações da câmara foi construído aquando da urbanização Chave, com a finalidade de recolher as águas provenientes de toda essa área, que é aproximadamente 5,4 hectares. Este ponto tem uma cota de terreno de 3,3 metros, estando associado a um coletor de 0,5 metros de diâmetro que tem uma cota de soleira de 2 metros.



Figura 12: Ponto de descarga da urbanização Chave e toda a área de drenagem associada.

### 3.2 Preparação dos dados para o modelo da área de estudo

Com a área delimitada e a rede de coletores criada, o passo seguinte é determinar os dados necessários de forma a caracterizar corretamente a área de estudo, de forma a realizar uma simulação o mais real possível.

#### 3.2.1 Seleção dos nós

Uma vez que este projeto, tem por base a simplificação da rede de águas pluviais existente é necessário determinar quais as caixas de visita (nós) importantes para a simulação, sendo que essa seleção foi feita segundo os seguintes critérios:

- Primeira caixa de visita a montante de cada rede de coletores.
- Caixas de visita onde ocorre o cruzamento entre diferentes coletores.
- Caixas de visita onde existe alteração do diâmetro do coletor.

#### 3.2.2 Criação das sub-bacias

Com os nós selecionados, é então possível criar as sub-bacias, sendo que mais uma vez foram feitas simplificações com vista a que cada sub-bacia escoe para um determinado nó.

As sub-bacias foram definidas com base nos dados fornecidos pela Câmara Municipal de Aveiro (usando o mapa topográfico e a localização da rede de coletores), utilizando imagens de satélite recorrendo ao programa informático Google Earth e também por observações feitas no terreno. Essa divisão não foi fácil, devido à falta de informações detalhadas e da presença de entradas e saídas desconhecidas.

A divisão foi feita de forma a coincidir com diferentes usos da terra, com divisões de drenagem e para facilitar a estimativa de parâmetros, isto é, inclinações homogêneas, solos, etc.

Para a divisão ser mais fácil e precisa recorreu-se ao Google Earth como ferramenta de apoio, onde se criou vários polígonos, sendo cada polígono uma sub-bacia (figura 13). A criação de polígonos foi feita com a ferramenta “polygon”, que tem a vantagem de determinar diretamente a área total de cada polígono.

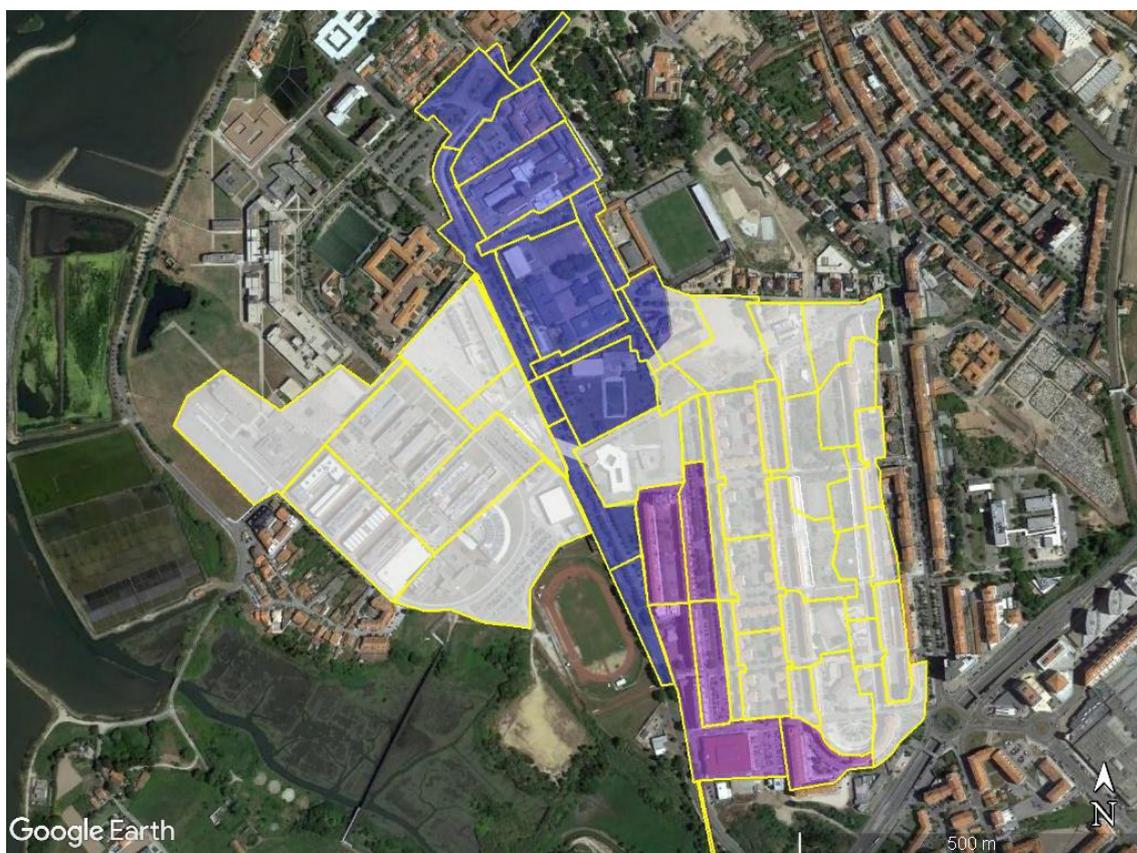


Figura 13: Representação de todas as sub-bacias criadas com o Google Earth.

Com as sub-bacias definidas, foi criado um ficheiro Excel para apresentar de forma organizada e precisa a descrição de cada uma das sub-bacias (tabela 11 do anexo 3). O primeiro dado a colocar foram as áreas totais de cada sub-bacia, que como referido anteriormente são valores retirados diretamente do google Earth. Outro aspeto importante é a divisão de cada sub-bacia em áreas permeáveis e áreas impermeáveis (pavimentadas e edificadas). Para essa divisão utilizou-se novamente a ferramenta “polygon” do google Earth, onde para cada sub-bacia foram criados vários polígonos representativos de um determinado tipo de área, tendo sido depois feita a soma dos polígonos consoante o tipo de área a que pertence.

### 3.2.3 Dimensionamento da rede de coletores

O dimensionamento hidráulico de coletores é o conjunto de procedimentos, ou etapas de cálculo, cuja finalidade é a determinação dos diâmetros de cada um dos coletores que constituem a rede, por forma a assegurar o transporte dos caudais de cálculo previstos, de acordo com determinados critérios hidráulicos pré-estabelecidos.

Para o dimensionamento das redes de drenagem de águas pluviais é necessário calcular os caudais pluviais, isto é, calcular a parcela da precipitação que se transforma em escoamento. O caudal a drenar depende então da intensidade de precipitação e das características da bacia de drenagem.

Existem três tipos de abordagens diferentes para a sua determinação, nomeadamente através de (Martins, 2000):

- Fórmulas empíricas, com base na experiência, sem que os resultados sejam associados a probabilidades de ocorrência;
- Fórmulas cinemáticas, que tem em consideração as características do movimento da água na bacia;
- Fórmulas de base estatística, que entram em consideração com os registos de cheias anteriores;

Preferencialmente, o cálculo destes caudais deve ter por base o tratamento estatístico de uma amostra com um grande número de caudais medidos. No entanto, na generalidade dos casos este tipo de dados não existe, pelo que se recorre frequentemente ao uso de expressões simplificadas (Marques e Sousa, 2008), especialmente as cinemáticas. No caso de Portugal, para o cálculo de caudais pluviais em áreas urbanas utiliza-se quase exclusivamente um método simplificado, conhecido como método racional.

Este método deve apenas ser aplicado em bacias urbanas com áreas relativamente pequenas, devido às simplificações utilizadas. A generalidade das bacias e sub-bacias urbanas têm pequenas áreas e por isso é legítimo utilizar este método.

Em bacias rurais ou semirurais, e de média e grande extensão, a aplicação do método atrás referidos não é recomendável, dispondo a comunidade técnico-científica de diversos modelos, mais complexos e mais apropriados.

Como este projeto se trata de um sistema de drenagem urbana, apenas será desenvolvido e explicado o método racional, bem como a sua aplicação para o cálculo de caudais de ponta e dimensionamento de redes de drenagem de águas pluviais.

A utilização do método racional requer o conhecimento da área e dos tipos de ocupação de solo da bacia de drenagem, do tempo de concentração e das curvas IDF para o período de retorno pretendido. O método racional é expresso pela equação:

*Equação 1: Método Racional*

$$Q = \frac{(C * I * A)}{1000 * 3600}$$

Onde,

$Q_p$  - caudal de ponta de cheia ( $m^3/s$ )

$C$  – Coeficiente de escoamento (-)

$I$  - Intensidade de precipitação ( $mm/h$ )

$A$  - Área da bacia de drenagem ( $m^2$ )

Os seguintes pressupostos são inerentes ao uso desta fórmula:

- O caudal de ponta ocorre quando toda a bacia de drenagem está a contribuir para o escoamento;
- A intensidade de precipitação é igual em toda a bacia de drenagem;
- A intensidade de precipitação é uniforme durante um tempo igual ao tempo de concentração da bacia;
- A frequência do caudal de ponta é a mesma que a da intensidade de precipitação que lhe deu origem;
- O coeficiente de escoamento é igual para todas as precipitações, qualquer que seja o tempo de recorrência;

Para efeitos do dimensionamento hidráulico tradicional de uma rede de drenagem de água pluvial, e utilizando o método racional (ou o método racional generalizado), tornasse conveniente adotar uma sequência articulada de procedimentos ou passos de cálculo que a seguir se sintetizam:

I. Definição do período de retorno para o projeto.

No cálculo dos caudais de ponta de cheia, para os quais os sistemas de drenagem devem ser dimensionados, é fundamental a escolha do tempo de retorno.

O tempo de retorno  $T$ , é o intervalo de tempo estimado de ocorrência de um evento, ou seja, é o intervalo de tempo médio que decorre para que um determinado evento seja igualado ou excedido. Define-se como o inverso da probabilidade de ocorrência de um evento.

Assim, o tempo de retorno deve ser escolhido em função do risco que é aceitável correr dentro do tempo de vida útil de uma obra. Como tal, o tempo de retorno deve ser escolhido cuidadosamente tendo em conta as consequências negativas para pessoas e bens que um caudal superior ao caudal de ponta, para o qual o sistema de drenagem foi dimensionado, pode ter.

No cálculo de sistemas de drenagem de águas pluviais, os períodos de retorno a considerar para o cálculo da intensidade de precipitação são de 5 ou 10 anos, para este caso de estudo optou-se por um período de retorno de 5 anos.

II. Determinação do coeficiente global médio ponderado para cada trecho de rede.

O método racional tira partido do coeficiente **C** que, embora seja normalmente referido como coeficiente de escoamento, engloba vários fatores, não só a relação entre o volume de água escoada e a precipitação (ou seja, o coeficiente de escoamento propriamente dito) mas também efeitos, mais ou menos importantes, de retenção e atraso do escoamento superficial ao longo do terreno, linhas de água naturais e coletores. Todos estes efeitos dependem não só das características físicas e de ocupação da bacia, mas, também, designadamente do estado de humidade do solo e da duração e distribuição da precipitação antecedente.

A tabela 1, apresenta o coeficiente C em função da tipologia de superfície e do próprio período de retorno da precipitação crítica.

Tabela 1: Coeficiente "C" em função do período de retorno, para diversas tipologias de superfície.

Tipologia de superfície	Coeficiente		
	Período de retorno (anos)		
	5-10	25	100
Pavimento			
asfáltico	0,80	0,88	0,95
betão	0,85	0,93	0,95
Passeios	0,85	0,93	0,95
Coberturas (telhados)	0,85	0,93	0,95
Relvado em solo permeável			
plano < 2%	0,07	0,08	0,09
médio, 2% a 7%	0,12	0,13	0,15
inclinado > 7%	0,17	0,19	0,21
Relvado em solo impermeável			
plano < 2%	0,18	0,20	0,22
médio, 2% a 7%	0,22	0,24	0,27
inclinado > 7%	0,30	0,33	0,37
Área florestada em solo impermeável			
plano < 2%	0,12	0,13	0,15
médio, 2% a 7%	0,20	0,22	0,15
inclinado > 7%	0,30	0,33	0,37
Área florestada em solo permeável			
plano < 2%	0,30	0,33	0,37
médio, 2% a 7%	0,40	0,44	0,50
inclinado > 7%	0,50	0,55	0,62

Com a divisão e caracterização das sub-bacias (área total, área permeável e impermeável, declive, tipo de solo) determinada, bem com a rede de coletores traçada, é possível calcular o coeficiente de escoamento médio para cada troço da rede utilizando a equação 2. Os valores de coeficiente de escoamento foram escolhidos segundo a tabela 1, onde para áreas impermeáveis o valor escolhido foi 0,85 e para áreas permeáveis foi 0,07.

*Equação 2: Coeficiente de escoamento médio*

$$C = \frac{\sum Ci * Ai}{\sum Ai}$$

Sendo,

Ci- coeficiente de escoamento para a superfície i.

Ai- Área de superfície i (m<sup>2</sup>).

### III. Determinação da Intensidade de Precipitação

A precipitação utilizada no método racional é representada pela intensidade média máxima para um período igual ao tempo de concentração da bacia. A intensidade de precipitação depende da duração da precipitação e do tempo de retorno.

Quanto maior for o tempo de retorno, maior é a intensidade de precipitação, e quanto maior for o tempo de precipitação considerado, menor é a intensidade de precipitação.

O Regulamento português estabelece que para o cálculo da intensidade de precipitação, se deve recorrer às curvas de IDF que permitem obter um valor em função das várias durações e para vários períodos de retorno (Figura 14).

Em Portugal, a fórmula que permite traçar as curvas IDF é:

$$I = a * t^b$$

I – Intensidade média máxima (mm/h)

t – Tempo de precipitação (min)

Os parâmetros a e b são adimensionais, e dependem da região pluviométrica e do período de retorno considerado.

O Regulamento distingue para Portugal continental três regiões pluviométricas distintas, A, B e C, sendo que cada região tem os respetivos parâmetros a e b para diferentes tempos de retorno considerados (figura 14), sendo que se pode dizer-se que:

- A região A inclui a generalidade do país;

- A região B compreende uma série de concelhos, maioritariamente situados em Trás-os-Montes, nos quais a intensidade de precipitação se pode considerar 80% dos valores da região A;
- A região C compreende concelhos com fortes chuvadas, nos quais a intensidade de precipitação se pode considerar cerca de 120% dos valores da região A.

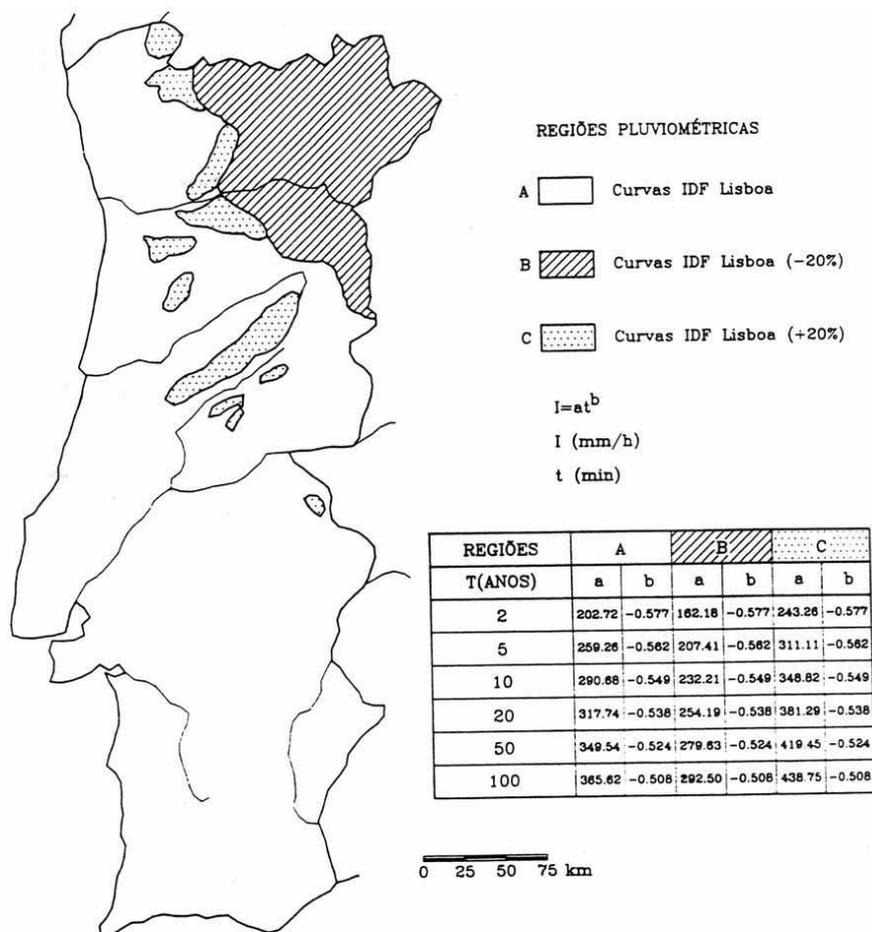


Figura 14: Curvas de intensidade-duração-frequência aplicáveis a Portugal Continental (Padrão, 2016)

Pela figura 14, observa-se que Aveiro pertence á região A, sendo, portanto, os valores da região A os considerados para este trabalho.

Na aplicação do método racional, o tempo de precipitação é considerado igual ao tempo de concentração.

O tempo de concentração pode ser definido, como o tempo despendido no percurso de água precipitada, desde o ponto hidráulicamente mais afastado da bacia até à secção em estudo.

Pode-se afirmar que o tempo de concentração é o tempo após o qual todos os pontos da bacia estão a contribuir para o escoamento e após o qual este escoamento permanece constante enquanto a precipitação for constante.

Os fatores que influenciam o tempo de concentração de uma bacia são:

- Forma da bacia;
- Inclinação média da bacia;
- Tipo de cobertura vegetal;
- Comprimento e inclinação do curso principal de água e afluentes;
- Distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia e a sua saída;
- Condições do solo em que a bacia se encontra no início da chuva.

O tempo de concentração considerado para o dimensionamento de redes de drenagem de águas pluviais é igual à soma do tempo entrada com o tempo de percurso.

Em bacias tipicamente urbanas, em que as áreas de drenagem dos coletores de cabeceira são bastante impermeabilizadas, o tempo de entrada é em geral fixado arbitrariamente, com variação entre certos limites. Sendo que é recomendado, para Portugal, valores de 5 minutos em áreas de declive superior a 8%, 7,5 e 10 minutos em áreas de declive compreendido entre 1,5 e 8% e 10 a 15 minutos em áreas de declive inferior a 1,5%. Para o caso de estudo, como a área tem uma inclinação inferior a 1,5 % o valor considerado para o tempo de entrada foi de 12 minutos.

Quanto ao tempo de percurso, é calculado a partir da equação, onde se admite um regime permanente, uniforme e velocidade de escoamento para a secção cheia:

*Equação 3: Tempo de percurso.*

$$tp = \sum \frac{Lj}{Vj}$$

em que,

Lj - comprimento do coletor de ordem j (a montante da secção de cálculo);

Vj - velocidade de escoamento (em regime uniforme) no coletor de ordem j, para uma primeira tentativa, o valor de velocidade de escoamento admitido foi 2 m/s.

#### IV. Determinação do caudal de cálculo pelo método racional

Aplicação da equação 1.

V. Determinação do diâmetro segundo o caudal calculado pelo método racional

Com o valor admitido para a velocidade de escoamento de 2 m/s, e com o valor de caudal calculado anteriormente, calcula-se o diâmetro pela equação:

*Equação 4: Caudal de escoamento*

$$Q = v * \left( \frac{\pi * d^2}{4} \right)$$

VI. Fixar um valor de inclinação e calcular a velocidade.

Para determinar a velocidade, recorre-se á equação de Manning dada por:

*Equação 5: Equação de Manning*

$$U = K_s * R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}$$

Onde,

Ks- coeficiente de Strickler, também calculado como o inverso do número de Manning;

R- raio do coletor determinado no ponto anterior (m);

I-Declive, que para este caso foi considerado como 0,01 (inclinação média da área de estudo);

Como os coletores são todos de betão, segundo o manual do utilizador do SWMM (Roosman,2015), o número de Manning apropriado para este material é 0,015, o que vai dar um valor de ks de 67 (m<sup>1/3</sup> s-1).

VII. Calcular novamente o tempo de percurso, a intensidade de precipitação, o caudal de ponta e o correspondente diâmetro.

Com o novo valor de velocidade, é necessário voltar a calcular o tempo de percurso, o que vai alterar também o valor de intensidade que por sua vez altera o valor de caudal de ponta. Por fim determina-se o novo diâmetro, sendo este diâmetro o diâmetro de dimensionamento para o respetivo coletor.

VIII. Repetição de todos os passos de cálculo, a partir do 2º passo, para as sucessivas secções de cálculo, de montante para jusante;

Na tabela 10 do anexo 2 estão apresentados todos os passos para o dimensionamento dos diferentes coletores considerados.

### 3.2.4 Criação de séries temporais de precipitação

Para o caso de estudo os dados de precipitação tiveram origem em séries temporais criadas. Ao longo do trabalho foram criadas duas séries de precipitação:

- A primeira foi criada com vista a verificar o modelo e a observar se todos os parâmetros considerados estavam coerentes. Esta série consiste em um evento de precipitação constante com uma intensidade de 2 mm/hora, e com uma duração de 4 dias.
- A segunda série de precipitação foi criada com o objetivo de simular um evento de precipitação intensa. Para determinar os seus dados de forma coerente recorreu-se às curvas IDF, onde para um período de retorno 5 anos, a equação é:

*Equação 6: Intensidade para um período de retorno de 5 anos*

$$I = 259.26 * t^{-0.562}$$

Com a equação 7 calculou-se vários valores de intensidade para um intervalo de tempo de 10 minutos a 1 hora.

*Tabela 2: Intensidade de precipitação para vários intervalos de tempo.*

<b>Tempo (min)</b>	<b>I (mm/h)</b>
<b>10</b>	71,1
<b>20</b>	48,1
<b>30</b>	38,3
<b>40</b>	32,6
<b>50</b>	28,8
<b>60</b>	26,0

Pela tabela 2, observa-se os diferentes valores de intensidade para os diferentes tempos de precipitação, sendo esta tabela base para a criação de uma série temporal de precipitação intensa.

A série temporal criada tem a duração de 1 hora e um intervalo de dados de 10 minutos, os valores de intensidade para esses intervalos foram calculados de forma a que exista um intervalo de 10 minutos em que a intensidade seja de 70 mm/hora (que representa o máximo para um tempo de retorno de 5 anos para esse tempo), e que a precipitação acumulada de 1 hora não ultrapasse os 26 mm. O resultado da serie criada está na tabela seguinte:

Tabela 3: Série de precipitação criada.

<b>Tempo (min)</b>	<b>I (mm/h)</b>	<b>P (mm)</b>
10	10	1,7
20	30	6,7
30	70	18,3
40	25	22,5
50	10	24,2
60	5	25,0

### 3.3 Aplicação do modelo SWMM à área de estudo

A modelação de um sistema de águas pluviais através do SWMM utiliza tipicamente os seguintes passos:

1. Desenhar uma representação esquemática do sistema de drenagem;
2. Editar as propriedades dos objetos que constituem o sistema;
3. Selecionar as opções de simulação pretendidas
4. Executar uma simulação hidráulica ou de qualidade do escoamento;
5. Visualizar os resultados da simulação.

Inicialmente introduz-se com o auxílio dos botões da barra de ferramenta do SWMM todos os componentes que fazem parte do sistema, que para este caso de estudo são:

- Caixas de visita - designados por nós;
- Coletores - designados por condutas
- Pontos de descarga-designados por nós exutório.
- Sub-bacias

O principal objetivo desta metodologia é a construção de um modelo que represente o melhor possível as condições reais da área de estudo.

Após inserir os componentes do sistema e esboçar a rede determinam-se as propriedades de cada componente, utilizando as janelas do editor de propriedades.

### 3.3.1 Caixas de Visita (*Junctions*)

As caixas de visita são nós no sistema de drenagem, onde acontece a ligação dos coletores. Para se criar uma nova caixa de visita é necessário fornecer determinados parâmetros, a fim de uma correta caracterização, sendo que os principais são:

**Nome:** para identificar as diferentes caixas de visita;

**Cota da soleira:** campo para atribuição da cota da base do coletor (m). Estes valores são retirados dos dados fornecidos pela câmara, contudo existem caixas de visita que a câmara não tem dados. Para esses casos, foram feitas aproximações, com a ajuda das cotas de terreno junto à respectiva caixa de visita, de forma a representar o melhor possível a realidade, existindo sempre erros associados;

**Profundidade da soleira:** campo para atribuição da profundidade da soleira em relação à superfície (m), isto é, a diferença entre a cota do terreno e a cota de soleira;

**Altura inicial:** campo de atribuição da altura inicial da água na caixa no início da simulação (m). Neste caso considerou-se que no início da simulação o sistema estava no estado “seco”, ou seja, sem nenhum tipo de precipitação anterior sendo, portanto, o valor considerado 0;

**Área alagada:** campo para atribuição da área alagada quando a caixa de visita transborda (m<sup>2</sup>). Para determinar este parâmetro, considerou-se que a área inundada corresponde à área das bermas das estradas juntas à respectiva caixa de visita. Essa área das bermas calcula-se, multiplicando o comprimento das estradas, onde o escoamento superficial ocorrerá em caso de inundação numa determinada caixa, pela largura das bermas. Sabendo que a largura de cada faixa de estrada é de 4 metros, e que em cada estrada existem 2 faixas, considerando as bermas com uma largura de 1 metro por faixa, a largura total das bermas considerada é de 2 metros;

Junction N05 <span style="float: right; color: red;">✕</span>	
Property	Value
Name	N05
X-Coordinate	1630.037
Y-Coordinate	7161.172
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	7.79
Max. Depth	1.784
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	424.4

Figura 15: Exemplo da interface do SWMM para a introdução das características dos nós

No anexo 3 estão representados na tabela 13 todas as caixas de visita (nós) criadas, com todos os parâmetros necessários, bem como a figura 51 com a localização dos mesmos no SWMM.

### 3.3.2 Sub-bacias (*Subcatchments*)

As sub-bacias pluviais são unidades hidrológicas de terreno cuja topografia interligada a outros elementos do sistema de drenagem conduzem o escoamento para o ponto de descarga.

O programa SWMM considera as sub-bacias como superfícies retangulares com uma inclinação uniforme e uma largura definida, que drena para um único canal de saída.

Sendo que o SWMM permite que cada sub-bacia tenha uma subárea permeável e impermeável, isto porque as áreas urbanas geralmente contêm uma mistura de tipos de cobertura do solo que podem convenientemente ser divididos em duas categorias: superfícies permeáveis, que permitem a infiltração de chuva no solo (por exemplo relvados), e superfícies impermeáveis sobre os quais não ocorre nenhuma infiltração (por exemplo, telhados e estradas).

A maioria das áreas de estudo exigem a criação de múltiplas sub-bacias, a fim de caracterizar adequadamente a variabilidade espacial nas vias de drenagem terrestre e as propriedades do terreno. Para cada sub-bacia criada, devem ser fornecidos detalhes suficientes do sistema de drenagem e das subáreas que o alimentam.

Com a divisão da área de estudo em sub-bacias tal como descrito na secção 3.2.2, é então possível introduzir estes dados no SWMM, onde é necessário para cada sub-bacia fornecer certos parâmetros, sendo os principais:

**Nome:** para identificar as diferentes Sub-bacias.

**Pluviómetro de entrada:** atributo para identificar o pluviómetro que está associado à precipitação de entrada na sub-bacia. Para este caso de estudo, uma vez que se trata de uma área de pequenas dimensões todas as sub-bacias estão ligadas ao mesmo pluviómetro.

**Área da sub-bacia:** atributo que indica a área total da sub-bacia (ha). Este parâmetro foi medido com a ajuda do google earth, que mede automaticamente a área de cada polígono criado (figura 16).

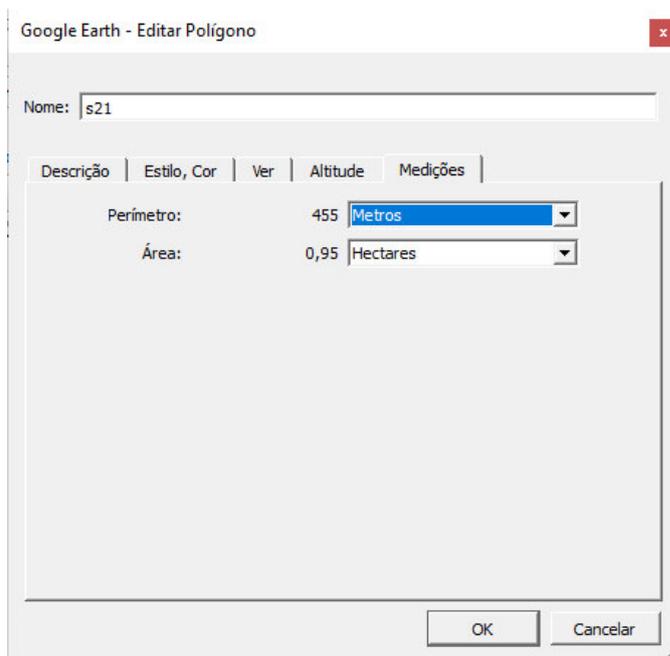


Figura 16: Exemplo de como determinar a área de uma sub-bacia recorrendo ao google earth.

**Largura da bacia:** campo para atribuição da largura característica da bacia (m). Este parâmetro foi obtido a partir da relação entre a área da bacia e a máxima distância da bacia (distância entre o ponto mais afastado da descarga e a própria descarga). Por outras palavras a largura obteve-se dividindo a área da sub-bacia pelo comprimento máximo médio do fluxo terrestre (que para este caso, considerando que os dois lados das sub-bacias são simétricos vai ser o dobro do comprimento do canal de drenagem).

**Declive da bacia:** campo para atribuição do declive da sub-bacia (%). Este valor reflete a inclinação média ao longo do caminho desde os locais da entrada até ao fluxo de saída. Essa média é obtida pela diferença de cotas entre o ponto mais alto e o ponto mais baixo, dividida pelo comprimento entre esses dois pontos.

**Percentagem de área impermeável:** campo para atribuição da percentagem da área impermeável (%). Aquando da criação das diferentes sub-bacias no google Earth, foi feita a distinção entre área permeável, área edificada e área pavimentada, tendo sido feita a medição de todas estas áreas, para as respetivas sub-bacias. No caso deste parâmetro, os valores foram obtidos somando as áreas edificadas e pavimentadas de cada sub-bacia, dividido pelo valor de área total.

**Coefficiente de Manning para a área impermeável:** campo para atribuição do valor do coeficiente de rugosidade de Manning da área impermeável. Para este caso de estudo,

analisando os valores de rugosidade retirados da tabela 4, considerou-se como valor mais apropriado para o terreno 0,019 que corresponde a superfície impermeável áspera (rough impervious surface).

Tabela 4: Estimativas do coeficiente de rugosidade de Manning para escoamentos superficiais (Rossman,2015).

Source	Ground Cover	n	Range
Crawford and Linsley (1966) <sup>a</sup>	Smooth asphalt	0.01	
	Asphalt of concrete paving	0.014	
	Packed clay	0.03	
	Light turf	0.20	
	Dense turf	0.35	
Engman (1986) <sup>b</sup>	Dense shrubbery and forest litter	0.4	
	Concrete or asphalt	0.011	0.010-0.013
	Bare sand	0.010	0.01-0.016
	Graveled surface	0.02	0.012-0.03
	Bare clay-loam (eroded)	0.02	0.012-0.033
	Range (natural)	0.13	0.01-0.32
	Bluegrass sod	0.45	0.39-0.63
	Short grass prairie	0.15	0.10-0.20
Yen (2001) <sup>c</sup>	Bermuda grass	0.41	0.30-0.48
	Smooth asphalt pavement	0.012	0.010-0.015
	Smooth impervious surface	0.013	0.011-0.015
	Tar and sand pavement	0.014	0.012-0.016
	Concrete pavement	0.017	0.014-0.020
	Rough impervious surface	0.019	0.015-0.023
	Smooth bare packed soil	0.021	0.017-0.025
	Moderate bare packed soil	0.030	0.025-0.035
	Rough bare packed soil	0.038	0.032-0.045
	Gravel soil	0.032	0.025-0.045
	Mowed poor grass	0.038	0.030-0.045
	Average grass, closely clipped sod	0.050	0.040-0.060
	Pasture	0.055	0.040-0.070
	Timberland	0.090	0.060-0.120
	Dense grass	0.090	0.060-0.120
	Shrubs and bushes	0.120	0.080-0.180
	Business land use	0.022	0.014-0.035
	Semi-business land use	0.035	0.022-0.050
	Industrial land use	0.035	0.020-0.050
	Dense residential land use	0.040	0.025-0.060
Suburban residential land use	0.055	0.030-0.080	
Parks and lawns	0.075	0.040-0.120	
<sup>a</sup> Obtained by calibration of Stanford Watershed Model.			
<sup>b</sup> Computed by Engman (1986) by kinematic wave and storage analysis of measured rainfall-runoff data.			
<sup>c</sup> Computed on basis of kinematic wave analysis.			

**Coeficiente de Manning para a área permeável:** campo para atribuição do valor do coeficiente de rugosidade de Manning da área permeável. Para este caso de estudo, uma vez que todas as áreas permeáveis existentes são jardins relvados, considerou-se como valor mais apropriado 0,050 que corresponde a relva média (average grass, closely clipped sod), segundo os valores de rugosidade retirados da tabela 4.

**Armazenamento em depressão nas áreas impermeáveis:** campo para atribuição da altura que deve ser preenchida antes da ocorrência de escoamento nas áreas impermeáveis, segundo o manual de utilizador do SWMM (Rossman,2015), o valor mais apropriado para áreas impermeáveis é de 0,1 polegadas (2,54 mm).

**Armazenamento em depressão nas áreas permeáveis:** campo para atribuição da altura que deve ser preenchida antes da ocorrência de escoamento nas áreas permeáveis, segundo o manual de utilizador do SWMM (Rossman,2015), o valor mais apropriado para áreas permeáveis é de 0,35 polegadas (8.89 mm).

**Porcentagem área impermeável zero:** campo para atribuição da área impermeável sem armazenamento, que corresponde à área edificada. Para se obter este parâmetro foi utilizado o google Earth, onde se mediu para cada sub-bacia a área edificada.

**Tipo de escoamento:** campo para a atribuição do percurso do escoamento entre as subáreas permeáveis e impermeáveis.

- **IMPERV:** escoamento da área permeável para a área impermeável;
- **PERV:** escoamento da área impermeável para a área permeável;
- **OUTLET:** escoamento de ambas as áreas diretamente para a saída.

Para o caso de estudo foi utilizado a terceira opção, ou seja, o escoamento das áreas permeáveis e impermeáveis escoam diretamente para a saída.

**Método de infiltração:** campo para escolher um de três métodos de infiltração (Método de Horton, Método de *Green-Ampt* ou Método do Soil Conservation Service (SCS) baseado no Curve Number (CN))

Neste projeto compararam-se dois métodos de perda por infiltração, o método de Horton modificado e o método SCS.

Seja qual for o método de infiltração usado, os parâmetros que definem o método são altamente dependentes do tipo e condição de infiltração do solo. O NRCS (Serviço de Conservação dos Recursos Naturais), classificou a maioria dos solos em Grupos Hidrológicos do Solo, A, B, C e D, dependendo das suas capacidades de infiltração. (Rossman, 2016)

- Solos Tipo A -Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
- Solos Tipo B-Solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundo do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
- Solos Tipo C-Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo percentagem considerável de argila e pouco profundo.
- Solos Tipo D -Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

Para conhecer qual o tipo de solo da área de estudo foi consultado o Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH), que permitiu escolher o tipo de solo para a área de estudo, tendo sido escolhido o B.

## Método de Horton Modificado

O método de Horton é de natureza empírica e é talvez o mais conhecido dos métodos de infiltração. Intuitivamente podemos dizer que a infiltração geralmente é maior no início e decai ao longo do processo até atingir um patamar constante. Horton em 1940 formulou tal hipótese através de uma relação exponencial válida quando a potencial absorção por infiltração é maior ou igual à precipitação ocorrida. A relação proposta por Horton é a seguinte:

*Equação 7: Equação de Horton*

$$f_p = f_{\infty} + (f_0 - f_{\infty})e^{-k_d \cdot t}$$

Onde:

$f_p$  = taxa de infiltração no tempo  $t$  (mm/h).

$f_{\infty}$  = taxa de infiltração mínima ou de equilíbrio (mm/h)

$f_0$  = taxa de infiltração máxima ou inicial (mm/h)

$k_d$  = constante da exponencial, que é chamado como o coeficiente de decaimento (1/h)

$t$  = tempo de início da precipitação (h)

Embora a equação de Horton seja provavelmente a mais conhecida das várias equações de infiltração disponíveis, há pouca informação para ajudar a selecionar os valores dos parâmetros  $f_0$  e  $k_d$  para uma determinada aplicação. Uma vez que os valores reais de  $f_0$  e  $k_d$  (e muitas vezes  $f_{\infty}$ ), dependem do solo, da vegetação e do teor de umidade inicial, idealmente esses parâmetros devem ser estimados usando os resultados dos testes de infiltração feitos para vários locais da bacia hidrográfica e para um número de condições antecedentes de umidade (Rossman, 2016).

O método de Horton na sua forma original, é aplicável apenas a eventos para os quais a intensidade da precipitação excede sempre a capacidade de infiltração. No entanto, a sua forma modificada utilizada no SWMM destina-se a superar essa limitação, o que permite fornecer estimativas de infiltração mais precisas quando ocorrem baixas intensidades de precipitação.

Neste caso de estudo optou-se por utilizar o método de Horton modificado, sendo que esta forma modificada utiliza os mesmos parâmetros do método original. Como não foi possível usar dados de campo para encontrar estimativas de  $f_0$ ,  $f_{\infty}$  e  $k_d$  para cada sub-bacia, foram usados valores típicos obtidos do manual do SWMM:

- $f_{\infty}$  - capacidade de infiltração mínima ou de equilíbrio

O parâmetro de Horton  $f_{\infty}$  é essencialmente igual à condutividade hidráulica saturada,  $K_s$ , isto é,  $f_{\infty} \approx K_s$ . As estimativas generalizadas de  $K_s$  presentes na tabela 5, são a melhor fonte de valores para  $f_{\infty}$ .

Tabela 5: Estimativas generalizadas de Ks para as diferentes classes de solo (Rossman,2015).

soil class	Ks (in/hr)
Sand	4,74
loamy sand	1,18
sandy loam	0,43
Loam	0,13
silt loam	0,26
sandy clay loam	0,06
clay loam	0,04
silty clay loam	0,04
sandy clay	0,02
silty clay	0,02
Clay	0,01

O valor a considerar para a área de estudo foi o de 0.26 in/hr (corresponde a 6.6 mm/hr), valor relativo ao tipo de solo silt loam, que é o tipo de solo que melhor se enquadra com o solo da área de estudo.

- $f_0$  - capacidade de infiltração máxima ou inicial

A capacidade inicial de infiltração,  $f_0$  depende principalmente do tipo de solo, do teor inicial de humidade e da vegetação existente. Os valores de  $f_0$  listados na tabela 6 foram usados como um guia aproximado. Pode ser necessária a interpolação entre os valores (Rossman,2016).

Tabela 6: Valores representativos de  $f_0$  (Rossman,2015).

<b>A. DRY soils (with little or no vegetation):</b>	
Sandy soils:	5 in/hr
Loam soils:	3 in/hr
Clay soils:	1 in/hr
<b>B. DRY soils (with dense vegetation):</b>	
Multiply values given in A by 2 (after Jens and McPherson, 1964).	
<b>C. MOIST soils (change from dry <math>f_0</math> value required for single event simulation only):</b>	
Soils which have drained but not dried out (i.e., field capacity): divide values from A and B by 3.	
Soils close to saturation: Choose value close to $f_c$ value.	
Soils which have partially dried out: divide values from A and B by 1.5-2.5.	

Uma vez que estes valores são representativos da área permeável e que na área de estudo as áreas permeáveis são na sua maioria áreas relvadas, onde se pode considerar que a vegetação

é densa o valor que melhor se aproxima da realidade é 2x3 in/hr (152,4 mm/hr) (valor relativo ao tipo de solo loam solis, com densa vegetação)

- Kd - coeficiente de decaimento

Para qualquer teste de infiltração de campo, o valor de Kd depende do teor de humidade inicial. A gama de valores para este coeficiente está na maioria entre 3-6 hr-1, sendo que em caso de não existirem dados de campo disponíveis (é o que acontece no caso de estudo), o valor mais apropriado para uma estimativa é de 4 hr-1 (Rossman,2016)

- Tempo de secagem

O tempo de secagem representa o tempo em dias para um solo saturado secar completamente. Segundo Rossman (Rossman,2016) este parâmetro está relacionado com a condutividade hidráulica saturada Ks segundo a equação:

*Equação 8: Tempo de secagem.*

$$T_{dry} = \frac{3.125}{\sqrt{Ks}}$$

Onde o valor de Ks é baseado no tipo de solo, que para o caso de estudo, o valor considerado foi de 0.26 in/hr o que dá um tempo de secagem de aproximadamente 6 dias, valor este que é igual para todas sub-bacias, uma vez que o tipo de solo é o mesmo.

### Metodo de SCS (Soil Conservation Service)

Para se aplicar o método de SCS no SWMM é necessário fazer certas aproximações (Rossman,2016):

- Definir área impermeável como 0.
- Utilizar o Curve Number médio para cada sub-bacia.
- Ajustar o coeficiente de rugosidade da área permeável para 0, para evitar qualquer atraso de escoamento.

Para o método SCS é necessário fornecer apenas dois parâmetros para cada sub-bacia, que são:

CN- Curve Number (número de escoamento médio)

Tdry- tempo de secagem (dias)

- Curve Number

O parâmetro Curve Number é um índice que representa a combinação empírica de três fatores: grupo do solo, cobertura do solo e condições de humidade antecedente do solo, sendo que esses diferentes valores de Curve Number encontram-se tabelados (tabela 7), consoante a classificação hidrológica do solo (Rossman,2016), que como referenciado anteriormente para a área de estudo o tipo de solo é o B.

Tabela 7: Curve Number para os diferentes usos de solo (Rossman,2015).

Land Use Description	Hydrologic Soil Group			
	A	B	C	D
Cultivated land <sup>1</sup>				
Without conservation treatment	72	81	88	91
With conservation treatment	62	71	78	81
Pasture or range land				
Poor condition	68	79	86	89
Good condition	39	61	74	80
Meadow				
Good condition	30	58	71	78
Wood or forest land				
Thin stand, poor cover, no mulch	45	66	77	83
Good cover <sup>2</sup>	25	55	70	77
Open spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
Good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
Fair condition: grass cover on 50 – 75% of the area	49	69	79	84
Commercial and business areas (85% impervious)	89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)	81	88	91	93
Residential <sup>3</sup>				
Average lot size	Average % impervious <sup>4</sup>			
1/8 ac or less	65	77	85	90
1/4 ac	38	61	75	83
1/3 ac	30	57	72	81
1/2 ac	25	54	70	80
1 ac	20	51	68	79
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. <sup>5</sup>	98	98	98	98
Streets and roads				
Paved with curbs and storm sewers <sup>5</sup>	98	98	98	98
Gravel	76	85	89	91
Dirt	72	82	87	89

- Tempo de secagem

O valor de tempo de secagem para o método é igual ao utilizado no método de Horton (6 dias)

Subcatchment S01	
Property	Value
Name	S01
X-Coordinate	3548.535
Y-Coordinate	2706.044
Description	
Tag	
Rain Gage	PLUV1
Outlet	N01
Area	0.5934
Width	15.876
% Slope	0.3299
% Imperv	0
N-Imperv	0.019
N-Perv	0
Dstore-Imperv	2.54
Dstore-Perv	5.08
%Zero-Imperv	0
Subarea Routing	OUTLET
Percent Routed	100
Infiltration	CURVE_NUMBER
Groundwater	NO
Snow Pack	
LID Controls	0
Land Uses	0
Initial Buildup	NONE
Curb Length	0

Figura 17: Exemplo de uma interface do SWMM para a introdução das características das sub-bacias.

Na tabela 11 do anexo 3 está representado um resumo com todas as sub-bacias criadas e os respectivos parâmetros considerados, estando na figura 49 a localização de todas as sub-bacias.

### 3.3.3 Coletores (Conduits)

Os coletores são canais ou tubos que transportam água de um nó do sistema de transporte para outro. O SWMM apresenta diversas geometrias pré-definidas, secções abertas e fechadas, e outras de geometria irregular para simular canais naturais. Aplica-se a equação de Manning (Equação 5) no coletor, que relaciona o caudal que circula (Q), com a sua área de secção transversal (A), raio hidráulico (R) e o declive (S), tanto para canais abertos como para coletores fechados parcialmente cheios.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * \sqrt{S}$$

Onde  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning. Em condutas de secção circular que operem sob pressão o cálculo de perdas de carga pode ser feito pela equação de Hazen – Williams ou pela equação de Darcy – Weisback, tendo sido escolhida a primeira.

Os principais parâmetros a serem fornecidos ao modelo para os coletores são:

**Nome:** para identificar os diferentes coletores;

**Tipo de secção:** campo para se escolher a geometria da secção transversal do coletor. Neste caso de estudo, conforme as informações recolhidas na câmara, todos os coletores são circulares;

**Máxima altura da secção transversal:** para coletores circulares este parâmetro refere-se ao diâmetro. Dos dados fornecidos pela câmara é possível retirar o diâmetro da grande parte dos coletores, contudo existem alguns que a câmara não tem informações. Para resolver esse problema foi feito o dimensionamento de todas as redes de coletores existentes na área de estudo (explicação na secção 3.2.3), desse dimensionamento vai-se retirar os diâmetros dos coletores sem informações;

**Comprimento do coletor:** indica o comprimento do coletor (m). Para determinar este parâmetro recorreu-se a duas formas distintas: a primeira, foi usada nos coletores que a câmara tem informações, onde os comprimentos exatos estão lá referenciados. A segunda forma, foi utilizada nos coletores sem informações, onde recorrendo ao google Earth mediu-se o comprimento entre as caixas de visita de entrada e de saída;

**Coefficiente de Manning:** campo de atribuição de um coeficiente da forma de perda de carga de uma entidade, que exprime o efeito de rugosidade do material. Neste caso de estudo, uma vez que todos os coletores são de betão, o coeficiente utilizado foi o coeficiente para esse material que é de 0,015 (Rossman,2016).

**Nó entrada:** campo de atribuição do nó de entrada do coletor;

**Nó saída:** campo de atribuição do nó de saída do coletor;

O Nó de entrada e o Nó de saída são parâmetros de extrema importância pois dão ao modelo o percurso das águas.

Conduit T02	
Property	Value
Name	T02
Inlet Node	N02
Outlet Node	N03
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.4
Length	150.5
Roughness	0.015
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0.5
Exit Loss Coeff.	1
Avg. Loss Coeff.	0
Seepage Loss Rate	0
Flap Gate	NO
Culvert Code	

Figura 18: Interface do SWMM para a introdução das características dos coletores.

Na tabela 12 do anexo 3 está apresentado todos os coletores criados com todos os valores fornecidos ao modelo, bem como a figura 50 com a localização do SWMM de todos os coletores.

### 3.3.4 Pontos de Descarga (*Nós exutórios*)

Ponto final do sistema de transporte onde a água é descarregada para um recetor (tal como uma corrente de receção ou uma estação de tratamento).

**Nome:** atributo para identificar o ponto de descarga;

**Tipo de descarga:** campo atribuído ao tipo de descarga efetuado. O modelo permite escolher entre 5 tipos de descarga distintos, que são:

**LIVRE:** descarga determinada pelo valor mínimo de profundidade do escoamento crítico e a profundidade de escoamento normal no coletor de conexão.

**NORMAL:** descarga determinada pela altura do escoamento normal no coletor de conexão.

**FIXO:** descarga determinada por um nível fixo de água.

**MARÉ:** descarga determinada pela altura da maré descrita em função da hora do dia.

**SÉRIE TEMPORAL:** condição fornecida por meio de uma série temporal de cotas.

Neste caso, uma vez que em nenhum dos pontos de descarga existe o problema da conduta de conexão afetar o respetivo ponto de descarga utilizou-se o tipo de descarga normal;

**Cota soleira:** campo para atribuição da cota de fundo do ponto de descarga (m), valores fornecidos pela Camara, ou medidos no terreno.

Outfall E1	
Property	Value
Name	E1
X-Coordinate	2600.733
Y-Coordinate	9926.740
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	2.7
Tide Gate	NO
Route To	
Type	NORMAL
<b>Fixed Outfall</b>	
Fixed Stage	0
<b>Tidal Outfall</b>	
Curve Name	*
<b>Time Series Outfall</b>	
Series Name	*

Figura 19: Interface do SWMM para a introdução das características dos pontos de descarga.

Na tabela 13 do anexo 3, estão apresentados os pontos de descarga e as respetivas propriedades.

### 3.3.5 Pluviómetro (Rain Gages)

Para este caso de estudo, foi considerado um só pluviómetro para representar a precipitação sobre toda a área da bacia, uma vez que a sua dimensão é pequena.

**Nome:** atributo para identificar o pluviómetro;

**Tipo de dados:** atributo para escolher que tipo de dados o pluviómetro vai trabalhar. Existem 3 opções possíveis: intensidade da precipitação (precipitação média durante um determinado intervalo de tempo em milímetros/hora ou polegadas/hora), volume (volume de precipitação que caiu num determinado intervalo de tempo em milímetros) ou volume acumulado (precipitação acumulada que ocorreu desde o início da última série de valores não nulos, em milímetros); para este caso de estudo a opção escolhida foi a intensidade de precipitação em milímetros/hora.

**Intervalo de Tempo:** campo para a identificação do intervalo de tempo para a gravação de dados (por exemplo, diários, horários, de 10 minutos...). O intervalo de tempo vai variar consoante a série de precipitação a considerar, por exemplo no caso de uma série temporal de precipitação intensa de duração de 1 hora o tempo de intervalo mais recomendado será 10

minutos, enquanto que para uma série temporal de vários dias um tempo de intervalo diário ou de 12 horas será o mais adequado;

**Fonte de dados:** campo para a identificação da origem dos dados da precipitação (série temporal ou de arquivo externo). Para o caso de estudo os dados de precipitação tiveram origem em séries temporais criadas. Tendo sido criadas duas séries temporais de valores de intensidade de precipitação, como foi indicado na secção 3.2.4.

Rain Gage PLUV1 <span style="float: right; color: red;">✖</span>	
Property	Value
Name	PLUV1
X-Coordinate	787.546
Y-Coordinate	9230.769
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Time Interval	0:10
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
<b>TIME SERIES:</b>	
- Series Name	STfinal
<b>DATA FILE:</b>	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	IN

Figura 20: Interface do SWMM para a introdução das características do pluviómetro.

### 3.3.6 Escolha das opções de simulação

Antes de realizar a simulação é preciso ter em conta as opções de simulação, para isso utilizou-se a categoria opções no visor de dados para determinar as seguintes características:

Modelo de propagação de fluxo.

O transporte de água num coletor está regido pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento. O modelo SWMM permite seleccionar o nível de precisão que deseja para resolver estas equações, para isso, existem três modelos hidráulicos de transporte:

- Modelo de Fluxo em Regime Uniforme.
- Modelo da onda Cinemática.
- Modelo da onda Dinâmica.

Para o caso de estudo o modelo utilizado foi o modelo da onda dinâmica, pois é o modelo que dos três gera resultados mais precisos

## Datas

É necessário determinar a data e a hora do início e do final da simulação, sendo que essas datas têm que ser concordantes com o tempo da simulação, caso contrário a simulação dá erro.

## Passos de tempo (Time steps)

Na janela Passos de Tempo, das Opções de Simulação, estabelecem-se a duração dos passos de tempo utilizados para os cálculos do escoamento superficial, da propagação dos fluxos nos coletores e dos relatórios de resultados. Os passos de tempo são especificados em dias e horas:minutos:segundo, exceto para a propagação do fluxo que é dado em decimais de segundos.

- Passo de Tempo do Relatório: intervalo de tempo para a apresentação dos resultados calculados, para o caso de estudo optou-se por um intervalo de tempo de 5 minutos, pois como a série de precipitação criada representa uma precipitação intensa de curta duração, o sistema vai-se alterar rapidamente, sendo então importante analisar resultados para curtos períodos de tempo.

Os restantes passos de tempo servem principalmente para reduzir o erro da simulação, sendo que quanto mais baixo os passos de tempo, menor o erro da simulação. Para a sua determinação realizaram-se várias simulações, onde á media que se ia reduzindo os valores dos passos de tempos o erro da simulação ia diminuindo, até atingir um ponto em que o erro da simulação já pouco se alterava. Sendo que os valores adotados são os seguintes:

- Passo de Tempo do Escoamento em tempo seco-10 minutos.
- Passo de Tempo - Escoamento em Período Chuvoso- 1 minuto
- Passo de Tempo para Propagação do Fluxo-30 segundos.

## Opções do Modelo da Onda Dinâmica

Como o modelo selecionado foi o modelo de Onda Dinâmica é necessário fixar os diversos parâmetros que controlam a forma como o fluxo é calculado, sendo que os mais importantes são:

- Termos de Inércia- Indica como os termos de inércia da equação de momento de Saint Venant serão administrados, é possível escolher entre três opções:
  - KEEP: mantém esses termos integralmente em todas as condições.
  - DAMPEN: reduz esses termos ao estar próximo ao fluxo crítico e os ignora quando o fluxo é supercrítico.

- IGNORE: os termos de inércia são desconsiderados, por completo, e a equação de Saint Venant se reduz a uma equação de difusão.

Para o caso de estudo optou-se por escolher a opção DAMPEN.

- Modo de Definição do escoamento Supercrítico- Selecciona o modo usado, para determinar quando o fluxo supercrítico ocorre num coletor. As escolhas são:
  - Somente pela declividade da superfície da água (declividade da superfície da água declividade do conduto).
  - Somente pelo número de Froude (isto é, número de Froude  $> 1$ ).
  - Tanto pelo número de Froude como pela declividade da superfície da água.

Segundo o manual de utilizador do SWMM (Rossman,2015) a opção mais recomendável é terceira, sendo por isso essa a opção seleccionada.

- Equação da Perda de Carga - Selecciona a equação a ser utilizada, para computar as perdas por atrito, durante o escoamento do fluxo em coletores circulares. Pode-se escolher a equação de Hazen-Williams ou a de Darcy-Weissbach, neste caso optou-se por escolher a equação de Hazen-Williams, contudo essa escolha não é importante para esta simulação, uma vez que para o tipo de escoamento importante para este trabalho é o escoamento em superfície livre que nesse caso a fórmula usada é a de Manning.



## Capitulo 4. Resultados da simulação com o modelo SWMM

### 4.1 Comparação de métodos de infiltração

A infiltração é o processo pelo qual a precipitação penetra na superfície do solo e enche os poros do solo subjacente sendo o processo responsável pela maior parte das perdas de precipitação em áreas permeáveis. Teoricamente, a infiltração é governada pela equação de Richards que exige o conhecimento da relação entre a permeabilidade do solo e a tensão da água dos poros em função do teor de humidade do solo. A dificuldade em resolver esta equação diferencial parcial altamente não-linear torna impossível a sua utilização num modelo geral como o SWMM, especialmente para simulações contínuas de longo prazo. Os engenheiros desenvolveram vários métodos para o cálculo algébrico da infiltração mais simples e que capturam a dependência geral da capacidade de infiltração das características do solo e do volume de água previamente infiltrada no decorrer de um evento de tempestade. Como não existe um acordo universal sobre qual método é o melhor, o SWMM permite escolher entre quatro dos métodos mais utilizados: o método de Horton, o método Horton modificado, o método Green-Ampt e o método SCS (Soil Conservation Service) (Rossman,2016).

Neste caso de estudo vai ser feita a comparação entre o método SCS e o método de Horton modificado, para dois regimes distintos de precipitação

Numa primeira simulação, utilizou-se uma série temporal de precipitação constante com intensidade de 2mm/hr e com a duração de 4 dias (figura 21), e comparou-se os comportamentos que a área de estudo apresenta para os dois métodos de infiltração.

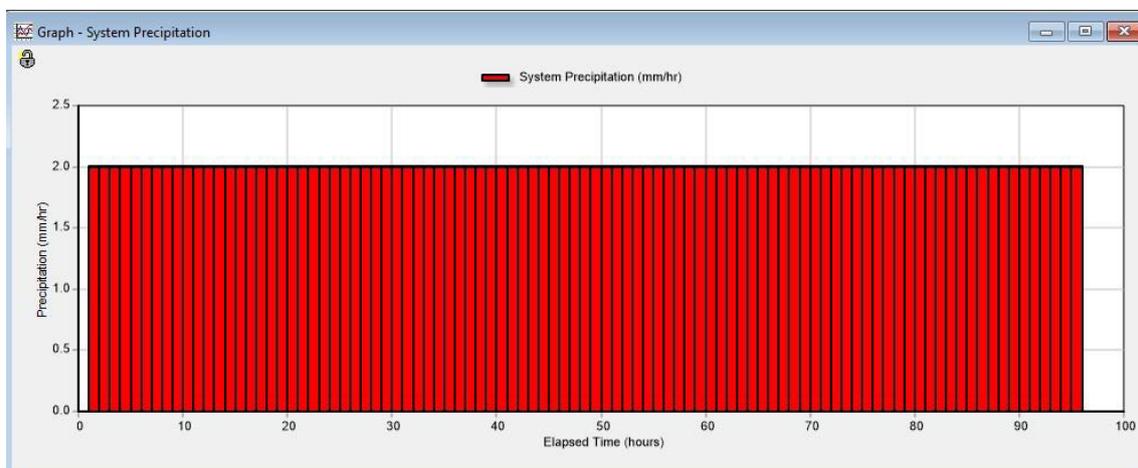


Figura 21: Série temporal usada para a 1ª comparação

O primeiro aspeto que se comparou entre os dois métodos foi o escoamento superficial, que ocorre ao longo do evento de precipitação simulado, estando o escoamento superficial total proveniente da área (system runoff) representado na figura 22.

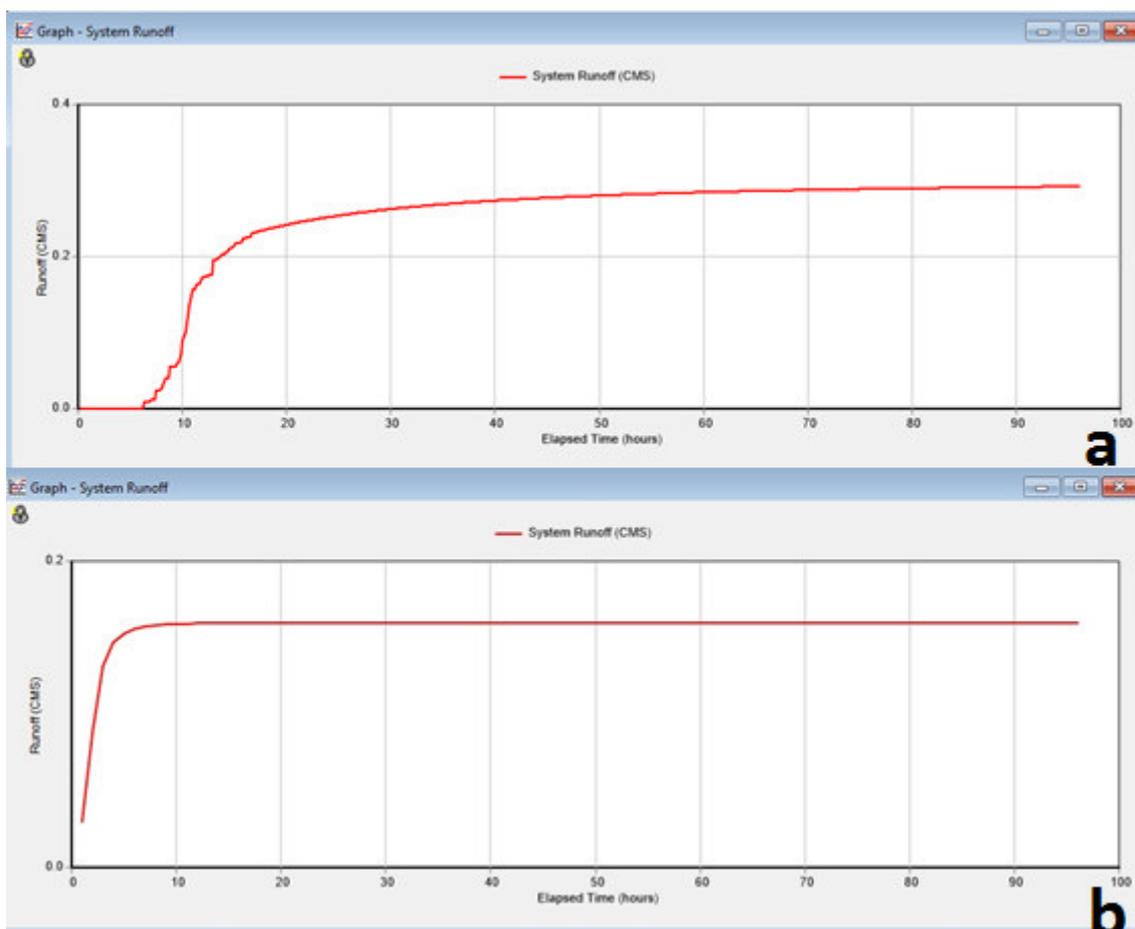


Figura 22: Representação do escoamento superficial utilizando: gráfico a- o método SCS; gráfico b - o método de Horton modificado.

Analisando a figura 22, observam-se algumas diferenças entre os dois métodos, sendo que a mais importante é o valor de caudal de escoamento superficial, que no método SCS atinge um valor bastante superior em comparação com o do método de Horton modificado. Outra diferença existente é que no método SCS, nas primeiras 7 horas o escoamento superficial é nulo o que é explicado pelo facto do solo ter a capacidade de infiltrar toda a água precipitada. Ao fim de 7 horas o solo começa a reduzir a capacidade de infiltração, o que vai originar algum escoamento superficial, que vai aumentando significativamente até atingir um valor elevado que pouco aumenta após as 60 horas. As 60 horas representa a hora a que o solo fica saturado e a infiltração reduz-se para valores residuais. Por outro lado, o que se verifica com o método de Horton modificado é completamente diferente, pois o escoamento superficial começa logo partir da primeira hora de simulação e vai aumentar rapidamente atingindo o seu máximo um pouco antes das 10 horas. O escoamento não continua a aumentar porque o método considere uma taxa mínima de infiltração de equilíbrio.

Outro aspeto a comparar entre os dois métodos, é a variação da taxa de infiltração ao longo da simulação, apresentada na figura 23.

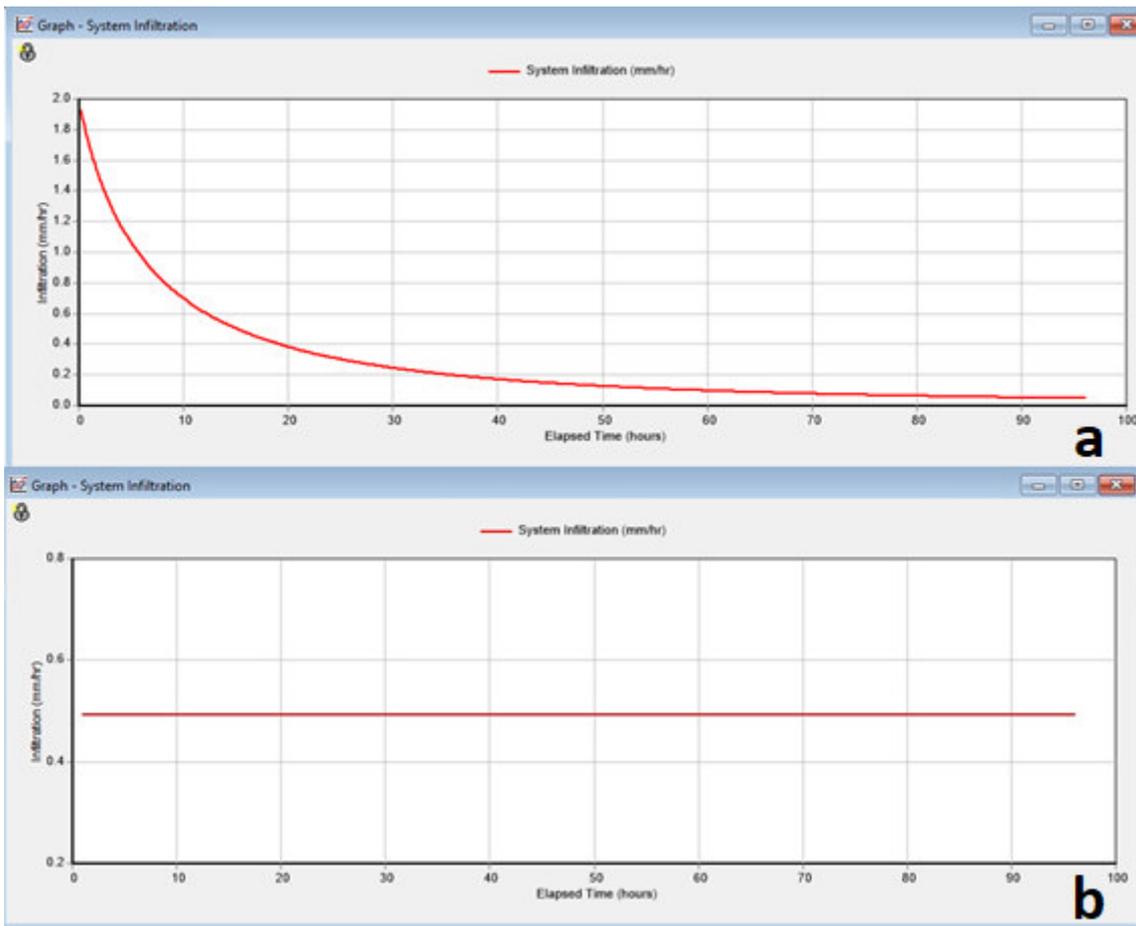


Figura 23: Infiltração no sistema segundo: gráfico a-método SCS; gráfico b- método de Horton modificado;

Pelos gráficos da Figura 23, observa-se que as diferenças entre os métodos são notórias, enquanto que no método SCS a infiltração vai diminuindo ao longo da simulação até chegar aproximadamente a zero. No método de Horton modificado a infiltração vai ser constante ao longo de toda a simulação com o valor de 0,5 mm/hr. Na área permeável o valor é de 2 mm/hr, igual à precipitação, e na área impermeável é 0 mm/hr o que resulta no valor global de 0.5 mm/hr.

Analisando os resultados de escoamento superficial e de taxa de infiltração obtidos pelo método SCS, representados nas Figuras 22 e 23, verifica-se que os dois são concordantes pois inicialmente tem-se uma infiltração com um valor próximo da intensidade de precipitação, mas que ao longo do tempo esse valor de infiltração vai diminuindo, e a água que já não se consegue infiltrar vai sendo armazenada sobre o solo, preenchendo o volume em depressões, até que depois de 7 horas começa a ocorrer escoamento superficial, que vai aumentando à medida que a infiltração vai diminuindo. Às 60 horas o solo está quase saturado, pelo que a infiltração é quase nula e o escoamento superficial tende para o valor máximo, uma vez que nesta fase toda a água precipitada entra no escoamento superficial.

Já no caso do método de Horton modificado o que acontece é que o valor de infiltração é constante ao longo de toda a simulação e o escoamento superficial também o é a partir das 5 horas. Isto acontece porque a intensidade de precipitação não excedeu a capacidade inicial de infiltração. Este resultado é explicado pois foi usado o método de Horton modificado, que foi

modificado especialmente para resolver este problema, contudo neste caso o valor do volume máximo de armazenamento no solo não foi definido.

Com a análise destas 4 figuras, a conclusão que se tira é que o método SCS é o mais adequado para a simulação de precipitação de baixa intensidade e de longa duração, isto porque é o método que se aproxima mais do comportamento esperado do solo permeável. Para além disso os resultados do método de Horton modificado não são consistentes com o valor usado para o parâmetro da capacidade de infiltração mínima ou de equilíbrio ( $f_{\infty} = 6,6 \text{ mm/hr}$ ).

Como o objetivo deste caso de estudo é simular um evento precipitação intensa, vai ser realizado uma segunda comparação entre os dois métodos utilizando uma série temporal de precipitação intensa com 1 hora de duração (ver secção 3.2), a fim de escolher o método mais adequado e por fim estar em condições de avaliar a área de estudo.

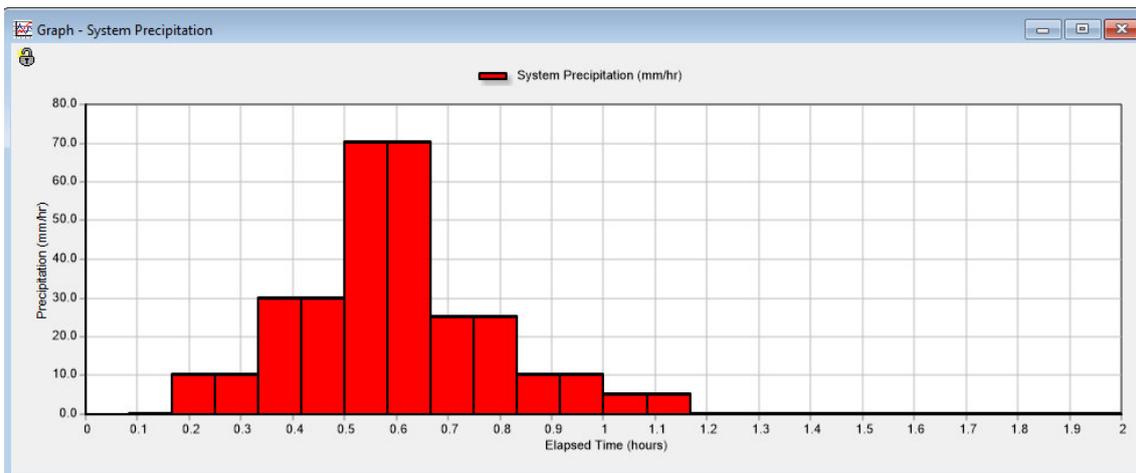


Figura 24: Série temporal usada para a segunda comparação

Os aspetos considerados nesta 2ª comparação são os mesmos da comparação anterior, o escoamento superficial (figura 25) e a taxa de infiltração (figura 26). Para além destes dois aspetos, também foi feito um balanço de volume do sistema para os dois métodos (tabela 8).

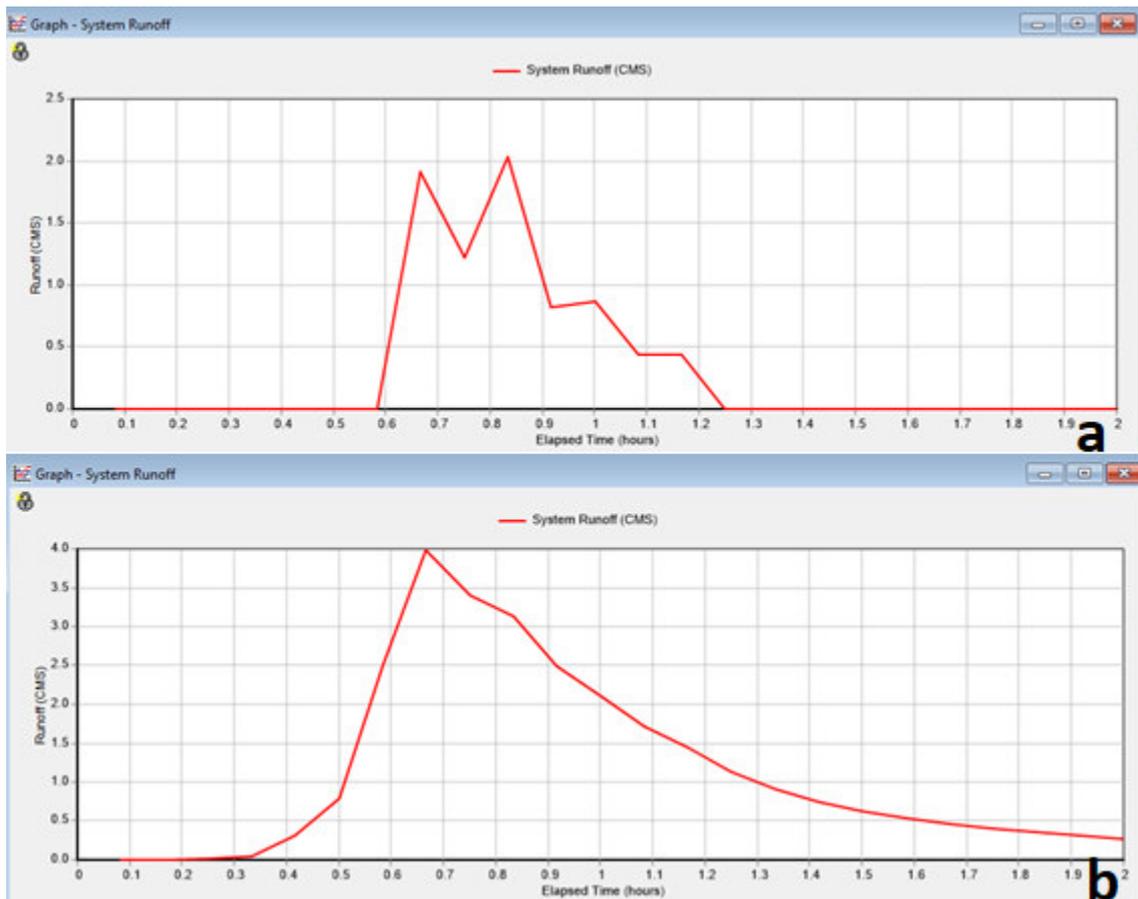


Figura 25: Simulação do caudal de saída do sistema; gráfico a – usando o método SCS; gráfico b – usando o método de Horton modificado.

O escoamento superficial calculado pelo método SCS começa às 0,6 horas de simulação, atingindo os valores máximos, de perto de 2 m<sup>3</sup>/s entre 0,65 e 0,85 h. Estes valores acontecem depois do intervalo em que a intensidade de precipitação é maior (70 mm/hr), existindo durante este intervalo uma pequena variação de valores. Depois das 0,9 horas o escoamento superficial vai diminuindo consideravelmente à medida que a intensidade de precipitação também diminui, até atingir o valor zero logo após o fim da precipitação.

Pelo método de Horton modificado o escoamento superficial começa logo às 0,3 horas de simulação, ou seja, quando a intensidade de precipitação começa a aumentar (30 mm/hr), atingindo o valor máximo de caudal de cerca de 4 m<sup>3</sup>/s quando a intensidade de precipitação atinge a sua intensidade máxima (às 0,65 horas). Depois deste pico vai diminuindo gradualmente à medida que a intensidade de precipitação também diminui sendo que aquando do fim da precipitação o escoamento continua a diminuir sendo ainda maior que zero. A cauda de caudal poderá ser explicada pelo grande pico de escorrência que provoca alagamento da superfície; o volume armazenado sobre a área alagada mantém o escoamento após o fim da precipitação. No caso do método SCS a água armazenada após o fim da precipitação corresponde à perda inicial e é retida sobre a superfície da bacia.

Comparando o escoamento superficial entre os dois métodos, verifica-se que no método SCS o escoamento superficial começa mais tarde e termina logo após a precipitação acabar sendo os valores de caudal de escoamento relativamente baixos, em comparação com os do método de

Horton modificado. No método de Horton modificado, o escoamento começa pouco depois do início da precipitação e a resposta do sistema à precipitação ocorrida é mais lenta, ou seja, aquando do fim da precipitação continua a existir escoamento embora vá tendendo para 0, sendo que após 2 horas de simulação (cerca de 0,8 horas depois da precipitação) ainda não atingiu o valor 0.

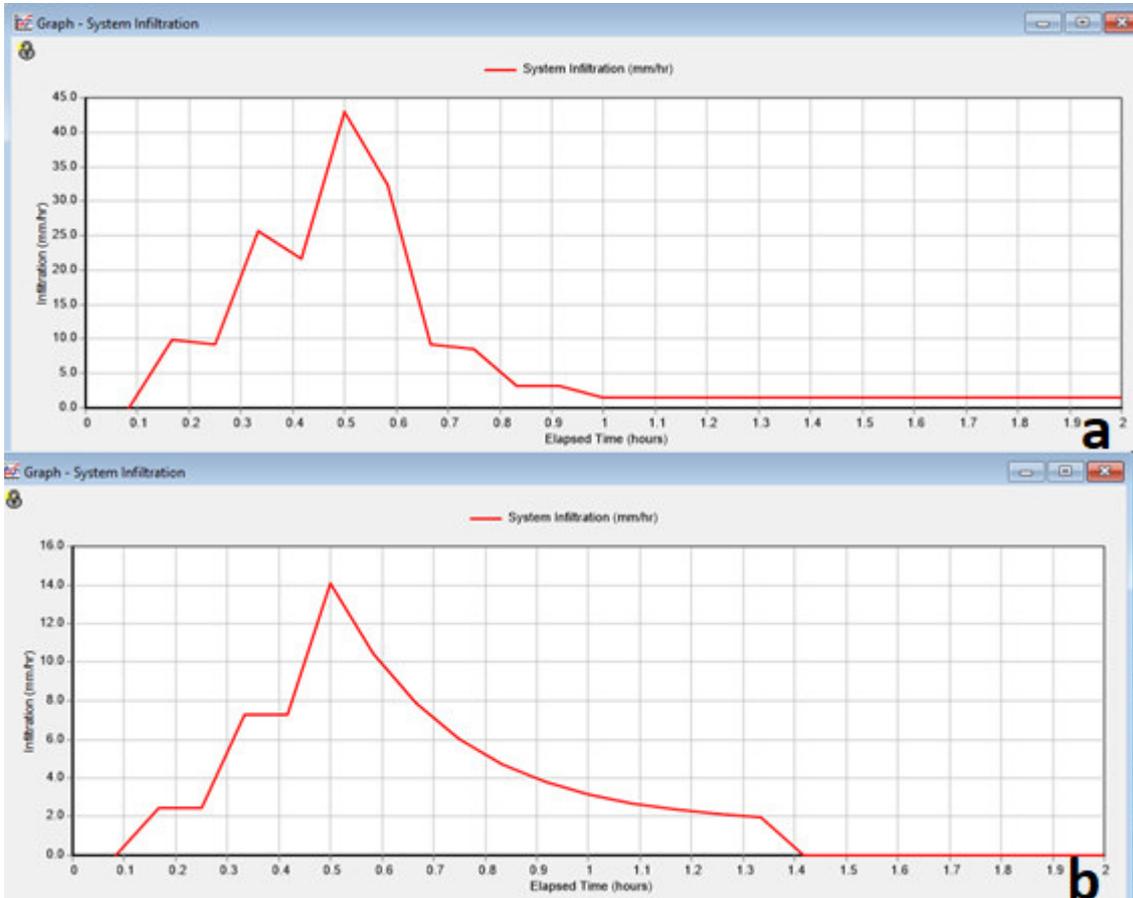


Figura 26: Simulação da infiltração total do sistema; gráfico a – usando o método SCS; gráfico b – usando o método de Horton modificado

Pela figura 26 observa-se uma grande diferença entre o total de infiltração dos dois métodos, que para o método SCS é muito mais elevada em comparação com os do método de Horton modificado. Outra diferença, é o facto de no método SCS sensivelmente após 1 hora de simulação o valor de infiltração desce para um valor próximo de 0, mantendo esse valor mesmo após o final da precipitação, enquanto que no método de Horton modificado a infiltração passa a 0 pouco depois da precipitação terminar.

Tabela 8: Balanço de volume do sistema para o método SCS e para o método de Horton modificado.

	Total (mm)	Infiltração (mm)	Esc. Superficial (mm)	Armazenamento final (mm)
<b>SCS</b>	25	14,354	3.496	7,298
<b>HORTON</b>	25	6,047	15,419	3,706

Pelo balanço de volume do sistema comprova-se a coerência entre os resultados estabelecidos pelas figuras, pois enquanto que no método SCS a maior parte da água precipitada sofre infiltração, no método de Horton modificado a maior parte da água precipitada sofre escoamento superficial. Outro aspeto também aqui considerado é o armazenamento final, que representa toda a água que no fim da simulação ainda se encontra livre, sendo também para este aspeto as diferenças entre os dois métodos é bastante acentuada, havendo um elevado armazenamento final no método SCS enquanto que no método de Horton modificado esse armazenamento é muito menor. Isso acontece porque, existe uma distinção, feita no método de Horton modificado entre áreas impermeáveis com e sem armazenamento, distinção essa que não é feita no método SCS, que vai originar algumas diferenças, ao nível de escoamento superficial e principalmente de armazenamento final, isto porque, as áreas sem armazenamento como o próprio nome indica não armazenam água, ou seja, a água proveniente dessas áreas sofre logo escoamento superficial.

Com o intuito de se conseguir de alguma forma aproximar os dois métodos, foi feita uma análise de sensibilidade ao método de Horton modificado, onde se fez várias alterações aos valores de  $f_0$  e de  $k$ , sendo que para todas as alterações feitas, os valores do balanço de volume nunca se alteraram. Com isto, conclui-se que a simulação não é sensível nem à taxa de infiltração máxima nem coeficiente de decaimento, o que mantém a diferença entre os métodos.

O que se conclui com todos estes resultados é que os dois métodos são bastante diferentes, uma vez que tem bases distintas. O método SCS tem como principal destino de água a infiltração, o que provoca uma redução do caudal mais rápida, dando resultados mais favoráveis em termos do dimensionamento dos coletores. No método de Horton o principal destino de água durante a simulação é o escoamento superficial, o que vai provocar maiores caudais e dar um cenário de simulação mais desfavorável.

Uma vez que não se dispõe de registos do caudal gerado por um episódio de precipitação real, não é possível avaliar qual o método que se aproxima mais da situação real, sendo que do ponto de vista do dimensionamento dos coletores o método SCS é mais favorável enquanto o método de Horton modificado conduz a uma situação mais desfavorável. Dito isto, a opção de maior interesse para o trabalho é utilizar os dois métodos para avaliar a área de estudo e estudar o efeito de medidas alternativas.

#### 4.2 Efeito da interligação entre dois coletores principais (tubo ladrão)

O traçado dos dois coletores principais da área de estudo (coletor que vem do bairro de Santiago em direção ao Campus Universitário e o coletor da Avenida da Universidade) cruzam-se num ponto da Avenida da Universidade (figura 27) mantendo-se independentes, embora tenha sido instalado um tubo de interligação entre os coletores (informação fornecida pelo Eng. João Pontes). O funcionamento do tubo de interligação implica que seja instalado a uma cota que não permita o escoamento com caudais baixos, só permitindo escoamento do excesso de caudal no coletor do bairro de Santiago sendo por isso designado de tubo ladrão.

Este tubo ladrão tem como finalidade, reduzir o caudal de ponta da rede proveniente do bairro de Santiago, transferindo parte dessa água para a rede de coletores da Avenida da Universidade.



Figura 27: Imagem retirada do google Earth com a localização do tubo ladrão

Para verificar o efeito do tubo ladrão no funcionamento hidráulico da rede realizou-se uma simulação no SWMM, usando os seguintes dados:

- O diâmetro do tubo ladrão é de 300 mm (comunicação pessoal do Eng<sup>o</sup> João Pontes).
- Altura a que o tubo ladrão é colocado no nó de entrada e no de saída, ou seja, qual a altura a que a água do nó de entrada (nó da rede de Santiago-Universidade) começa a ser transportada pelo tubo ladrão para a rede da Avenida da Universidade (nó de saída). Esses valores não são conhecidos, tendo sido necessário fazer uma aproximação. Essa aproximação de valores, foi feita tendo em conta, que é necessário existir uma diferença de cotas entre o nó de entrada e o nó de saída, de forma a existir uma inclinação direcionada para o nó de saída, bem como ter em conta que o tubo ladrão tem que ser colocado sem ultrapassar o valor da cota de terreno dos dois nós. O nó de entrada (rede de Santiago-Universidade) tem uma cota de soleira de 8.5 metros, uma cota de terreno de 10,5 metros o que dá uma profundidade de 2 metros; o nó de saída tem uma cota de soleira de 8,95 metros, uma cota de terreno de 10,3 metros o que dá profundidade de 1,35 metros.

Analisando estes dados, os valores escolhidos que cumprem os requisitos para um bom funcionamento do tubo ladrão são: 1,3 metros de altura no nó de entrada do tubo ladrão e 0,7 metros de altura no nó saída. Com estes valores, o tubo ladrão no nó de entrada vai ser colocado à cota de 9,8 metros, e no nó de saída colocado á cota de 9,65. Tendo o tubo um diâmetro 0,3 metros, não vai ultrapassar em nenhum dos nós os valores das cotas de terreno.

O efeito deste tubo de interligação foi simulado no SWMM utilizando a série temporal de precipitação intensa criada na secção 3.2.4, comparando os dois métodos de infiltração considerados: o método SCS (figura 28) e o método de Horton modificado (figura 29).

### Método SCS

Analisando o gráfico c da figura 28, o que se verifica é que segundo o método SCS o tubo ladrão têm um papel residual, isto porque o máximo de caudal de água transportada não passa dos 0,02 m<sup>3</sup>/s, e apresenta um comportamento hidráulico instável.

No gráfico a da figura 28 é possível observar que no nó de saída (N03), a água atinge a altura a que está colocado o tubo ladrão (0,7 metros) mais rapidamente que no nó de entrada (1,3 metros), sendo que é nesse momento que o tubo ladrão começa a funcionar (0,65 horas). Após 0,75 horas tanto o nó de entrada como o nó de saída atingem a sua altura máxima, bem como é nesse momento que o tubo ladrão fica completamente cheio, isso é explicado pelo facto da água proveniente da precipitação com intensidade de 70 mm/hr ocorrida no intervalo das 0,5 às 0,65 horas estar então a escoar-se nos dois coletores. Depois, como a intensidade de precipitação diminui, o caudal começa a diminuir, provocando uma diminuição da altura da água dos nós, até que após 1,15 horas de simulação o tubo ladrão deixa de funcionar pois a altura de água dos nós de entrada e saída são inferiores à altura do tubo ladrão.

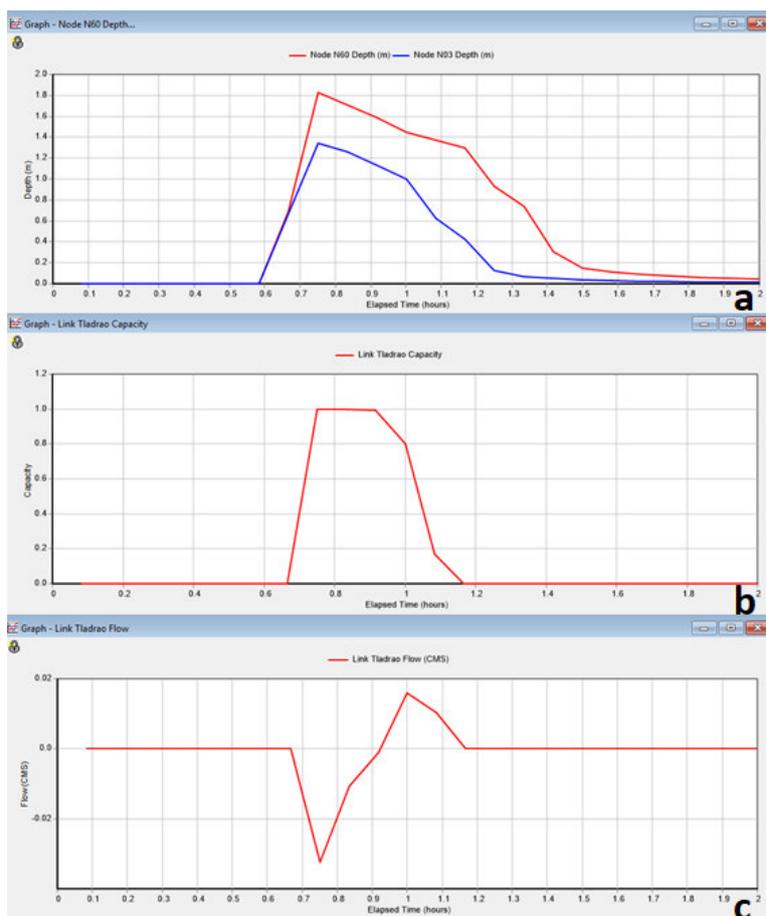


Figura 28: Funcionamento do tubo ladrão pelo método SCS: gráfico a: altura de água do nó de entrada (N60)- a vermelho, e do nó de saída (N03)-a azul; gráfico b- capacidade do tubo ladrão; gráfico c- caudal de água transportada no tubo ladrão

## Método Horton modificado

Pelo gráfico c da figura 29, conclui-se que também pelo método de Horton modificado o tubo ladrão tem um papel residual, embora os valores de caudal aqui apresentados são duas vezes maiores (cerca de 0,04m<sup>3</sup>/s), o que é explicado pelo facto do método de Horton modificado apresentar uma situação mais desfavorável em comparação com o método SCS, uma vez que dá origem a menores perdas por infiltração. Analisando o gráfico b da figura, verifica-se que o tubo ladrão funciona entre as 0,6 horas e as 1,6 horas de simulação, sendo que o seu início acontece no instante em que a altura dos nós começa a aumentar.

Após 0,7 horas o tubo ladrão fica completamente cheio, situação que permanece até pouco depois da precipitação terminar (1,2 horas), sendo que a partir desse momento o caudal do sistema começa a diminuir lentamente, até que às 1,6 horas o tubo ladrão deixe de ser utilizado.

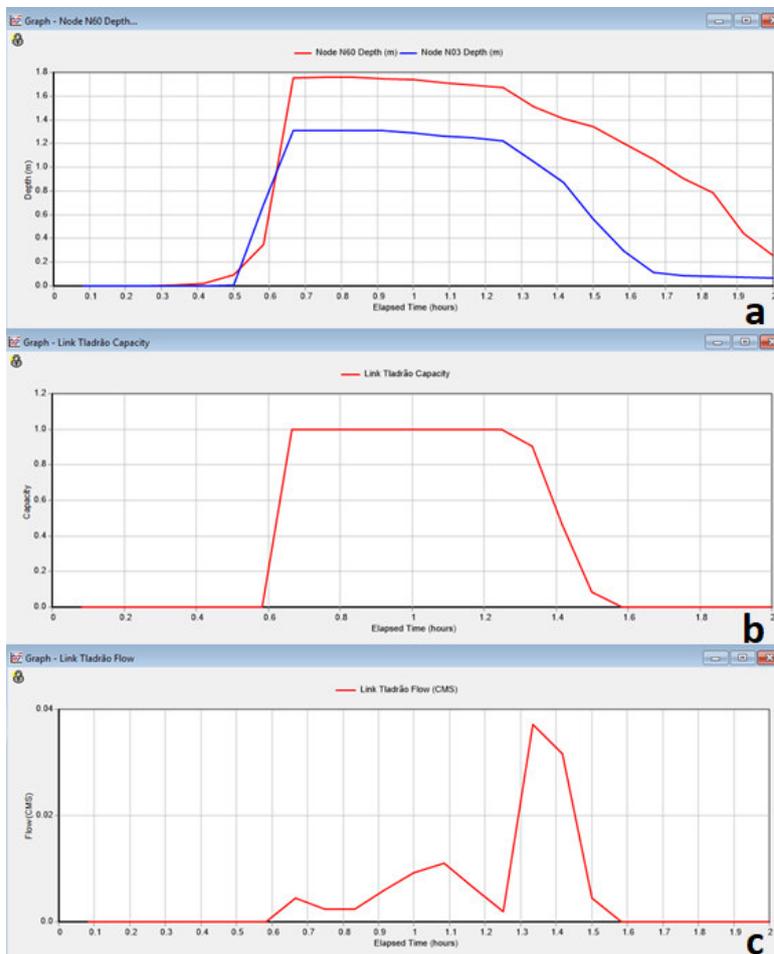


Figura 29: Funcionamento do tubo ladrão pelo método de Horton modificado: gráfico a: altura de água do nó de entrada (N60)- a vermelho, e do nó de saída (N03)-a azul; gráfico b- capacidade do tubo ladrão; gráfico c- caudal de água transportada no tubo ladrão.

Com a análise dos dois métodos é possível concluir que a colocação do tubo ladrão não vai provocar grandes alterações em nenhuma das redes, não cumprindo assim a função que o levou a ser construído.

Embora as conclusões tiradas sejam as mesmas para os dois métodos, os resultados apresentados são um pouco diferentes. Como seria de esperar pelo método de SCS a infiltração é maior o que provoca uma recuperação da capacidade de transporte no sistema rápida, enquanto no método de Horton modificado a recuperação é mais lenta, o escoamento superficial é muito elevado, o que faz com que exista uma maior carga hidráulica na rede de coletores devida ao maior alagamento nas sub-bacias o que provoca maiores caudais nos coletores por um maior período de tempo. Isto é comprovado pelo facto da altura e água dos nós se manter elevada durante mais tempo e também pelo facto de a capacidade de transporte do tubo ladrão se manter alta por quase todo o período de precipitação.

Embora o tubo ladrão não funcione na maneira esperada, para as simulações seguintes optou-se por considerar a sua existência, uma vez que na realidade ele está lá colocado, sendo que este acréscimo não vai alterar em nada os resultados das simulações.

### 4.3 Verificação dos diâmetros dos coletores existentes

O Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (DR 23/95) define o procedimento a seguir para calcular o diâmetro dos coletores de águas pluviais, tal como foi descrito na secção 3.2.3.

Para verificar se a rede de águas pluviais existente está conforme o requerido pelo Regulamento, foi feita uma comparação entre os resultados do dimensionamento efetuado para um período de retorno de 5 anos e os dados dos diâmetros reais obtidos na Câmara Municipal de Aveiro.

#### 4.3.1 Resultados do cálculo de diâmetros dos coletores

Na Tabela 9 são comparados os diâmetros dos coletores existentes, segundo as informações da Câmara Municipal de Aveiro fornecidas pelo engenheiro João Pontes, os diâmetros obtidos pelo dimensionamento e por fim os diâmetros comerciais adequados ao valor de dimensionamento calculado. Uma vez que pelas informações da Câmara todos os coletores existentes são de betão, e sendo esse tipo de coletores os mais utilizados e os economicamente mais viáveis, para este caso de estudo optou-se por apenas considerar esse tipo de coletores. Foram encontradas várias empresas que produzem esse tipo de coletores, sendo que a que mais informações continha e mais variedade de diâmetros produzia foi a empresa “Belmiro & Barreira, Lda” (figura 38 do anexo 2).

*Tabela 9: Comparação entre diâmetro real, diâmetro dimensionado e diâmetro comercial, (estando assinalado a vermelhos os coletores que não existem informações, sendo, no entanto, os diâmetros considerados para a simulação).*

Coletor	Real [mm]	Dim. [mm]	Com. [mm]	Coletor	Real [mm]	Dim. [mm]	Com. [mm]
<b>T1</b>	400	270	300	<b>T31</b>	300	384	400
<b>T2</b>	400	363	400	<b>T32</b>	200	252	300
<b>T3</b>	400	359	400	<b>T33</b>	200	414	500
<b>T4</b>	400	621	700	<b>T34</b>	200	485	500
<b>T5</b>	400	714	800	<b>T35</b>	200	525	600
<b>T6</b>	500	752	800	<b>T36</b>	200	556	600
<b>T7</b>	500	778	800	<b>T37</b>	250	199	200

<b>T8</b>	500	794	800	<b>T38</b>	250	170	200
<b>T9</b>	350	380	400	<b>T39</b>	250	268	300
<b>T10</b>	400	493	500	<b>T40</b>	250	274	300
<b>T11</b>	200	280	300	<b>T41</b>	250	389	400
<b>T12</b>	400	576	600	<b>T42</b>	250	340	400
<b>T13</b>	400	423	500	<b>T43</b>	200	489	500
<b>T14</b>	400	343	400	<b>T44</b>	250	273	300
<b>T15</b>	500	912	1000	<b>T45</b>	200	529	600
<b>T16</b>	500	887	1000	<b>T50</b>	500	348	400
<b>T17</b>	500	890	1000	<b>T51</b>	500	315	400
<b>T18</b>	500	888	1000	<b>T52</b>	500	390	400
<b>T19</b>	500	800	800	<b>T53</b>	500	459	500
<b>T20</b>	500	784	800	<b>T54</b>	500	599	600
<b>T21</b>	250	588	600	<b>T60</b>	500	899	1000
<b>T22</b>	500	528	600	<b>T61</b>	500	960	1000
<b>T23</b>	500	448	500	<b>T62</b>	500	985	1000
<b>T24</b>	400	387	400	<b>T63</b>	700	1052	1200
<b>T25</b>	300	271	300	<b>T64</b>	700	1092	1200
<b>T26</b>	500	698	700	<b>T65</b>	500	441	500
<b>T27</b>	500	685	700	<b>T66</b>	500	512	600
<b>T28</b>	300	533	600	<b>T67</b>	500	494	500
<b>T29</b>	300	489	500	<b>T70</b>	200	213	300
<b>T30</b>	300	472	500	<b>T71</b>	500	657	700
				<b>T72</b>	400	661	700
				<b>T73</b>	500	800	800

#### 4.3.2 Comparação dos diâmetros calculados e existentes

Na figura 30 é feita a comparação, onde se distinguiu os coletores sobredimensionados (a azul), os coletores subdimensionados (a vermelho) e os coletores que estão conforme o dimensionado (a verde). Essa distinção foi feita permitindo um desvio de 50 milímetros para cada lado, entre o valor de dimensionamento e o valor real, ou seja, se um coletor tiver um diâmetro real de 400 milímetros e o valor de dimensionamento for de 440 milímetros considera-se que está conforme o dimensionado, por sua vez se o valor de dimensionamento for de 500 milímetros, esse coletor já é considerado subdimensionado e se caso o valor do dimensionamento for de 300 milímetros, o coletor seria considerado como sobredimensionado. No caso dos coletores em que não existe informação do diâmetro real, estão representados a amarelo na figura 30.

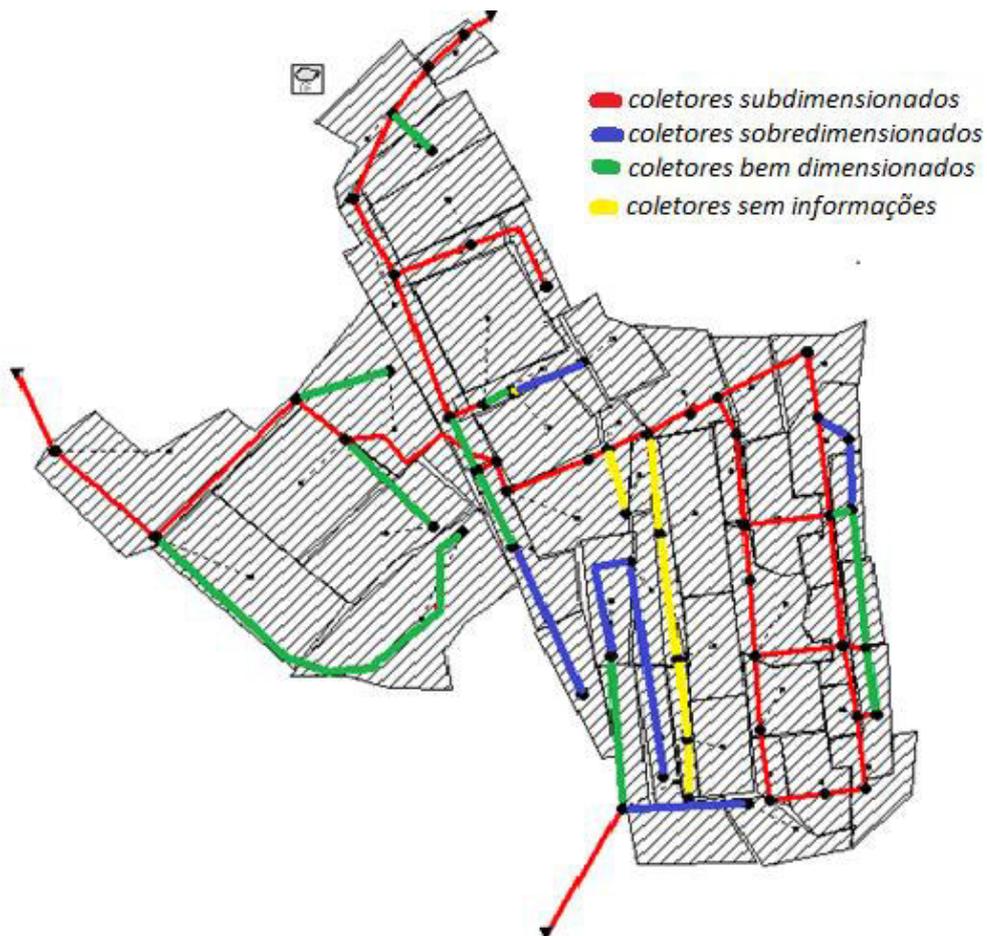


Figura 30: Representação dos coletores segundo o dimensionamento para um período de retorno de 5 anos.

Analisando a figura 30 o que se conclui é que a maior parte da rede está subdimensionada, sendo que os casos mais críticos de subdimensionamento encontram-se nos coletores mais a jusante do sistema, onde os valores calculados no dimensionamento chegam a 1000 milímetros de diâmetro e os valores reais não passam dos 700 milímetros. Essa diferença de diâmetro dos coletores explica a ocorrência de inundações em eventos de precipitação intensa, pois os coletores subdimensionados que recebem a água transportada dos coletores a montante atingem o seu limite de capacidade não conseguindo transportar mais água.

Neste caso um fator importante a limitar a capacidade de transporte dos coletores subdimensionadas é o baixo declive da área de estudo, com destaque para a Avenida da Universidade. Por outro lado, a crescente impermeabilização também contribui para aumentar a necessidade de capacidade de transporte dos coletores existentes.

Contudo o problema existe e é necessário encontrar soluções para o resolver, a solução mais direta seria utilizar os valores de dimensionamento calculados e substituir os coletores para os diâmetros apropriados, mas essa solução acarreta elevados custos porque iria ser necessário abrir valas e construir novas estradas o que para além do custo elevado das infraestruturas também iria provocar enormes problemas de tráfego na cidade, e sendo esta zona uma das mais movimentadas essa solução ainda se torna mais difícil de acontecer.

#### 4.4 Simulação da área de estudo a um evento de precipitação intensa

Para avaliar o efeito da precipitação intensa na área de estudo, foi realizada uma simulação utilizando a série temporal descrita anteriormente na secção 3.3.4. A simulação foi repetida utilizando os dois métodos considerados para o cálculo de perdas, o método SCS (e o método de Horton modificado). Para melhor comparar os dois métodos criou-se a figura 31 que representa toda a rede numa escala de cores que correspondem à gama de valores dos parâmetros seleccionados. Foram considerados os parâmetros que melhor se adequam à avaliação do caudal transportado em cada coletor, sendo esses parâmetros: o escoamento superficial nas sub-bacias (representado em metros cúbicos por segundo), a capacidade dos coletores (representada em percentagem da altura máxima) e a inundação do nó (representada em metros cúbicos por segundo).

Para a avaliação da rede foram escolhidos dois tempos de simulação, o primeiro foi aos 50 minutos; este tempo foi escolhido porque corresponde ao momento em que ocorrem caudais mais elevados uma vez que a série de precipitação utilizada tem como intensidade máxima 70 mm/hr, valor que ocorre entre os 30 e os 40 minutos de simulação. O segundo tempo escolhido foi aos 65 minutos; este tempo foi o escolhido porque a série de precipitação tem a duração de 60 minutos, e é importante observar como a rede se comporta após a precipitação terminar.

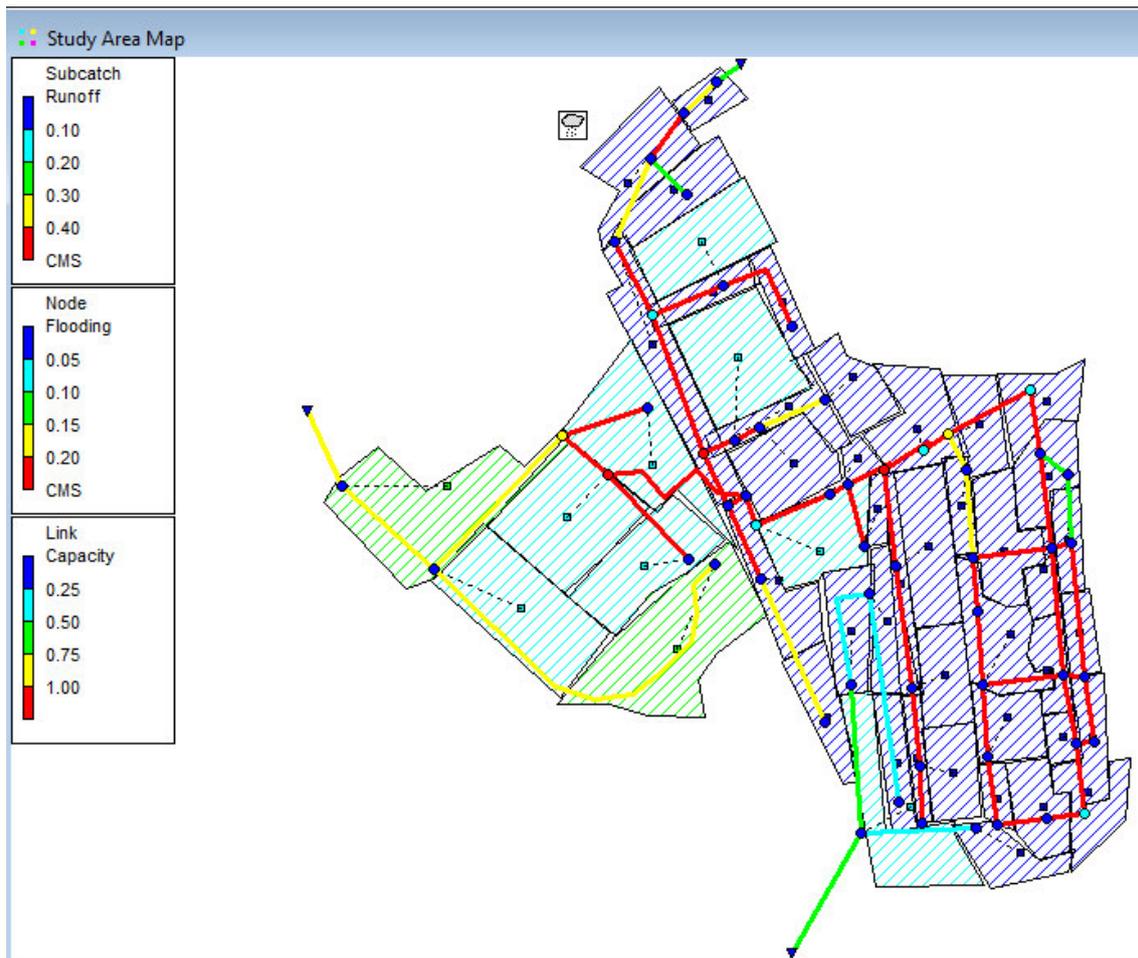


Figura 31: Resultado da simulação do SWMM usando o método de Horton modificado para os 50 minutos de simulação.

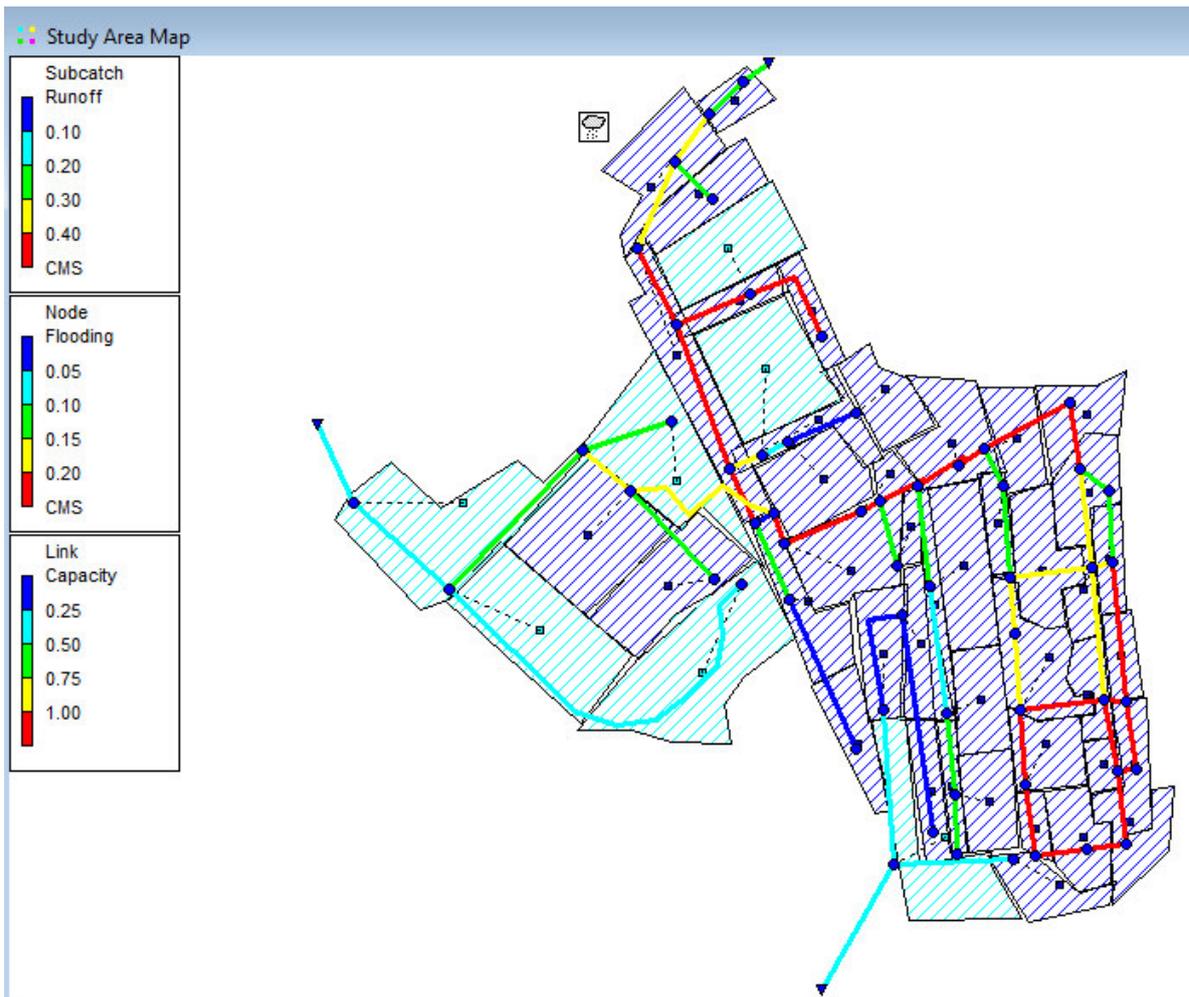


Figura 32: Resultado da simulação do SWMM usando o método SCS para os 50 minutos de simulação.

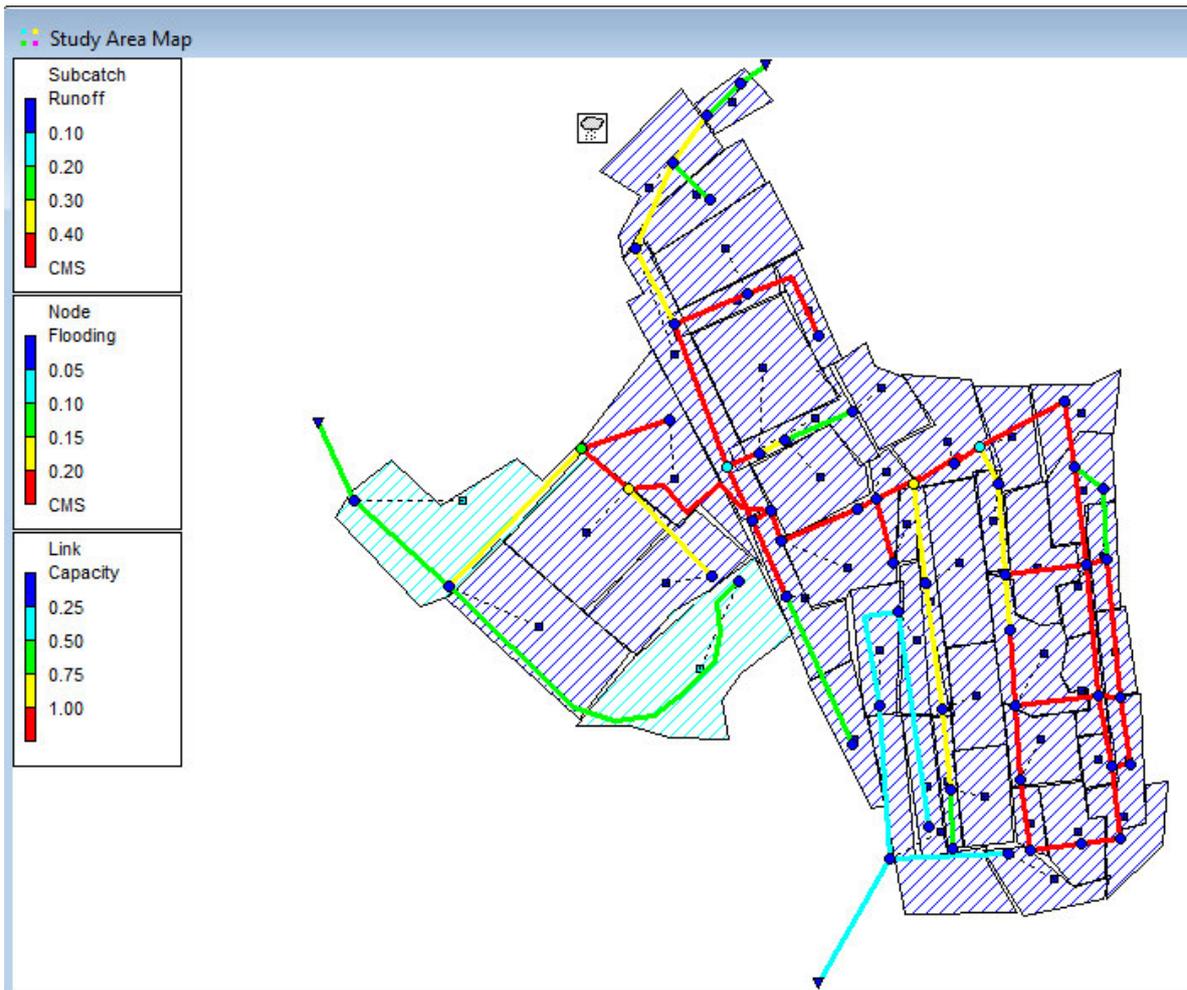


Figura 33: Resultado da simulação do SWMM usando o método de Horton modificado para os 65 minutos de simulação.

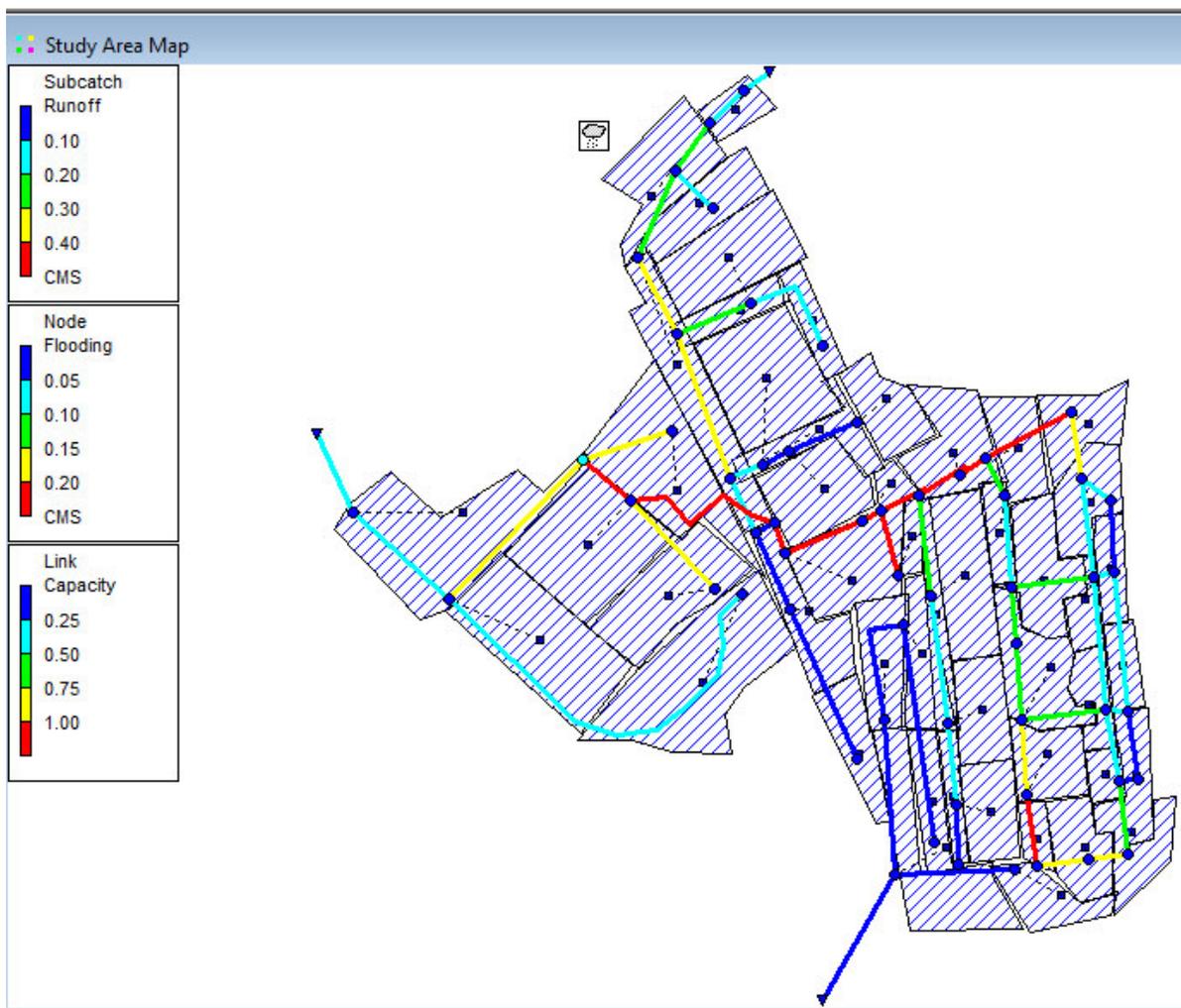


Figura 34: Resultado da simulação do SWMM usando o método SCS para os 65 minutos de simulação.

Pela análise das figura 31 e 32, o que se observa é que aos 50 minutos de simulação a rede está no seu limite, ou seja, ocorreu uma precipitação com intensidade de 70 mm/hr e duração de 10 minutos e toda a água que daí advém está a ser encaminhada para os coletores, que estão já completamente cheias, transportando o caudal máximo, o solo atingiu a saturação e já não tem mais capacidade para absorver água, o que vai levar a água a concentrar-se nas zonas mais baixas originando alagamentos e levando a que alguns nós atingem o seu limite levando ao transbordamento das tampas das câmaras de visita.

Os nós que atingem o transbordamento são então os pontos críticos a considerar para identificar medidas de prevenção do alagamento. Pela análise das figuras 31 e 32 verifica-se que existem diferenças significativas entre os métodos; pelo método de Horton modificado identifica-se um total 9 nós onde ocorre inundações e já pelo método SCS não existem nós onde ocorra inundações. Esses resultados estão conforme o esperado, pois como já referido anteriormente o método SCS dá resultados mais favoráveis ao contrário do método de Horton modificado que dá um pior cenário.

Analisando os nós onde ocorre inundações, segundo o método de Horton modificado, verifica-se que a maior parte estão situados, como seria de esperar, entre a Avenida da Universidade e a rua Associação Humanitária Bombeiros Voluntários, sendo que os restantes nós se

encontram no campus da Universidade de Aveiro. O principal motivo que leva a que os nós atingem o transbordamento deve-se ao facto de estarem situados em pontos onde existe a conexão entre diferentes linhas de coletores, ou seja a quantidade de água que advém de dois coletores vai tentar seguir o seu percurso no coletor a jusante, só que esse coletor a jusante já está completamente cheio não tendo capacidade para transportar todo o caudal afluyente, ficando o excesso acumulado no nó de conexão, levando ao aumento da altura de água, até que é atingida a altura máxima do nó ou seja a cota do terreno o que vai provocar transbordamento no nó.

Analisando agora as figuras 33 e 34, que apresenta situação após o fim da precipitação, mais uma vez observa-se que no caso do método SCS a recuperação é muito mais rápida, ao contrário do método de Horton modificado onde a recuperação é visível, mas de forma muito mais lenta. Fazendo uma síntese entre os dois métodos chega-se a algumas conclusões similares: em primeiro lugar o facto de já quase não ocorrer inundações nos nós, sendo os caudais de inundações que permanecem pouco relevantes (menos de 0,10 metros cúbicos por segundo); em segundo lugar é notória a recuperação dos coletores estando a maior parte já com uma fração da capacidade máxima menor que 1; como seria de esperar, os coletores onde a recuperação ainda não aconteceu situam-se entre a Avenida da Universidade e a Rua Associação Humanitária Bombeiros Voluntários, isto porque ainda está a receber a água proveniente do bairro de Santiago.

## Capítulo 5. Proposta e avaliação de medidas para evitar alagamentos

Como foi comprovado no capítulo 4, o principal problema existente na rede de águas pluviais em estudo aquando da ocorrência de precipitação intensa é a falta de capacidade dos coletores para transportar a água recolhida a montante, o que provoca transbordamento nas câmaras de visita (nós da rede) sendo que esse fenómeno acontece essencialmente nos nós localizados na Avenida da Universidade, que recebem água proveniente do bairro de Santiago.

### 5.1 Ponto de descarga no esteiro de S.Pedro

Para resolver esse problema, a solução mais indicada seria utilizar o Esteiro de São Pedro como um novo ponto de descarga. Este esteiro é um canal pouco profundo com fundo lodoso que enche e alaga conforme a maré, que se encontra próximo da área de estudo e que constitui a massa de água natural que recebia as escorrências antes de serem conduzidas pela rede de águas pluviais.

Ora este novo ponto de descarga, pode ser utilizado para receber a água pluvial proveniente do bairro de Santiago, via a Rua Associação Humanitária Bombeiros Voluntários (antiga Rua de Ílhavo), cortando a ligação que existe entre o bairro de Santiago e a Universidade, o que iria diminuir a afluência a que os coletores a jusante do bairro de Santiago estão sujeitos.

Para concretizar essa solução é preciso realizar algumas alterações à rede existente (ver figura 35). Tem que ser instalado um coletor que faça a ligação entre o coletor que passa em frente do ISCAA e o ponto de descarga no esteiro de São Pedro. Este novo coletor pode passar por baixo do coletor da Avenida da Universidade e seguir em direção ao esteiro diretamente, sem mais nenhum ponto de entrada. Uma vez que junto ao esteiro a cota de terreno é de aproximadamente 3 metros e junto ao ISCAA a cota do terreno é de aproximadamente 10,7 metros, o coletor irá ter uma elevada inclinação direcionada para o ponto de descarga.

Outra alteração à rede provocada por esta solução é a eliminação das ligações entre o coletor junto ao ISCAA, o coletor da Avenida da Universidade e o coletor que atravessa a Universidade, o que irá originar 4 redes de águas pluviais independentes entre si (a da Avenida da Universidade, a da Universidade, a do bairro de Santiago e a da Urbanização Chave), o que vai reduzir, teoricamente, o número de situações críticas.

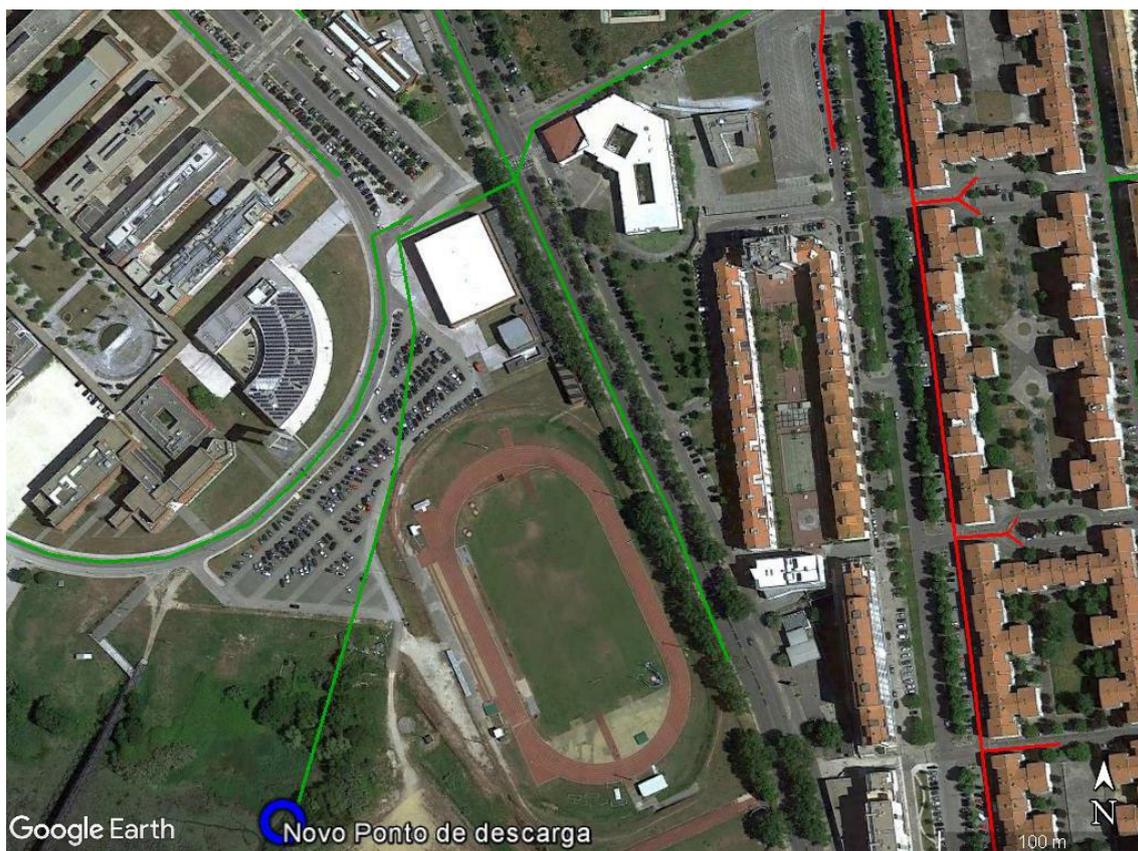


Figura 35: Imagem retirada do Google Earth das alterações efetuadas na área de estudo caso seja introduzido um novo ponto de descarga no Esteiro de São Pedro.

Para avaliar se a solução é apropriada, foi realizada uma simulação utilizando a série temporal descrita na secção 3.2.4, bem como os mesmos tempos e os mesmos parâmetros da simulação realizada na secção 4.4, de forma a ter uma comparação mais fácil.

Para realizar a simulação no SWMM foi necessário fazer algumas alterações no projecto, sendo essas alterações as seguintes:

- Eliminar o tubo ladrão(Tladrão), bem como o coletor que liga o nó junto ao ISCAA à rede da Universidade(T15).
- Alterar o nó de entrada da rede de Universidade para dentro do Campus( N60), alterando assim a cota da soleira e a profundidade do mesmo.
- Para o SWMM funcionar corretamente é necessário que o nó mais a montante(de cabeceira) tenha sempre uma sub-bacia associada caso contrário o modelo considera que o nó bem como o coletor a ele associado não recebem água nenhuma, sendo então necessário dividir a sub-bacia(S65) em duas, sendo que uma dessas(S66) vai passar a descarregar no N60.
- Criar o ponto de descarga do Esteiro de S. Pedro (E4), e por meio do Google Earth e de observações no terreno verificar a sua cota de soleira.

- Criar o coletor (Tped) que faça a ligação entre o nó junto ao ISCAA (N14) e o ponto de descarga (E4), tendo sido necessário também verificar qual o cumprimento entre os dois pontos, utilizando o Google Earth. Para definir o diâmetro do coletor, numa primeira tentativa foi considerado um diâmetro de 500 milímetros, sendo então necessário através da simulação observar se este valor é suficiente.

Com todas as alterações realizadas, foi então possível realizar a simulação estando os resultados representados na figura 36,37,38 e 39:

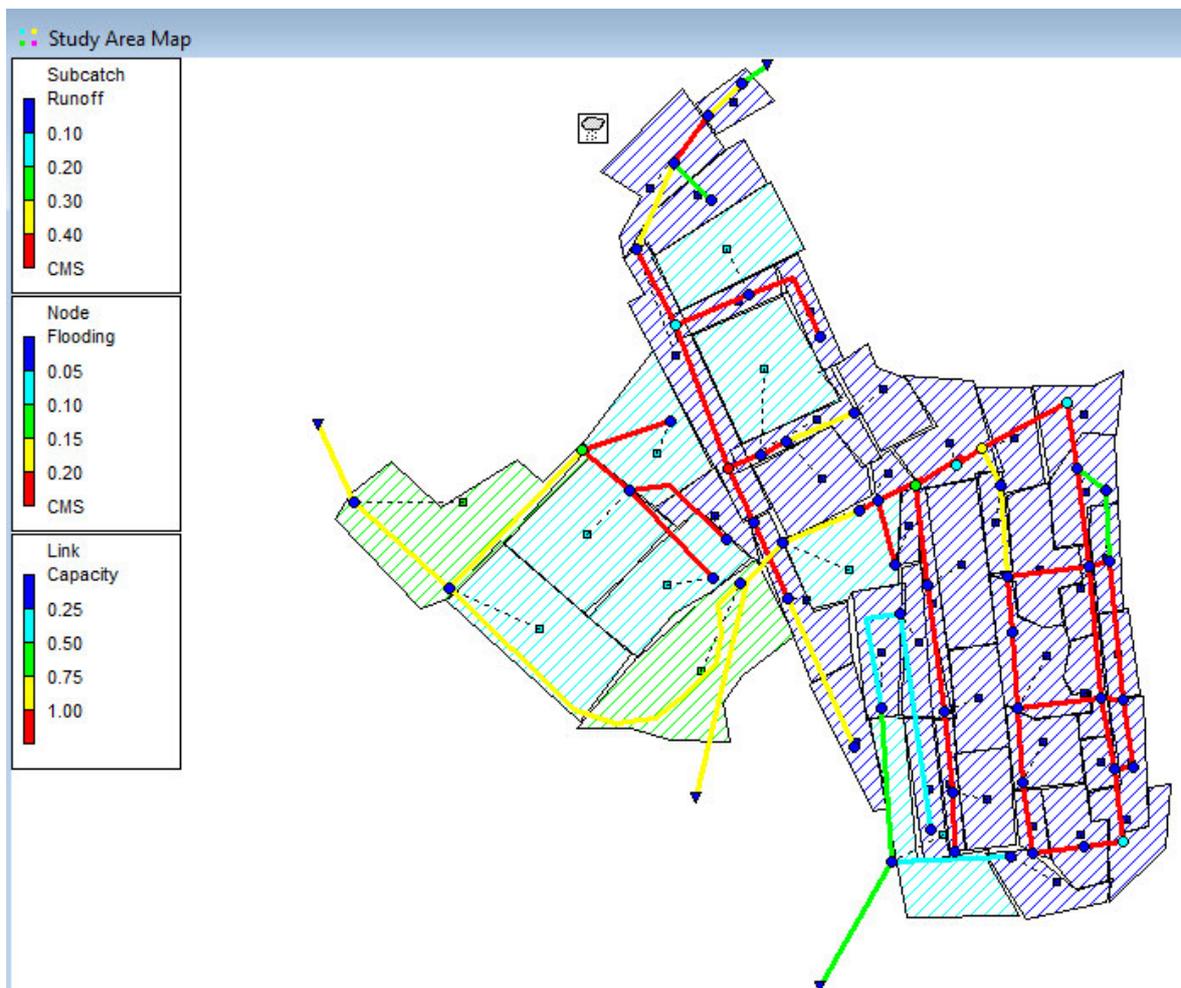


Figura 36: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método de Horton modificado para os 50 minutos de simulação.

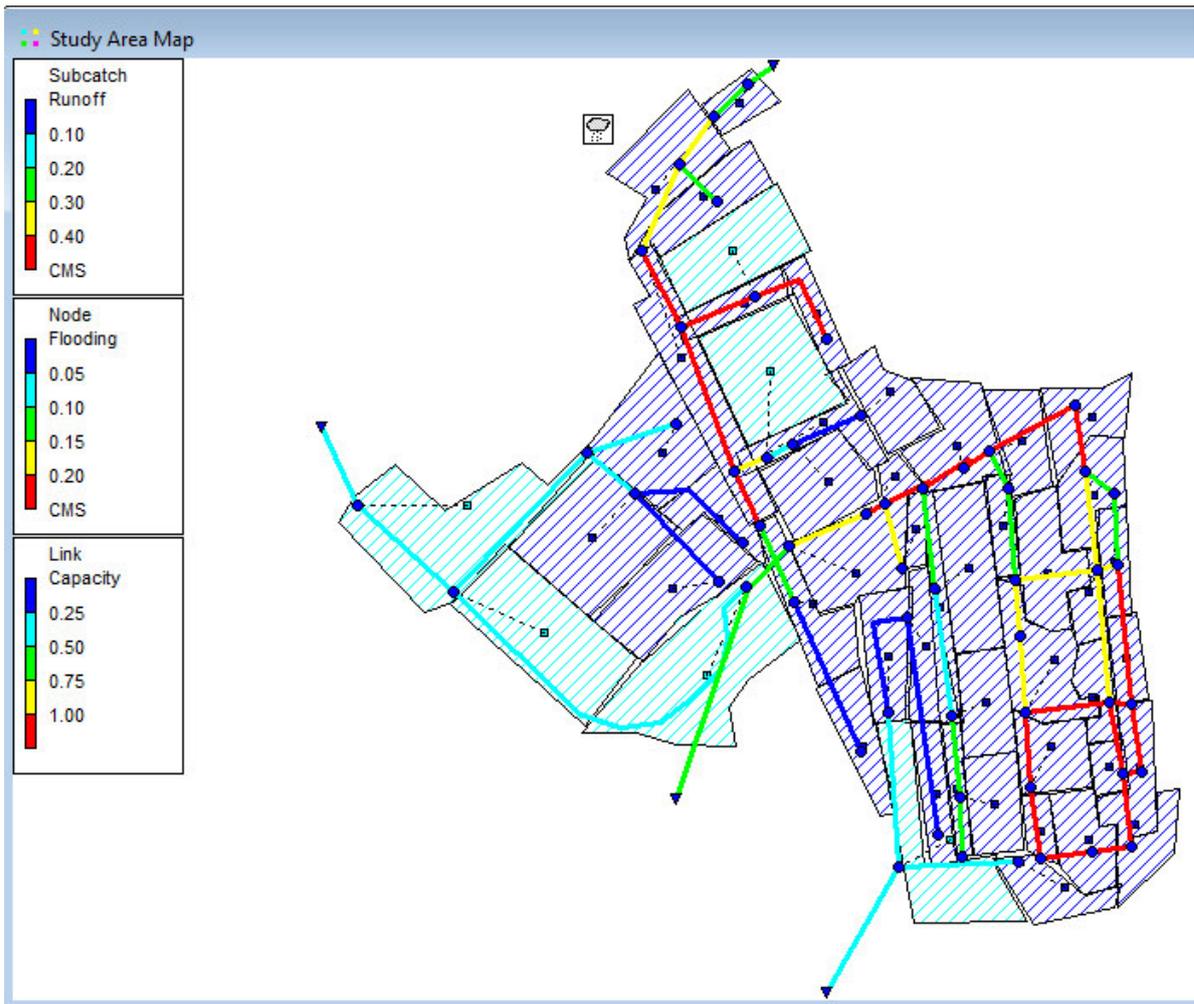


Figura 37: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método SCS para os 50 minutos de simulação.

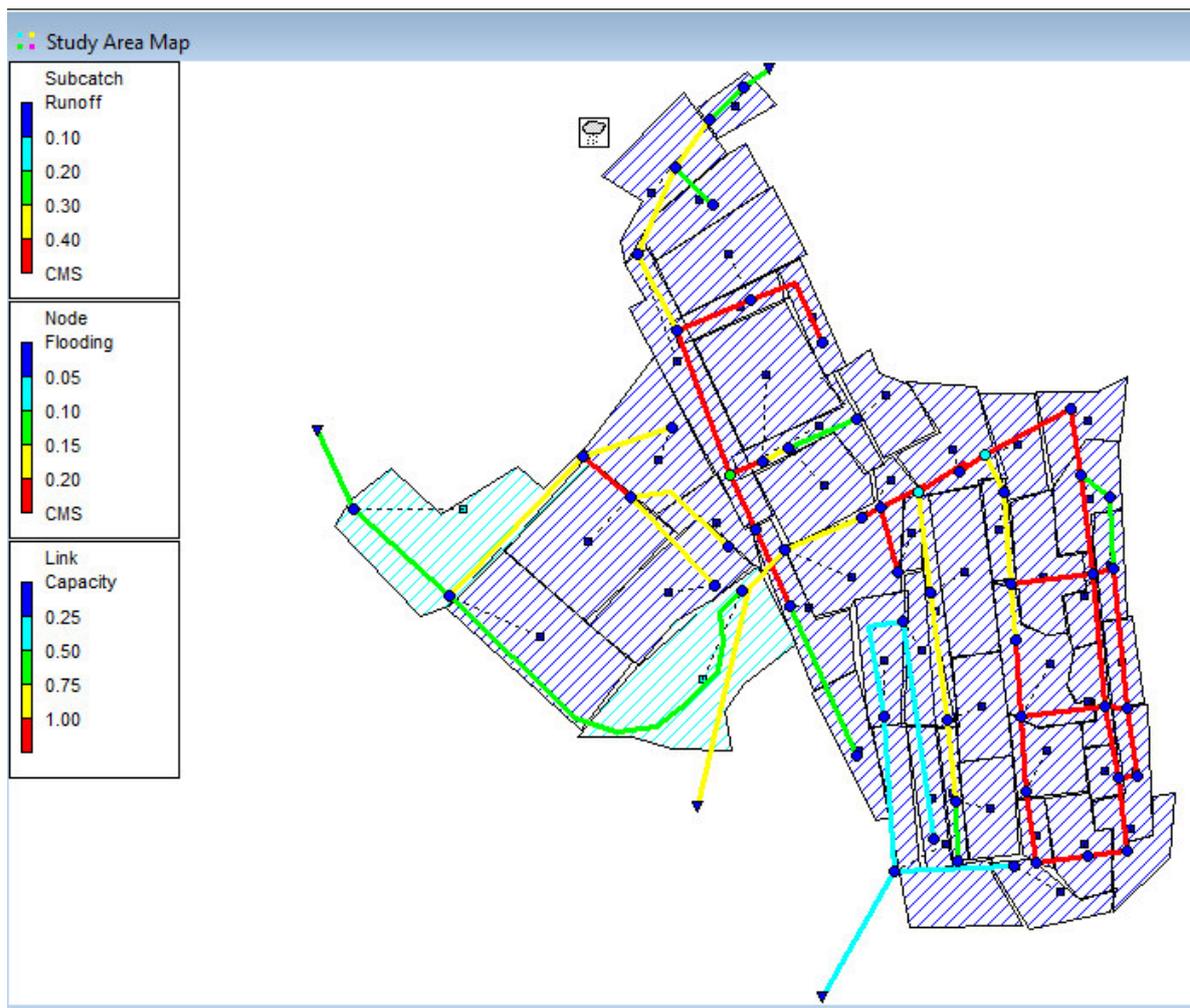


Figura 38: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método de Horton modificado para os 65 minutos de simulação.

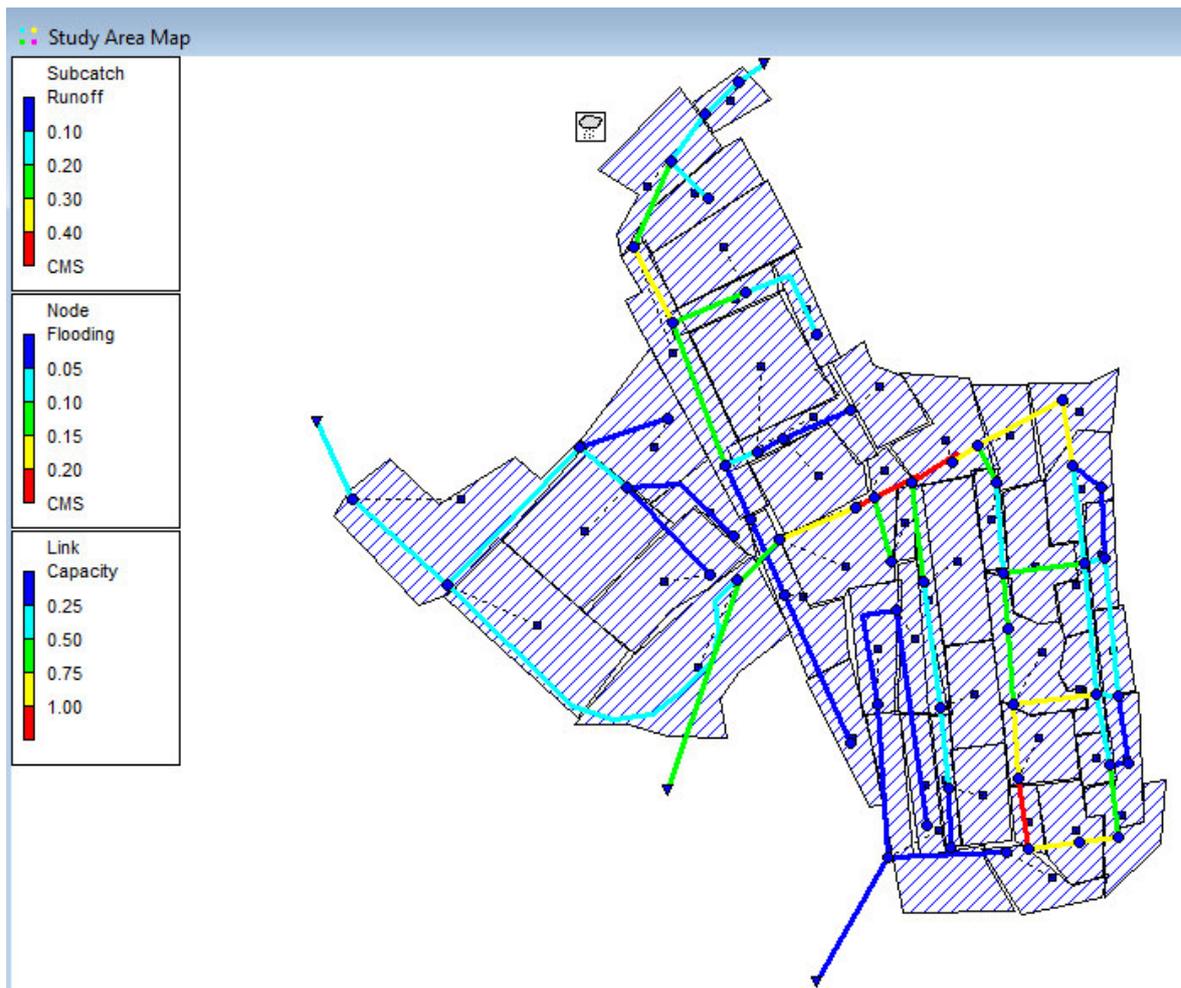


Figura 39: Resultado da simulação do SWMM, para a solução de um novo ponto de descarga, usando o método SCS para os 65 minutos de simulação.

Pela análise da figura 36 e 37, o que se observa aos 50 minutos de simulação é que existe uma grande melhoria do sistema, relativamente à capacidade disponível dos coletores, em comparação com os resultados apresentados nas figuras 31 e 32 (situação atual). Os resultados dos dois métodos de cálculo de perdas por infiltração são bastante diferentes, embora seja possível retirar algumas conclusões semelhantes, sendo essas conclusões as seguintes:

- A criação do novo ponto de descarga vai permitir que a água recebida pelos coletores junto ao ISCAA seja mais rapidamente transportada para o meio recetor, o que aumenta assim a capacidade desses mesmos coletores continuarem a receber a água proveniente do bairro de Santiago.
- A rede da Universidade passa a ter uma pressão menor; no caso do método SCS isso é notório pois os coletores só atingem cerca de metade da sua capacidade máxima. Já no caso do método de Horton modificado isso é observado pelo facto de ao contrário do que acontece no caso atual já quase não existe alagamento nos nós, e o que existe é muito reduzido.

- O tubo de ligação criado com o diâmetro de 500 milímetros é suficiente pois a sua capacidade máxima nunca é atingida; isso é explicado porque embora receba toda a água proveniente do bairro de Santiago o novo coletor tem uma inclinação mais acentuada que a dos coletores existentes.

Aos 65 minutos de simulação, também se verifica várias melhorias em relação à situação atual, sendo que pelo método SCS quase a totalidade dos coletores já tem uma fração da capacidade máxima disponível, o que mostra que com a implementação do novo ponto de descarga a maior parte água recebida pelas condutas já foi transportada para o meio receptor. Pelo método de Horton modificado, tem-se uma situação menos favorável, onde a recuperação dos coletores é mais lenta, contudo em comparação com a situação da figura 33 (situação atual) observa-se uma melhoria significativa, principalmente nos coletores da rede da Universidade que neste caso já não vão ter a pressão de água proveniente do bairro de Santiago, e também nos coletores junto ao ISCAA, pois a água recebida vai diretamente para o ponto de descarga.

Embora com a implementação desta medida as melhorias na rede sejam notórias, ainda existe um problema na rede da Avenida da Universidade, principalmente na zona compreendida entre o ISCAA e o cruzamento do hospital, onde ainda existe várias situações de alagamento.

#### 5.1.1 Medida Complementar

Estando o problema da rede da Universidade e da zona junto ao ISCAA resolvida é agora necessário encontrar uma solução para resolver a situação da Avenida da Universidade. Ora analisando a situação, a alternativa mais viável para resolver o problema é aproveitar a capacidade de transporte do novo coletor para o novo ponto de descarga no esteiro de S. Pedro para ligar o coletor da Avenida da Universidade. Ao realizar essa ligação a água proveniente da Avenida da Universidade a montante do ISCAA vai ser encaminhada para o novo ponto de descarga, provocando assim menos pressão nos coletores da rede a jusante (nova configuração da rede representada na figura 40).

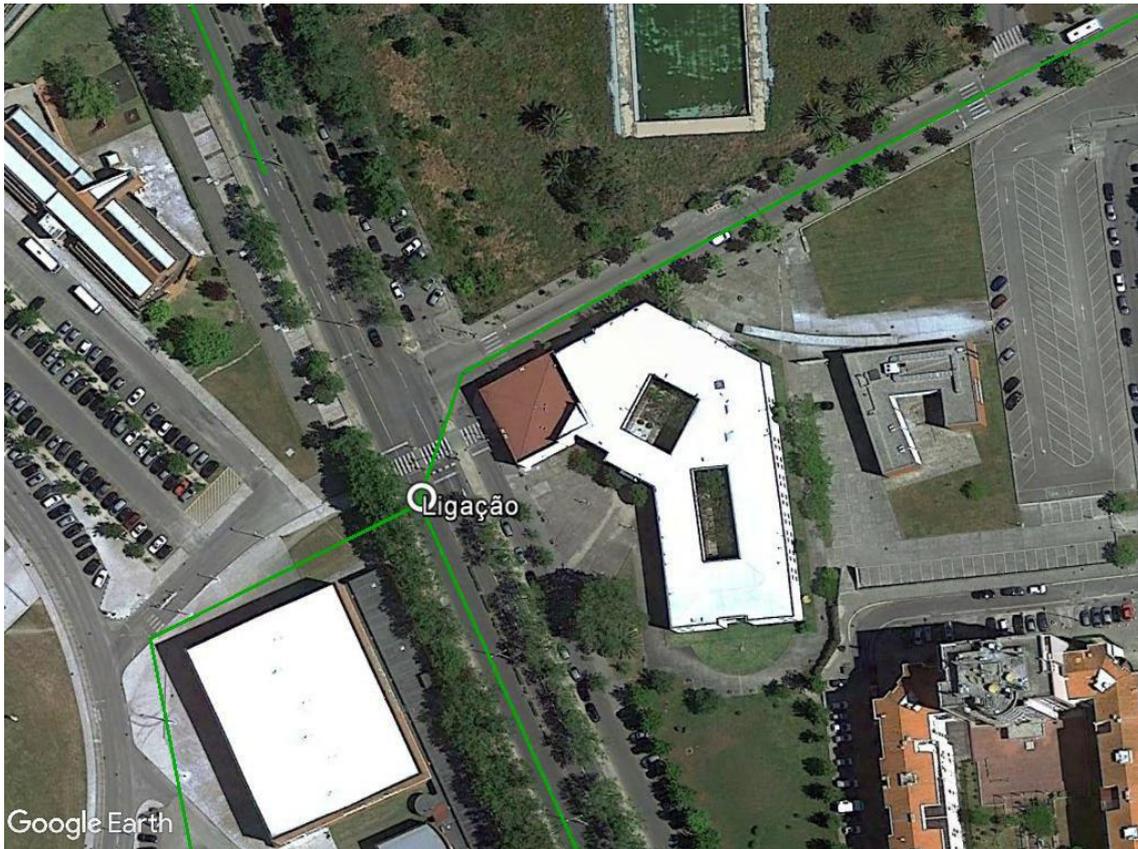


Figura 40: Imagem retirada do Google Earth das alterações efetuadas na área de estudo caso seja introduzido um novo ponto de descarga no Esteiro de São Pedro.

Foi realizada uma simulação com as mesmas condições da solução anterior, para depois comparar se realmente a solução é adequada e se ocorreram as melhorias pretendidas. Para isso foi necessário alterar o projeto no SWMM, sendo que as principais alterações foram:

- Eliminar o coletor (T02), pois toda a água a montante do N02 vai ser encaminhada para o novo ponto de descarga.
- Uma vez que o N03 passa a ser um nó de cabeceira é necessário para um bom funcionamento do modelo ter uma sub-bacia associada, para isso é necessário dividir a S05 em duas partes, sendo a sub-bacia mais a montante (S5.1) a que vai ligar ao N03.
- Criar um coletor que faça a ligação entre o nó junto ao ISCAA (N14) e o nó da Avenida da Universidade (N02), sendo que o diâmetro escolhido para o coletor foi 500 milímetros.
- O coletor criado anteriormente (Tped) que fazia a ligação entre o N14 e o ponto de descarga vai passar a ter como coletor de entrada o N02.

Ao realizar estas alterações ao projeto, foi encontrado um problema que precisa de ser resolvido, o problema resulta do facto da cota de soleira da caixa de visita junto ao ISCAA, ser maior (9.05 metros) que a cota de soleira da caixa de visita da Avenida da Universidade (9.26

metros), ora essa situação vai causar problemas, pois nesse caso o coletor vai ter uma inclinação com uma direção contrária ao pretendido.

Para que essa situação não ocorra, é necessário alterar a cota de soleira da caixa de visita da Avenida da Universidade para um valor mais baixo que os 9,05 metros. Para que a inclinação tenha um valor de forma facilitar o transporte da água proveniente do bairro de Santiago, o valor de cota de soleira adotado para a caixa de visita foi de 8,5 metros.

Com todas as alterações efetuadas é então possível realizar a simulação sendo que os resultados se encontram nas seguintes figuras:

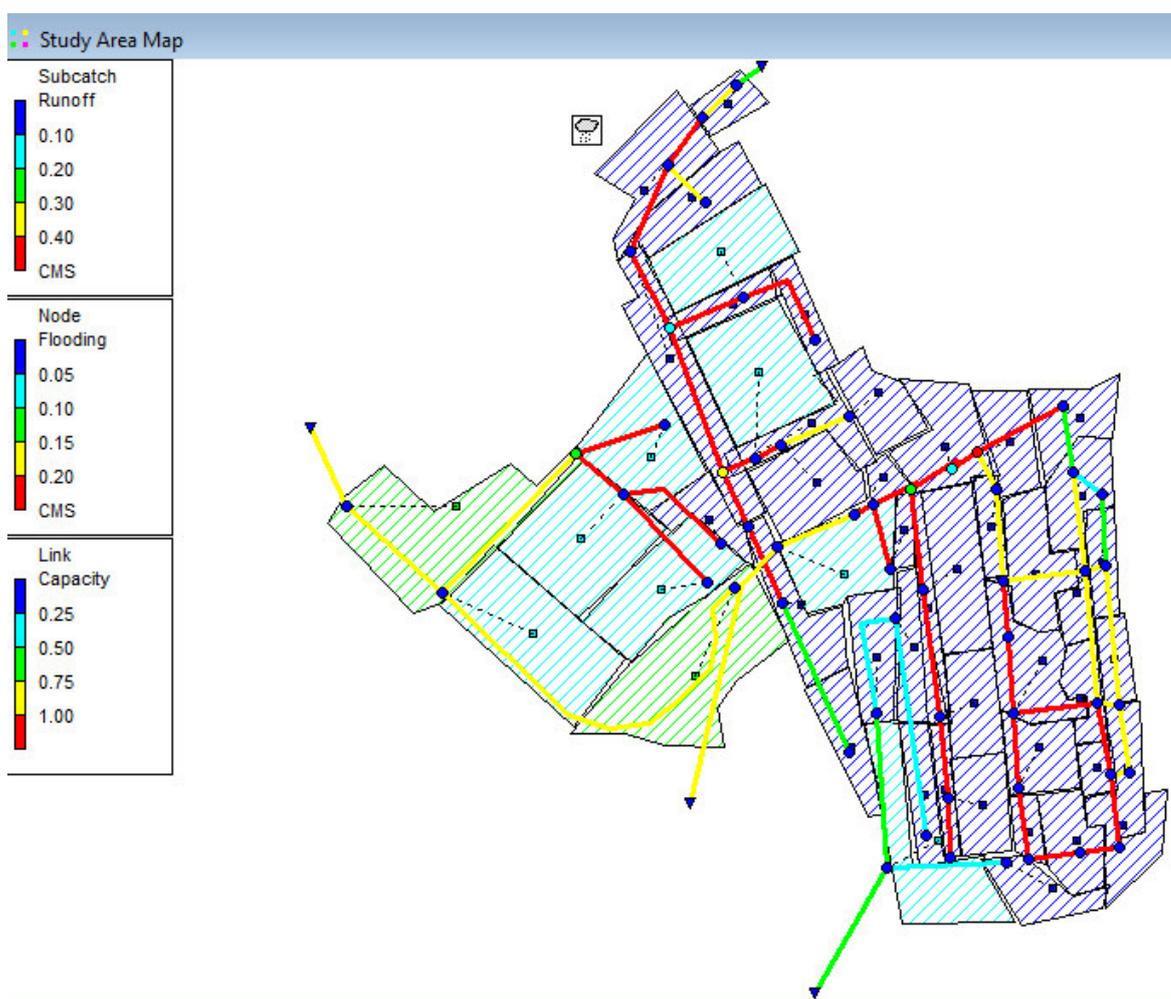


Figura 41:Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método de Horton modificado para os 50 minutos de simulação.

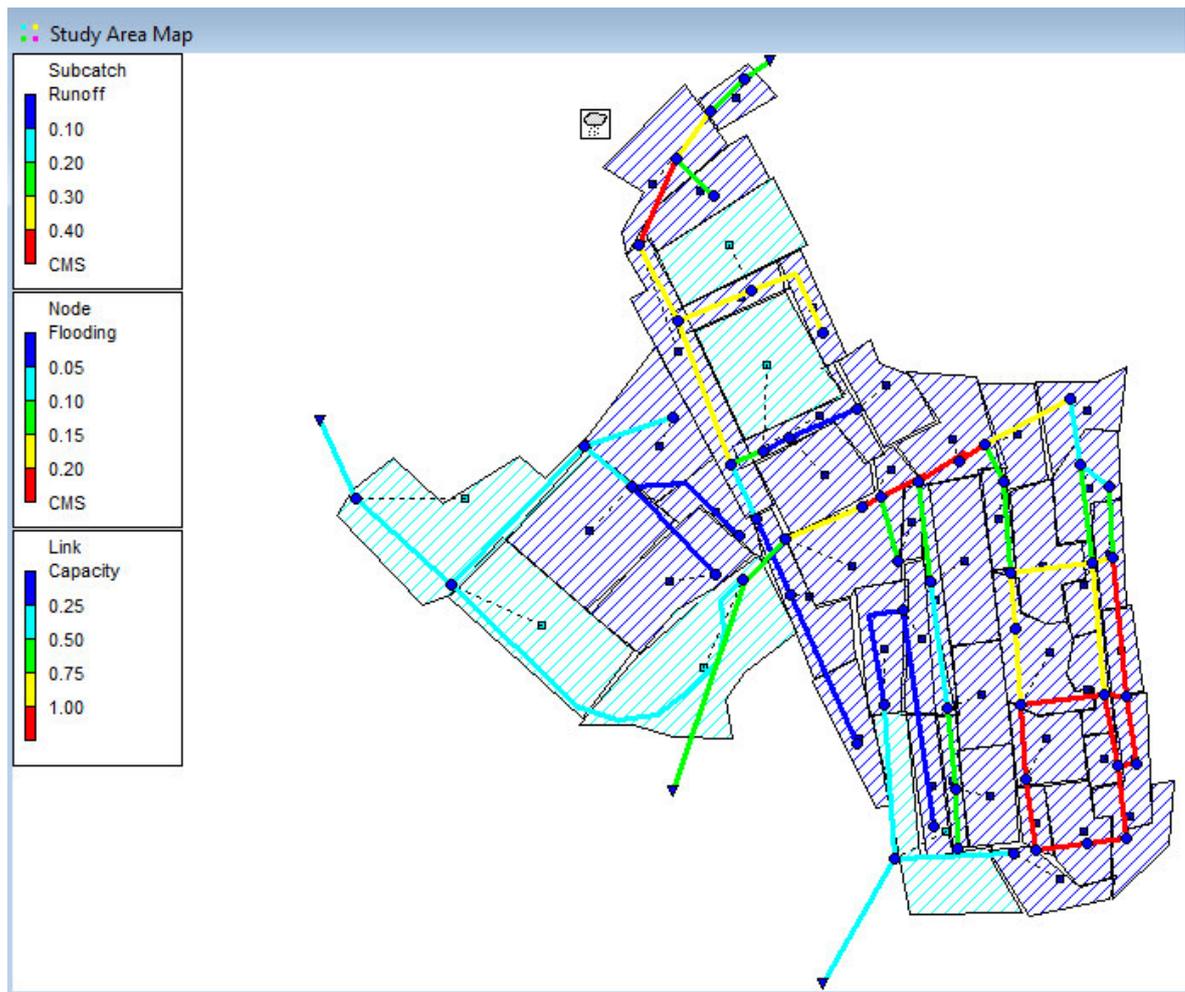


Figura 42: Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método SCS para os 50 minutos de simulação.

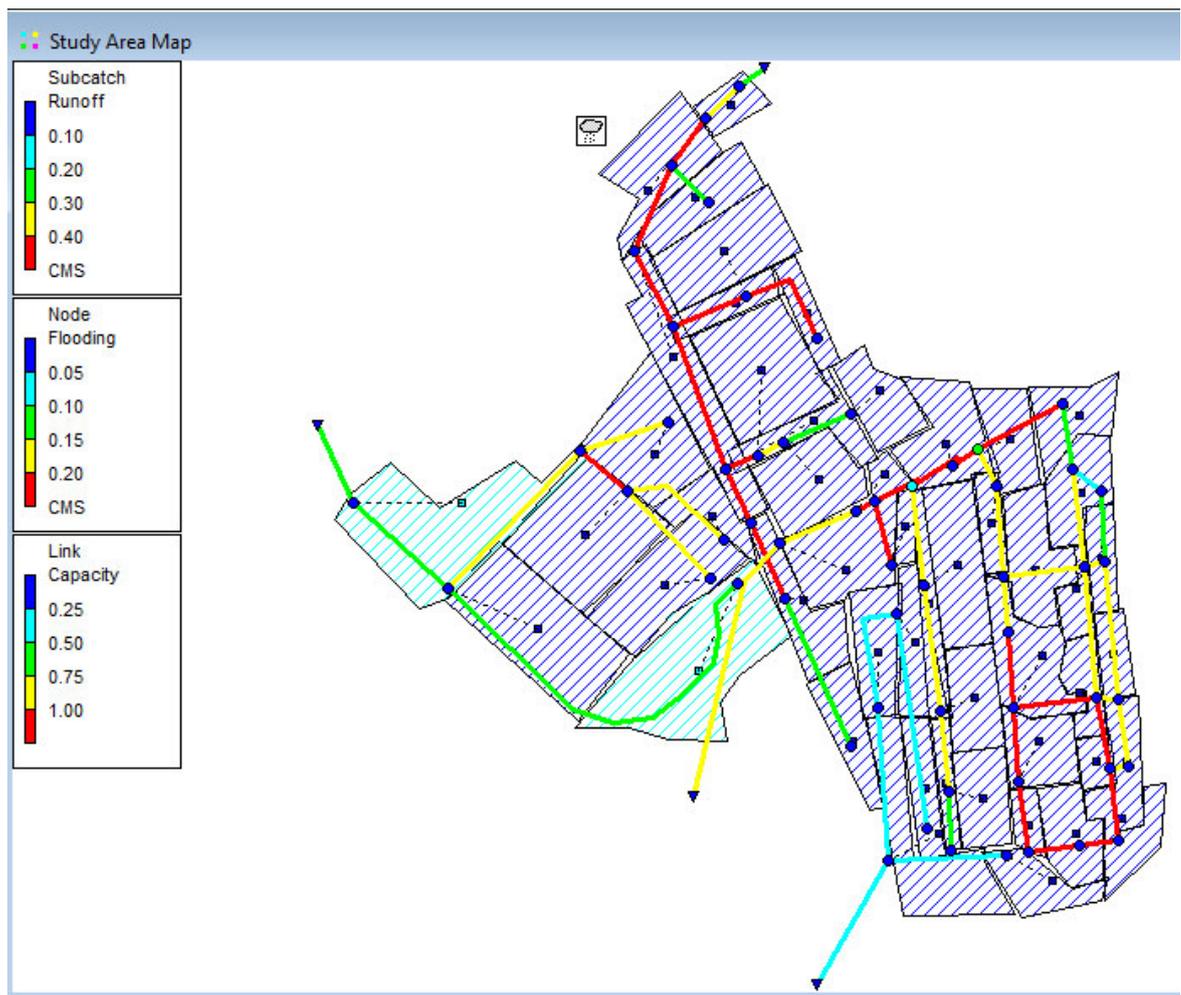


Figura 43:Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método de Horton modificado para os 65 minutos de simulação.

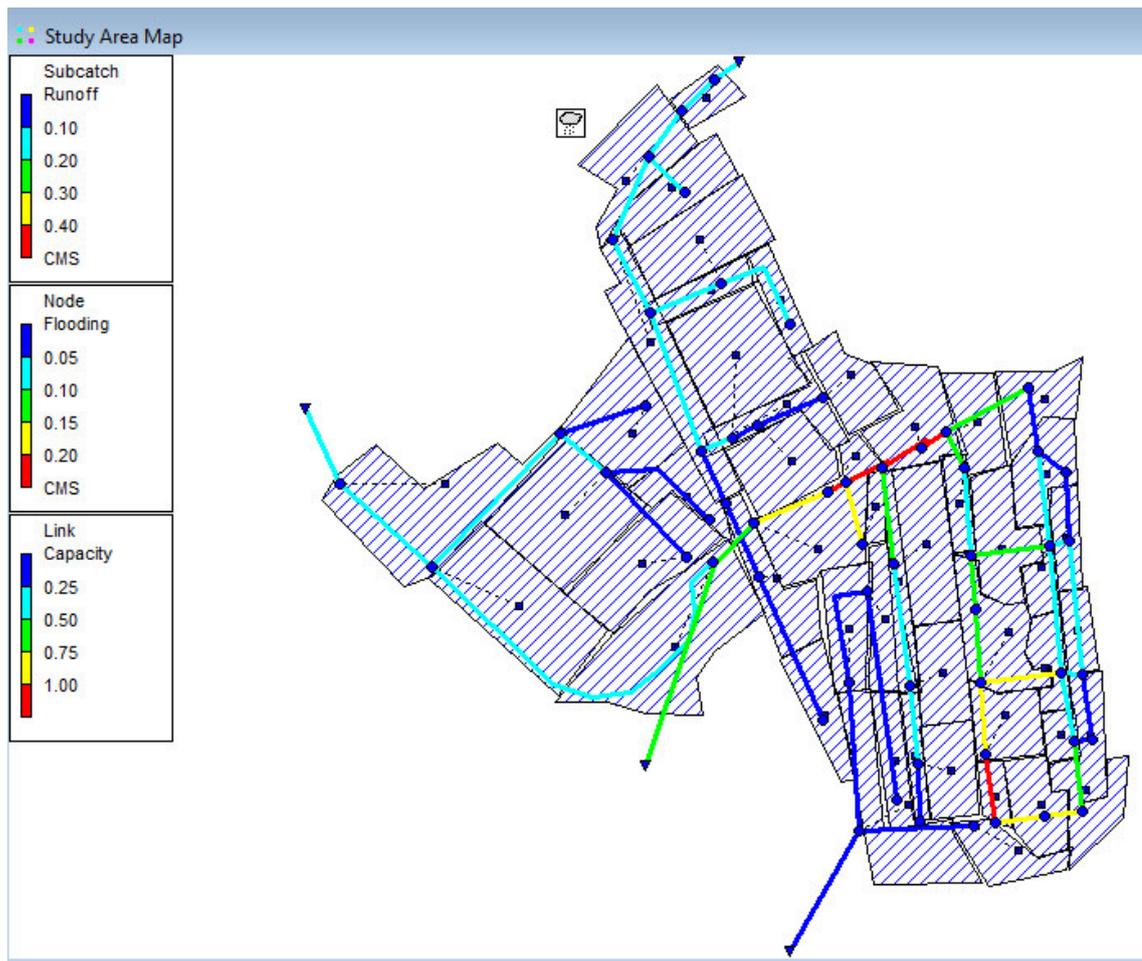


Figura 44: Resultado da simulação do SWMM, para a solução complementar, usando o método SCS para os 65 minutos de simulação.

Pela análise das figuras 41, 42, 43 e 44, o que se observa é que os resultados indicam que o problema de alagamento na Avenida da Universidade não fica completamente resolvido, pois o esperado era que uma vez que a rede da Avenida da Universidade foi dividida e a água a montante do ISCAA é encaminhada para o novo ponto de descarga isso iria provocar uma menor pressão de água para os coletores a jusante desse ponto. Aos 50 minutos de simulação o que se observa é que mesmo assim os coletores a jusante desse ponto ainda continuam completamente cheios, contudo o alagamento que era problemático na simulação anterior já diminuiu para valores menos alarmantes. Outra conclusão que se retira aos 50 minutos de simulação é o facto de os coletores junto ao ISCAA estarem com uma capacidade utilizada superior ao verificado na simulação anterior. Isto acontece porque anteriormente apenas a água proveniente do bairro de Santiago ia para o esteiro de S. Pedro, agora para além dessa água, também a água proveniente de parte da Avenida da Universidade, vai para o mesmo coletor, o que vai dificultar assim o transporte da água, contudo a situação não é crítica pois não existe alagamento e como a inclinação é acentuada a situação rapidamente fica resolvida.

Isso é comprovado, pois aos 65 minutos de simulação esses coletores já recuperaram, não estando agora completamente cheios, e conseguem assim mais facilmente continuar a transportar toda a água que ainda vem do bairro de Santiago e da parte sul da Avenida da Universidade. Aos 65 minutos de simulação também se observa que, com esta solução, já quase não existem situações de alagamento e a única que existe é mínima, o que leva à

conclusão que a medida proposta consegue minimizar os pontos críticos situados na zona da Avenida da Universidade.

Outra situação preocupante ainda se mantém no bairro de Santiago, principalmente nos coletores situados na rua de Ovar, rua de Espinho, rua de Santa Maria da Feira e Rua Associação Humanitária Bombeiros Voluntários. Contudo uma vez que naquela zona, foram usadas muitas estimativas de cotas e de diâmetros, pois muitos dos dados reais não estavam disponíveis, o problema pode estar nas aproximações feitas, até porque, segundo informação do Engenheiro João Pontes e por observações reais da zona, o local em questão não costuma ter problemas de alagamentos, o que já não se pode dizer da Avenida da Universidade.

Ora com estas duas alternativas conclui-se que os principais pontos críticos identificados inicialmente pelo conhecimento disponível e depois comprovados pela simulação com o modelo SWMM ficam resolvidos com as medidas propostas. Na figura 45 está apresentado o exemplo concreto da caixa de visita junto ao ISCAA, que na situação atual apresenta problemas de alagamento, mas com as alternativas impostas esse problema fica completamente resolvido.

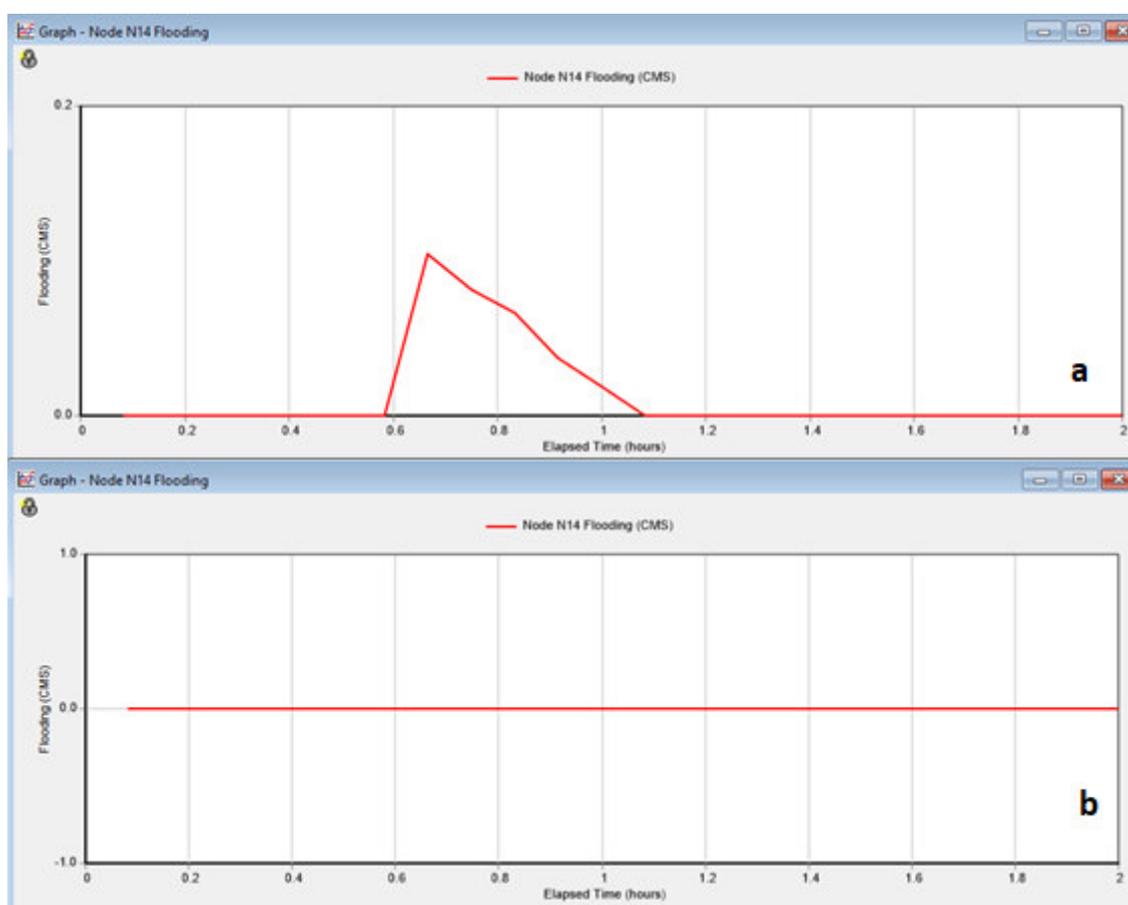


Figura 45: Caudal de inundação existente na caixa de visita junto o ISCAA. Gráfico a - situação atual; Gráfico b- situação caso as alternativas sejam aplicadas.



## Capítulo 6. Conclusões e perspectivas futuras

### 6.1 Conclusões gerais

A cidade de Aveiro está dotada por uma rede de coletores para águas residuais de origem pluvial que encaminham estas águas para os esteiros e canais da Ria de Aveiro que limitam a cidade pelo norte e pelo poente. Neste projeto analisou-se a rede de águas pluviais existente no setor poente de Aveiro, onde foram identificados diversos pontos que são frequentemente sujeitos a inundação, bem como foram selecionadas e avaliadas possíveis soluções para minimizar esses pontos críticos encontrados.

Neste projeto todas as simulações de caudal transportado pelos coletores foram realizadas recorrendo ao software SWMM utilizando dois métodos de infiltração distintos: o método SCS onde a água proveniente da precipitação tem como principal destino a infiltração, o que provoca uma redução do caudal mais rápida, dando resultados mais favoráveis em termos do dimensionamento dos coletores; e o método de Horton modificado onde o principal destino de água durante a simulação é o escoamento superficial, o que vai provocar maiores caudais e dar um cenário de simulação mais desfavorável. Uma vez que não se dispõe de registos do caudal gerado por um episódio de precipitação real, não foi possível avaliar qual o método que se aproxima mais da situação real, tendo-se optado por utilizar os dois métodos para avaliar o problema na área de estudo e estudar o efeito de medidas alternativas.

Inicialmente foi feito o dimensionamento dos coletores na área de estudo considerando a precipitação intensa para um período de retorno de 5 anos. Comparou-se os valores calculados para os diâmetros dos tubos com os valores reais fornecidos pela Câmara Municipal de Aveiro, concluindo-se que a maior parte da rede está subdimensionada. O principal fator que limita a capacidade de transporte dos coletores subdimensionados é o baixo declive que a cidade apresenta nesta área, bem como o aumento da impermeabilização ao longo dos anos.

Como forma de diminuir o problema de alagamento na Avenida da Universidade a Câmara Municipal de Aveiro criou uma interligação entre o coletor da Avenida da Universidade e o coletor que recebe a água proveniente do bairro de Santiago, com a finalidade de alguma da água transportada pelo coletor do bairro de Santiago fosse transferida para o coletor da Avenida da Universidade, para assim dividir as aflúências pelos dois coletores a jusante desse ponto de ligação (situado junto ao ISCAA), só que pela análise feita, conclui-se que essa solução não funciona. Como esta medida não resolve o problema, é necessário encontrar outras soluções para o resolver. Pela análise da área em questão verificou-se que, localizado perto da área de estudo, existe o Esteiro de S. Pedro que pode funcionar como ponto de descarga, recebendo a água proveniente do bairro de Santiago, eliminando assim a ligação que existe entre o bairro de Santiago e o campus da Universidade de Aveiro. Essa medida foi simulada e avaliada, tendo-se concluído que é uma solução viável e que diminui a ocorrência de alagamentos nos pontos críticos identificados na Universidade e na Rua Associação Humanitária Bombeiros Voluntários (antiga Rua de Ílhavo), só que não resolve os pontos críticos existentes no coletor da Avenida da Universidade.

Foi então simulada e avaliada uma medida complementar para tentar eliminar os pontos críticos que ainda se mantinham, sendo que a medida consiste em ligar o coletor da Avenida da Universidade ao novo ponto de descarga, diminuindo assim a aflúência de água a que o coletor da Avenida da Universidade estava sujeito. Ora esta medida embora não tivesse os

resultados esperados, pois ainda existe algum alagamento aquando da ocorrência de um evento precipitação intensa, vai provocar uma diminuição dos caudais de alagamento existentes e rapidamente o sistema recupera dessa situação, sendo então uma medida viável para complementar a medida anterior.

Com a realização deste projeto pôs-se em evidência a necessidade de uma intervenção profunda no sistema de águas pluviais, nomeadamente na reparação de coletores degradados e na substituição de outros subdimensionados, para além de uma manutenção mais frequente e planeada. Contudo, este tipo de ações requer um melhor cadastramento e referenciação dos coletores e caixas de visita. Ora, uma vez que partes do sistema não se encontram referenciados, ao longo do projeto foram realizadas várias aproximações, que embora tenham sido feitas de forma a retratar a situação real, têm sempre erros associados, o que vai levar a que possa existir alguma divergência entre as simulações realizadas e a situação real.

Contudo, com as limitações identificadas, conseguiu-se ao longo do trabalho fazer uma caracterização o mais precisa possível da área de estudo e da rede de coletores existente e a partir dessa análise definiram-se as soluções que melhor se ajustam aos problemas existentes, tendo em conta um aspeto muito importante, que é a viabilidade financeira das soluções, pois é preciso ter em conta que um dos principais entraves à criação de soluções é a falta de verbas para a realização das mesmas e neste caso específico as soluções propostas foram aquelas que à partida terão menor custo.

## 6.2 Proposta para o desenvolvimento do trabalho

No decorrer do presente trabalho, a maior dificuldade encontrada foi a falta de dados da rede de coletores da área de estudo, bem como a falta de coerência que existia em alguns dos dados existentes, que tornou necessário trabalho de análise bem como trabalho de campo para que a rede de coletores criada para o modelo fosse o mais real possível.

Ora um aspeto a poder ser melhorado pela entidade que seja responsável pela rede de águas pluviais é conseguir reunir toda a informação sobre a rede de uma forma organizada e atualizada. de forma a que, em caso de alguma alteração, para trabalhos futuros e mesmo para a resolução de problemas ocasionais a solução seja mais fácil e rápida de conseguir, sem que para isso sejam necessárias aproximações que trazem sempre consigo erros associados.

## Bibliografia

- Akan, A., Houghtalen, R. 2013. Urban Hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality: Engineering Applications and Computer Modeling.
- Almeida, E. 2015. Modelação hidrológica de inundações urbanas baseada em dados geoespaciais de alta resolução. Projeto de Mestrado em Engenharia Geográfica da Universidade de Lisboa.
- Arezes, L. 2015. Gestão Sustentável de Águas Pluviais em Ambiente Urbano. Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil da Universidade do Minho.
- Da Silva, M. 2007. Análise da operação de redes coletores de esgoto através de simulação computacional. Trabalho de conclusão do curso de graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade de Santa Catarina, Florianópolis.
- INE 2017. Anuário Estatístico da Região Centro – 2015. Disponível em: [https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine\\_publicacoes&PUBLICACOESpub\\_boui=277104685&PUBLICACOESmodo=2](https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_publicacoes&PUBLICACOESpub_boui=277104685&PUBLICACOESmodo=2). [Consultado a 7 de Março de 2017]
- IPMA 2017. Instituto português do mar e da atmosfera-Representação gráfica dos parâmetros observados para as últimas 24 horas na estação Aveiro (Universidade). Disponível em: [www.ipma.pt](http://www.ipma.pt). [Consultado a 19 de Abril de 2017]
- IPMA 2017. Normas Climatológicas -1971-2000-Aveiro, Universidade. Disponível em: <http://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/1971-2000/001/>. [Consultado a 7 de Março de 2017]
- Lourenço, R. 2014. Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentáveis. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra
- Marques, J. Sousa, J. 2008. *Hidráulica Urbana. Sistemas de Abastecimento de água e de drenagem de águas residuais*. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Martins, F. 2000. *Dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Padrão, V. 2016. Redes de drenagem de águas pluviais - A integração e o desenvolvimento de órgãos acessórios. Dissertação de mestrado integrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pavimir, “Belmiro & Barreira, Lda.” 2011. Manilhas de Betão Armado- Especificação Técnica. Disponível em: <http://www.pavimir.pt/produtos/item/244-manilhas-de-bet%C3%A3o-armado.html>. [Consultado a 20 de Junho 2017]
- Pavimir, “Belmiro & Barreira, Lda.” 2012. Manilhas de Betão Simples- Especificação Técnica, Disponível em: <http://www.pavimir.pt/produtos/item/246-manilhas.html>. [Consultado a 20 de Junho 2017]

- PRB- Population Reference Bureau. 2017 *Data Sheets*. Washington Disponível em: <http://www.prb.org/Publications/Datasheets/2017/2017-world-population-data-sheet.aspx>. [Consultado a 6 de Dezembro de 2016].
- Rossman, A. Huber, C. 2016. Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality, Disponível em: <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P100P2NY.PDF?Dockey=P100P2NY.PDF>. [Consultado a 10 de Novembro de 2016]
- Rossman, A. 2015. Storm Water Management Model User’s Manual Version 5.1, Disponível em: <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi?Dockey=P100N3J6.TXT>. [Consultado a 10 de Novembro de 2016]
- Rossman, A. Huber, C. 2016. Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology (Revised), Disponível em: <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi?Dockey=P100NYRA.txt>. [Consultado a 10 de Novembro 2016]
- Swartz, K. Belan, G. 2010. Low Impact Development Manual for the Lower Maumee and Ottawa River Watersheds. American Rivers.
- SNIRH -Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos 2017. Disponível em: <http://snirh.apambiente.pt/>. [Consultado a 4 de Fevereiro de 2017]
- Sousa, E. 2001. *Sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais*.
- Tucci, C. 2005. *Gestão de inundações urbanas*, Ministério das Cidades –Global Water Partnership – World Bank – Unesco
- Valério, M. 2010. Critérios de Sustentabilidade da Ocupação Urbana-Caso de Estudo na cidade de Aveiro. Dissertação de mestrado em Geografia Física, Ambiente e Ordenamento do Território na Universidade de Coimbra.

## Documentos legais

- Decreto-Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto. Diário da República nº194/1995-Série-I-B. Disponível em: <http://data.dre.pt/eli/decregul/23/1995/08/23/p/dre/pt/html>. [Consultado a 4 de Novembro de 2016]

## Anexos

### Anexo 1

No Anexo 1 é apresentado na Figura 46 um mapa da cidade de Aveiro que localiza os coletores que a câmara tem informações, junto às áreas críticas inicialmente identificadas (área compreendida entre a Avenida da Universidade e o bairro de Santiago). Este mapa serve de apoio aos dados em Excel enviados pela Câmara Municipal de Aveiro, só que devido aos dados em Excel não serem dados a público, não é possível os apresentar.



## Anexo 2

Na tabela 10 estão apresentados todos os passos para a realização do dimensionamento da rede de coletores da área de estudo para o período de retorno de 5 anos.

Nas colunas são indicados os valores relativos aos coletores referenciados por números, essa numeração está apresentada na figura 48 do anexo 3.

As linhas correspondem por ordem a:

- Comprimento do coletor (m)
- Área de drenagem (m<sup>2</sup>)
- Tempo de percurso (min)
- Tempo de concentração (min)
- Intensidade (mm/hr)
- % Área permeável
- % Área impermeável
- Coeficiente de escoamento
- Caudal de ponta (m<sup>3</sup>/s)
- Área do coletor (m<sup>2</sup>)
- Diâmetro 1º aproximação (mm)
- Velocidade (m/s)
- Novo valor de tempo de percurso segundo a velocidade calculada na linha anterior (min)
- Novo valor de tempo de concentração segundo a novo valor de velocidade calculada (min)
- Novo valor de Intensidade calculada com o novo valor de velocidade (mm/hr)
- Nova Área do coletor (m<sup>2</sup>)
- Diâmetro do coletor dimensionado (mm)

As figuras 47 e 48 foram retiradas de especificações técnicas da empresa “Belmiro & Barreira, Lda.”, onde na figura 47 é apresentado a geometria de uma manilha (coletor) e na figura 48 está apresentado os diferentes diâmetros existentes com as respectivas propriedades.

88	T22	T21	T20	T19	T18	T17	T16	T15	T14	T13	T12	T11	T10	T09	T08	T07	T06	T05	T04	T03	T02	T01	
	469	740	807	847	875	913	1051	1108	141	163	186	125	231	20	971	899	858	795	622	410	360	210	comp . [m]
36756	53552	121284	134536	176843	179556	182754	197709	9915	25545	49074	48073	22493	11015	132844	122352	111337	96930	70127	15514	15514	5934	Area [m2]	
3,9	6,2	6,7	7,1	7,3	7,6	8,8	9,2	1,2	1,4	1,5	1,04	1,9	0,17	8,1	7,5	7,2	6,6	5,2	3,4	3,0	1,8	t.p. [min]	
15,9	18,2	18,7	19,1	19,3	19,6	20,8	21,2	13,2	13,4	13,5	13,0	13,9	12,2	20,1	19,5	19,2	18,6	17,3	15,4	15,0	13,8	t.c. [min]	
54,7	50,8	49,9	49,5	49,1	48,7	47,1	46,5	60,9	60,4	59,9	61,2	59,0	63,7	48,0	48,8	49,3	50,1	52,4	55,7	56,6	59,4	I [mm/h]	
0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,5	0,4	0,2	0,05	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	% perm.
0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,5	0,6	0,8	0,9	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	% imp.
0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,4	0,6	0,7	0,8	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,6	Coef. ESC.
0,4	0,5	1,1	1,2	1,5	1,6	1,5	1,6	0,1	0,2	0,5	0,05	0,3	0,1	1,1	1,1	1,0	0,9	0,6	0,1	0,1	0,05	QP [m3/s1]	
0,2	0,2	0,5	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,05	0,09	0,2	0,03	0,2	0,06	0,6	0,5	0,5	0,4	0,3	0,06	0,06	0,02	Area [m2]	
0,5	0,6	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	0,2	0,3	0,5	0,2	0,4	0,3	0,8	0,8	0,8	0,7	0,6	0,3	0,3	0,2	D [m]	
1,6	1,8	2,4	2,4	2,6	2,6	2,6	2,7	1,1	1,3	1,8	0,9	1,5	1,2	2,4	2,3	2,3	2,2	1,9	1,1	1,2	0,9	verificação	
4,8	6,8	5,7	5,9	5,5	5,7	6,6	6,8	2,2	2,1	1,7	2,4	2,5	0,3	6,8	6,4	6,3	6,1	5,4	5,9	5,2	4,0	t.p. ver [min]	
16,8	18,8	17,7	17,9	17,5	17,7	18,6	18,8	14,2	14,1	13,7	14,4	14,5	12,3	18,8	18,4	18,3	18,1	17,4	17,9	17,2	16,0	t.c. [min]	
53,2	49,9	51,6	51,3	51,9	51,5	50,1	49,8	58,4	58,7	59,4	58,0	57,6	63,3	49,9	50,5	50,6	50,9	52,0	51,2	52,4	54,5	I [mm/h1]	
0,4	0,5	1,1	1,2	1,6	1,6	1,6	1,8	0,1	0,2	0,5	0,05	0,3	0,1	1,2	1,1	1,0	0,9	0,6	0,1	0,1	0,05	Q [m3/s1]	
0,2	0,3	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,09	0,1	0,3	0,06	0,2	0,1	0,5	0,5	0,4	0,4	0,3	0,1	0,1	0,05	A [m2]	
<b>0,53</b>	<b>0,59</b>	<b>0,78</b>	<b>0,80</b>	<b>0,89</b>	<b>0,89</b>	<b>0,89</b>	<b>0,91</b>	<b>0,34</b>	<b>0,42</b>	<b>0,58</b>	<b>0,28</b>	<b>0,49</b>	<b>0,38</b>	<b>0,79</b>	<b>0,78</b>	<b>0,75</b>	<b>0,71</b>	<b>0,62</b>	<b>0,36</b>	<b>0,36</b>	<b>0,3</b>	<b>D [m]</b>	

	T43	T42	T41	T40	T39	T38	T37	T36	T35	T34	T33	T32	T31	T30	T29	T28	T27	T26	T25	T24	T23
	345	201	132	105	172	86	80	626	574	410	238	91	166	195	284	389	684	735	57	163	335
	2598 5	8489	1055 1	3910	4579	1145	2360	4463 5	3519 5	2598 5	1359 6	3045	1096 6	2132 3	2420 4	3289 2	8286 0	8736 9	3366	1216 7	2171 1
	2,9	1,7	1,1	0,9	1,4	0,7	0,7	5,2	4,8	3,4	2,0	0,8	1,4	1,6	2,4	3,2	5,7	6,1	0,5	1,4	2,8
	14,9	13,7	13,1	12,9	13,4	12,7	12,7	17,2	16,8	15,4	14,0	12,7	13,4	13,6	14,4	15,2	17,7	18,1	12,5	13,4	14,8
	56,8	59,6	61,1	61,7	60,2	62,1	62,2	52,4	53,1	55,7	58,9	62,0	60,3	59,7	58,0	56,08	51,6	50,9	62,8	60,4	57,0
	0,2	0,2	0,03	0,07	0,2	0,2	0,4	0,2	0,2	0,2	0,04	0,08	0,08	0,1	0,1	0,1	0,3	0,3	0,0	0,2	0,2
	0,8	0,8	1,0	0,9	0,8	0,8	0,6	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,7	0,7	1,0	0,8	0,8
	0,7	0,7	0,8	0,8	0,7	0,7	0,5	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,8	0,7	0,7
	0,3	0,1	0,2	0,05	0,05	0,01	0,02	0,4	0,4	0,3	0,2	0,04	0,1	0,2	0,3	0,4	0,8	0,8	0,05	0,1	0,2
	0,1	0,05	0,07	0,03	0,02	0,01	0,01	0,2	0,2	0,1	0,09	0,02	0,07	0,1	0,1	0,2	0,4	0,4	0,03	0,07	0,1
	0,4	0,2	0,3	0,2	0,2	0,09	0,1	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,7	0,7	0,2	0,3	0,4
	1,5	1,1	1,2	0,9	0,8	0,5	0,6	1,7	1,6	1,5	1,3	0,8	1,2	1,4	1,5	1,6	2,1	2,1	0,8	1,2	1,4
	3,8	3,1	1,8	2,0	3,3	2,6	2,1	6,0	5,8	4,5	3,1	1,9	2,3	2,2	3,1	3,9	5,4	5,7	1,1	2,3	4,0
	15,8	15,1	13,8	14,0	15,3	14,6	14,1	18,0	17,8	16,5	15,1	13,9	14,3	14,2	15,1	15,9	17,4	17,7	13,1	14,5	16,0
	55,0	56,3	59,3	58,7	55,8	57,3	58,5	51,0	51,3	53,6	56,5	59,0	58,1	58,3	56,4	54,7	52,0	51,5	61	58,2	54,6
	0,3	0,1	0,1	0,05	0,05	0,01	0,02	0,4	0,4	0,3	0,2	0,04	0,1	0,3	0,3	0,4	0,8	0,8	0,04	0,1	0,2
	0,2	0,09	0,1	0,06	0,05	0,02	0,03	0,2	0,2	0,2	0,1	0,05	0,1	0,2	0,2	0,2	0,4	0,4	0,06	0,1	0,2
	<b>0,49</b>	<b>0,34</b>	<b>0,39</b>	<b>0,27</b>	<b>0,27</b>	<b>0,17</b>	<b>0,20</b>	<b>0,56</b>	<b>0,53</b>	<b>0,49</b>	<b>0,41</b>	<b>0,25</b>	<b>0,38</b>	<b>0,47</b>	<b>0,49</b>	<b>0,53</b>	<b>0,69</b>	<b>0,70</b>	<b>0,27</b>	<b>0,39</b>	<b>0,45</b>

Tabela 10: Passos para o cálculo do dimensionamento dos coletores

	T74	T73	T72	T71	T70	T67	T66	T65	T64	T63	T62	T61	T60	T54	T53	T52	T51	T50	T45	T44
	1956	1018	505	561	93	127	564	148	1946	1862	1675	1418	1338	107	84	598	357	138	519	116
	1977 09	1361 64	6683 8	6683 8	2713	2642 4	3392 3	1940 0	3556 35	3237 22	2679 40	2415 16	1977 09	5397 5	2706 1	1609 2	7892	7793	3519 5	4579
	16,3	8,5	4,2	4,7	0,8	1,1	4,7	1,2	16,2	15,5	14,0	11,8	11,2	8,9	7,1	5,0	3,0	1,1	4,3	1,0
	28,3	20,5	16,2	16,7	12,8	13,1	16,7	13,2	28,2	27,5	25,9	23,8	23,2	20,9	19,1	170	15,0	13,1	16,3	12,9
	39,6	47,5	54,2	53,3	61,9	61,2	53,3	60,7	39,7	40,2	41,6	43,6	44,4	46,9	49,4	52,8	56,6	60,9	53,9	61,4
	0,3	0,3	0,2	0,2	0,4	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,1	0,2	0,2	0,2	0,04	0,2	0,2
	0,7	0,7	0,8	0,8	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,9	0,8	0,8	0,8	0,9	0,8	0,8
	0,6	0,6	0,7	0,7	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	0,7	0,7	0,7	0,8	0,7	0,7
	1,4	1,2	0,7	0,7	0,03	0,3	0,3	0,2	2,6	2,3	2,0	1,9	1,6	0,5	0,3	0,2	0,09	0,1	0,4	0,05
	0,7	0,6	0,3	0,3	0,01	0,2	0,2	0,1	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,3	0,1	0,08	0,04	0,05	0,2	0,02
	0,9	0,9	0,7	0,7	0,1	0,4	0,5	0,4	1,3	1,2	1,1	1,1	1,0	0,6	0,4	0,3	0,2	0,3	0,5	0,2
	2,6	2,4	2,0	2,0	0,7	1,5	1,6	1,4	3,1	3,0	2,9	2,8	2,7	1,8	1,5	1,2	1,0	1,1	1,6	0,9
	12,7	7,1	4,2	4,6	2,3	1,4	5,9	1,8	10,3	10,2	9,7	8,4	8,4	9,6	9,7	7,9	5,9	2,1	5,3	2,2
	24,7	19,1	16,2	16,6	14,3	13,4	17,9	13,8	22,3	22,2	21,7	20,4	20,4	21,6	21,7	19,9	17,6	14,1	17,3	14,2
	42,7	49,5	54,3	53,4	58,2	60,3	51,3	59,3	45,2	45,4	46,0	47,6	47,6	46,1	46,0	48,2	51,3	58,6	52,3	58,3
	1,5	1,2	0,7	0,7	0,02	0,3	0,3	0,2	2,9	2,6	2,2	2,0	1,7	0,5	0,2	0,2	0,08	0,1	0,4	0,05
	0,6	0,5	0,3	0,3	0,04	0,2	0,2	0,2	0,9	0,9	0,8	0,7	0,6	0,3	0,2	0,1	0,08	0,09	0,2	0,06
	<b>0,87</b>	<b>0,80</b>	<b>0,66</b>	<b>0,66</b>	<b>0,21</b>	<b>0,49</b>	<b>0,51</b>	<b>0,44</b>	<b>1,09</b>	<b>1,05</b>	<b>0,99</b>	<b>0,96</b>	<b>0,90</b>	<b>0,62</b>	<b>0,46</b>	<b>0,39</b>	<b>0,32</b>	<b>0,35</b>	<b>0,53</b>	<b>0,27</b>

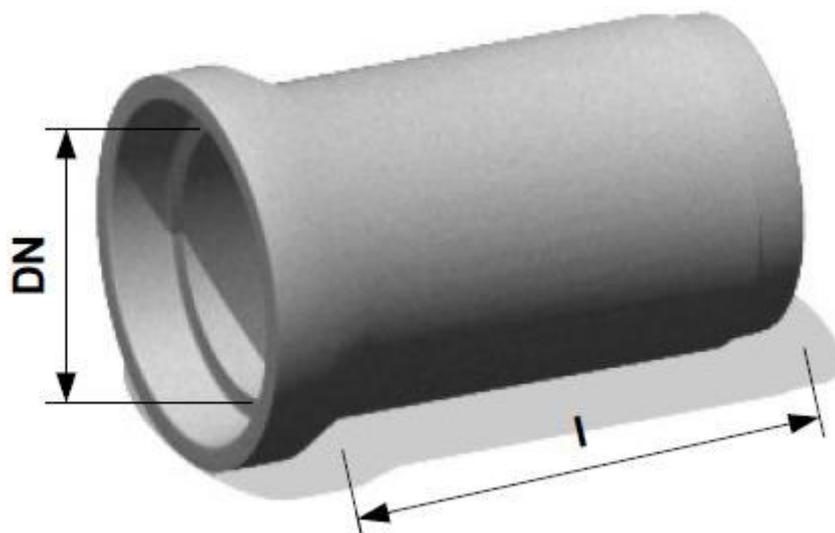


Figura 47:: Geometria de um coletor (retirado da empresa “Belmiro & Barreira, Lda.”)

Características Físicas e Mecânicas						
DN Diâmetro Nominal [mm]	l Comprimento Interior do Fuste [mm]	t Espessura [mm]	Massa [Kg]	Carga Mínima de Rotura * Fn [KN/m]	Classe de Resistência	Estanquidade
					EN 1916	
200	1000	30	± 58	23	115	VND
300	1000	35	± 107	26	87	VND
400	1000	40	± 151	28	70	VND
500	1000	45	± 228	31	62	VND
600	1000	55	± 323	28	47	VND
700	1000	55	± 343	26	37	VND
800	1000	65	± 551	30	38	VND

**Adequabilidade de uso:** Manilhas de betão prefabricado, para condutas de transporte de esgotos, águas pluviais e águas superficiais, em condutas geralmente enterradas

VND – Valor não declarado DN – Diâmetro interior da manilha  
Comprimento interior do fuste (l) - Comprimento entre a base do encaixe fêmea e o topo do encaixe macho da manilha

Características Físicas e Mecânicas																	
DN [mm]	l [mm]	t [mm]	Massa [Kg]	Fn * [KN/m]				Classe de Resistência								Estanquidade	Observações
								EN 1916				ASTM C-76-M					
800	2050	100	± 1500	59	78	118	137	74	98	147	172	II	III	IV	V	VND	JB
1000	2050	130	± 2300	74	98	147	172	74	98	147	172	II	III	IV	V	VND	JB
1200	2050	150	± 3400	88	118	176	206	74	98	147	172	II	III	IV	V	VND	JB

**Adequabilidade de uso:** Manilhas de betão prefabricado, para condutas de transporte de esgotos, águas pluviais e águas superficiais, em condutas geralmente enterradas

DN – Diâmetro interior da manilha t – Espessura da parede Fn – Carga mínima de rotura  
Comprimento interior do fuste (l) - Comprimento entre a base do encaixe fêmea e o topo do encaixe macho da manilha  
VND – Valor não declarado JB – Encaixe próprio para junta de borracha

Figura 48: Diferentes diâmetros produzidos pela empresa “Belmiro & Barreira, Lda.”, com as respetivas propriedades dos mesmos.

## Anexo 3

No anexo 3 são apresentadas todas as propriedades calculadas para os componentes necessários para realizar a simulação com o modelo SWMM, designadamente:

- Na tabela 11, as propriedades das sub-bacias tais como:
  - Área total da sub-bacia (m<sup>2</sup>)
  - Área total da sub-bacia (ha)
  - Área permeável (m<sup>2</sup>)
  - Área impermeável (m<sup>2</sup>)
  - % Área permeável
  - % Área impermeável
  - Área pavimentada (m<sup>2</sup>)
  - Área edificada (m<sup>2</sup>)
  - % Área impermeável sem armazenamento (corresponde à % área edificada)
  - Largura da sub-bacia (m)
  - Declive
  - Coeficiente de Manning para áreas permeáveis
  - Coeficiente de Manning para áreas impermeáveis
  - Curve Number

As propriedades são determinadas para as diferentes sub-bacias criadas, estando na figura 49 a identificação das mesmas.

- Na tabela 12, as propriedades dos coletores tais como:
  - Diâmetro do coletor (mm)
  - Comprimento do coletor (m)

Na figura 50 é apresentada a localização dos coletores.

- Na tabela 13, as propriedades das caixas de visita e dos pontos de descarga, tais como:
  - Cota de soleira (m)
  - Profundidade (m)
  - Área de alagamento (m)

Na figura 51 todos as caixas de visita e pontos de descarga estão identificadas.

As linhas a vermelho e a laranja apresentadas nas tabelas 11,12 e 13 representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo representa as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar.

	A. total [m <sup>2</sup> ]	A. total [ha]	A.perm. [m <sup>2</sup> ]	A. imp. [m <sup>2</sup> ]	%perm.	%imp.	A. pavim. [m <sup>2</sup> ]	A. Edif. [m <sup>2</sup> ]	% 0 imp.	largura [m]	declive	n-imp.	n-perm.	curve number
s1	5934	0,59	2282	3652	38	62	3652	0	0	15,9	0,33	0,019	0,05	83,8
s2	9580	0,96	4123	5457	43	57	5457	0	0	20,8	0,46	0,019	0,05	82,1
s3	5539	0,55	1067	4472	19	81	4472	0	0	16,2	1,55	0,019	0,05	90,9
s4	4310	0,43	762	3548	18	82	3548	0	0	14,3	1,00	0,019	0,05	91,5
s5	14407	1,44	2141	12266	15	85	12266	0	0	16,4	0,12	0,019	0,05	92,5
s6	10492	1,05	4018	6474	38	62	6474	0	0	42,2	0,87	0,019	0,05	83,8
s7	11015	1,10	2343	8672	21	79	6172	2500	29	89,4	1,00	0,019	0,05	90,1
s8	17686	1,77	155	17531	1	99	0	17531	100	90,4	1,00	0,019	0,05	94,7
s9	4807	0,48	937	3870	19	81	3369	501	13	18,0	0,88	0,019	0,05	90,8
s10	23529	2,35	4328	19201	18	82	11532	7669	40	68,4	1,00	0,019	0,05	91,2
s11	15630	1,56	10293	5337	66	34	2393	2944	55	67,5	1,00	0,019	0,05	73,6
s12	9915	0,99	2983	6932	30	70	5855	1077	16	27,1	0,22	0,019	0,05	86,9
s13	14955	1,50	2609	12346	17	83	9126	3220	26	54,4	0,63	0,019	0,05	91,6
s14	3198	0,32	1348	1850	42	58	1850	0	0	24,2	0,78	0,019	0,05	82,4
s15	13252	1,33	7941	5311	60	40	5311	0	0	62,1	0,96	0,019	0,05	75,8
s16	8917	0,89	1571	7346	18	82	4965	2381	32	69,2	0,94	0,019	0,05	91,5
s17	8917	0,89	2060	6857	23	77	5438	1419	21	39,5	0,82	0,019	0,05	89,5
s18	2713	0,27	1045	1668	39	61	1668	0	0	14,4	1,07	0,019	0,05	83,8
s19	5551	0,56	0	5551	0	100	4556	995	18	9,1	0,68	0,019	0,05	98,0
s20	15045	1,50	3981	11064	26	74	5215	5849	53	34,3	0,38	0,019	0,05	88,2
s21	9544	0,95	2893	6651	30	70	3025	3626	55	34,2	0,41	0,019	0,05	86,8
s22	8801	0,88	2022	6779	23	77	3626	3153	47	34,4	0,82	0,019	0,05	89,5
s23	3366	0,34	0	3366	0	100	2189	1177	35	9,6	0,05	0,019	0,05	98,0
s24	4509	0,45	109	4400	2	98	2723	1677	38	16,9	0,62	0,019	0,05	97,1
s25	11391	1,14	6026	5365	53	47	4237	1128	21	50,9	1,63	0,019	0,05	78,4
s26	13068	1,31	4969	8099	38	62	5180	2919	36	25,0	0,68	0,019	0,05	83,9
s27	8688	0,87	1807	6881	21	79	5133	1748	25	18,8	0,39	0,019	0,05	90,3
s28	2881	0,29	0	2881	0	100	1903	978	34	14,9	0,09	0,019	0,05	98,0
s29	10357	1,04	2047	8310	20	80	5953	2357	28	25,1	0,80	0,019	0,05	90,7
s30	7921	0,79	645	7276	8	92	5005	2271	31	30,5	0,25	0,019	0,05	95,0
s31	3045	0,30	242	2803	8	92	1409	1394	50	22,1	0,01	0,019	0,05	95,1
s32	5748	0,57	2728	3020	47	53	1874	1146	38	21,3	0,02	0,019	0,05	80,4
s33	4631	0,46	2226	2405	48	52	1919	486	20	19,4	0,15	0,019	0,05	80,2
s34	9440	0,94	4141	5299	44	56	3844	1455	27	23,8	1,84	0,019	0,05	79,8
s35	4579	0,46	995	3584	22	78	2230	1354	38	15,9	0,09	0,019	0,05	90,0
s36	3910	0,39	286	3624	7	93	1632	1992	55	17,5	0,05	0,019	0,05	95,3
s37	6641	0,66	0	6641	0	100	3214	3427	52	21,8	0,01	0,019	0,05	98,0
s50	7793	0,78	350	7443	4	96	4965	2478	33	39,2	0,58	0,019	0,05	96,3
s51	7892	0,79	1479	6413	19	81	4811	1602	25	21,4	0,16	0,019	0,05	91,1
s52	8200	0,82	1747	6453	21	79	5085	1368	21	21,2	0,18	0,019	0,05	90,1
s53	10969	1,10	2046	8923	19	81	5059	3864	43	23,8	0,32	0,019	0,05	91,1
s54	19121	1,91	919	18202	5	95	11392	6810	37	23,5	3,34	0,019	0,05	96,2
s60	24407	2,44	9295	15112	38	62	6797	8315	55	77,7	0,33	0,019	0,05	83,9
s61	19400	1,94	4867	14533	25	75	10169	4364	30	69,3	0,25	0,019	0,05	88,7
s62	33923	3,39	7309	26614	22	78	16870	9744	37	99,8	0,31	0,019	0,05	90,0
s63	21859	2,19	4969	16890	23	77	5845	11045	65	49,7	0,51	0,019	0,05	89,6
s64	31913	3,19	3600	28313	11	89	23880	4433	16	63,8	0,65	0,019	0,05	93,8
s65	26424	2,64	6377	20047	24	76	15132	4915	25	36,7	0,94	0,019	0,05	89,1
s70	3320	0,33	320	3000	10	90	3000	0	0	23,2	3,11	0,019	0,05	94,4
Total	539133	53,9	130401	408732	24	76	271420	137312	34					
s65	17255	1,73	2613	14642	15	85	10997	3645	25	32,6	0,94	0,019	0,05	92,4
s66	8722	0,87	3764	4958	43	57	3017	1941	39	24,9	0,94	0,019	0,05	82,0
S5	12266	1,23	1941	10325	16	84	10325	0	0	16,7	0,14	0,019	0,05	92,2
S5.1	2141	0,21	200	1941	9	91	1941	0	0	14,9	0,19	0,019	1,05	94,6

Tabela 11: Propriedades das sub-bacias. As linhas a vermelho representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo representa as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar.

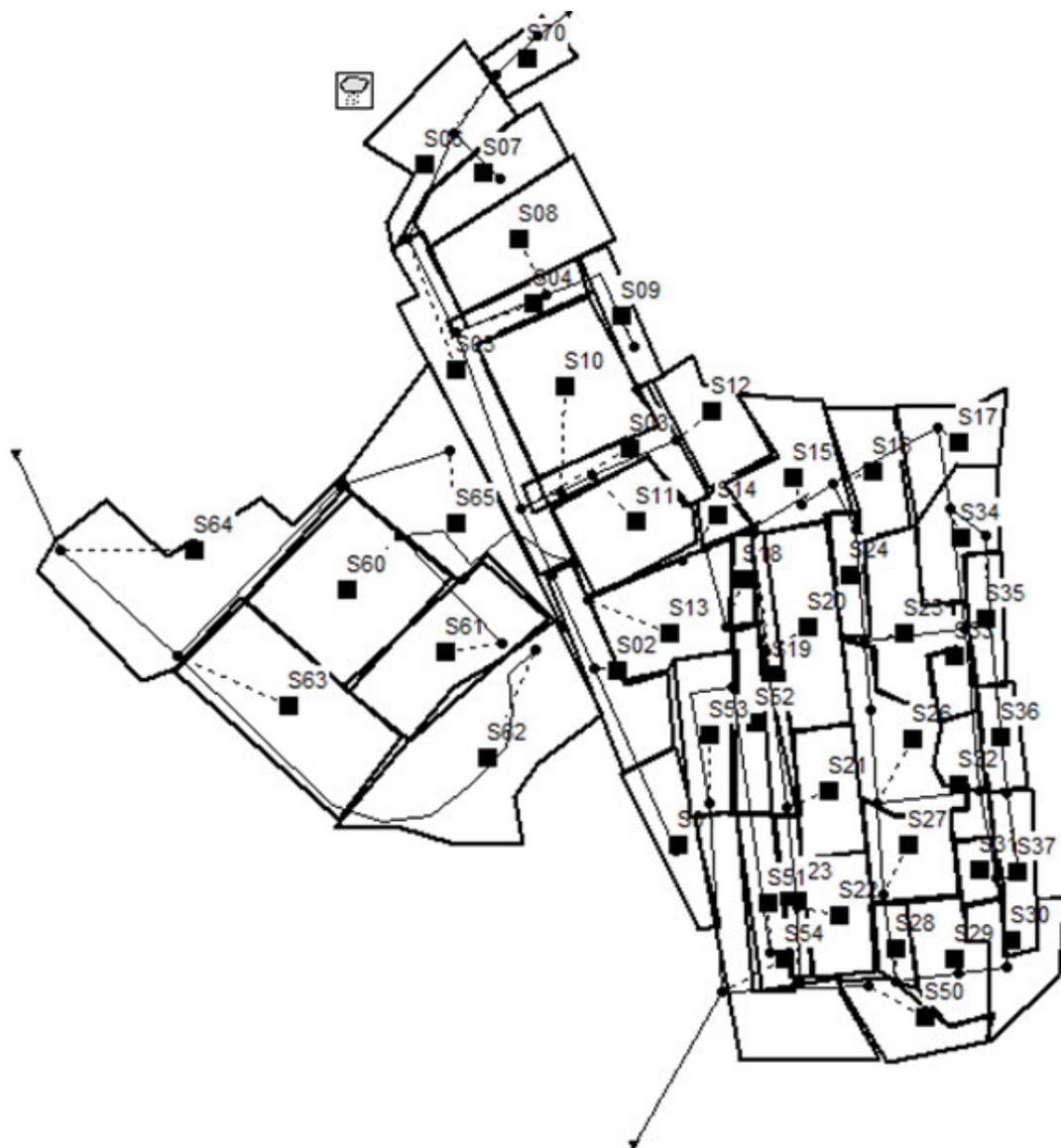


Figura 49: Localização das sub-bacias no modelo SWMM

<b>Coletor</b>	<b>D [mm]</b>	<b>Comp. [m]</b>
<b>T1</b>	400	2
<b>T1*</b>	400	260
<b>T2</b>	400	151
<b>T3</b>	400	50
<b>T4</b>	400	212
<b>T5</b>	400	173
<b>T6</b>	500	63
<b>T7</b>	500	41
<b>T8</b>	500	72
<b>T9</b>	350	20
<b>T10</b>	400	106
<b>T11</b>	200	125
<b>T12</b>	400	23
<b>T13</b>	400	22
<b>T14</b>	400	141
<b>T15</b>	500	57
<b>T16</b>	500	138
<b>T17</b>	500	38
<b>T18</b>	500	28
<b>T19</b>	500	40
<b>T20</b>	500	67
<b>T21</b>	250	114
<b>T22</b>	300	134
<b>T23</b>	300	172
<b>T24</b>	300	106
<b>T25</b>	300	57
<b>T26</b>	500	51
<b>T27</b>	500	123
<b>T28</b>	300	105
<b>T29</b>	300	89
<b>T30</b>	300	29
<b>T31</b>	300	75
<b>T32</b>	200	91
<b>T33</b>	200	106
<b>T34</b>	200	172
<b>T35</b>	200	164
<b>T36</b>	200	52
<b>T37</b>	250	81
<b>T38</b>	250	86

T39	250	172
T40	250	105
T41	250	27
T42	200	77
T42	200	29
T43	200	107
T44	250	30
T45	200	110
T47	300	85
T70	200	93
T71	500	57
T72	400	115
T73	500	48
T50	500	138
T51	500	357
T52	500	241
T53	500	251
T54	500	221
T74	500	848
T60	500	230
<b>T60*</b>	<b>500</b>	<b>99</b>
T61	500	80
T62	500	257
T63	700	187
T64	700	84
T65	500	148
T66	500	564
T67	500	127
<b>Tped*</b>	<b>500</b>	<b>389</b>
<b>Tped**</b>	<b>500</b>	<b>361</b>
<b>Tped1**</b>	<b>500</b>	<b>28</b>

*Tabela 12: Propriedades dos coletores. As linhas a vermelho representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo representa as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar.*

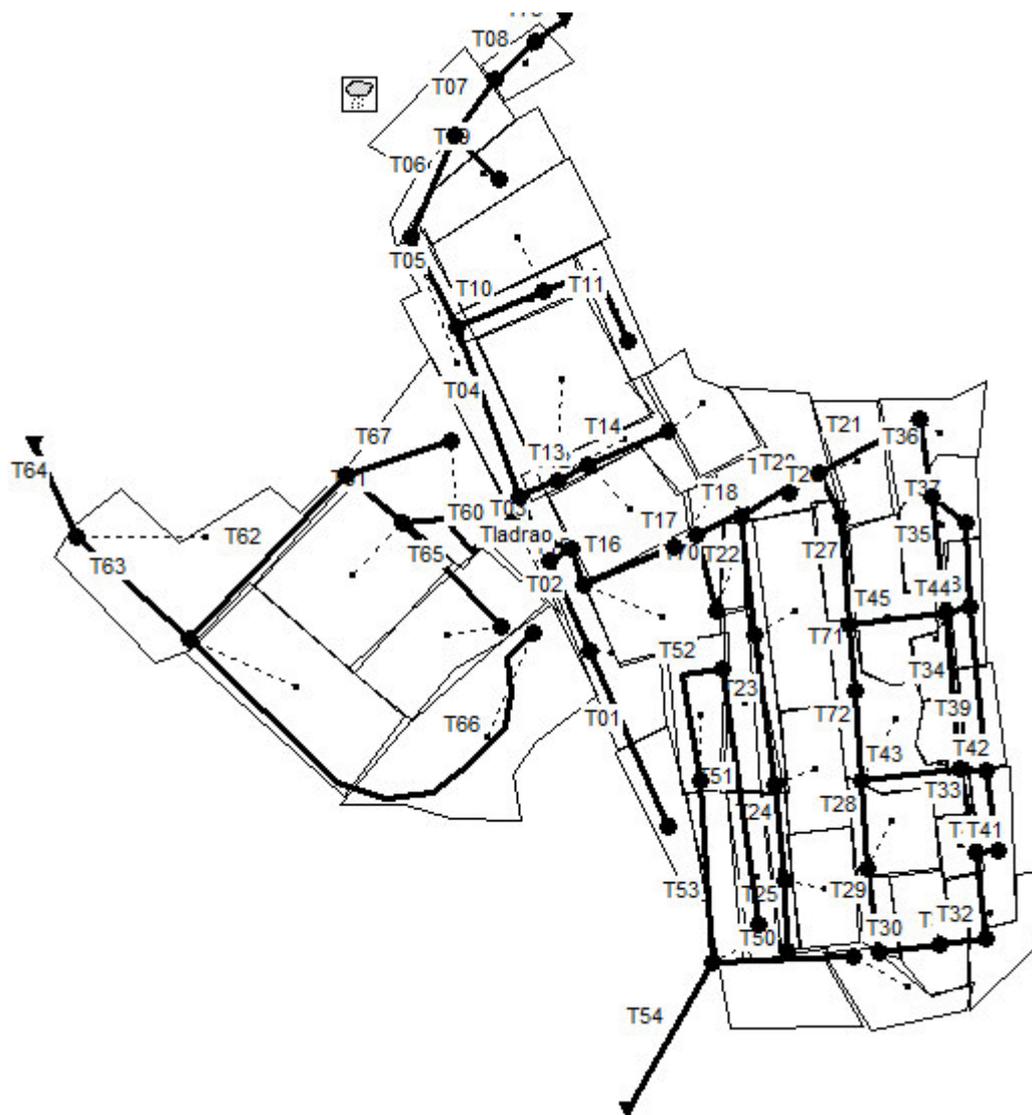


Figura 50: Localização dos coletores no modelo SWMM

Nós	Cota soleira [m]	Profundidade [m]	Área alagamento [m]
N01	10,3	1,5	272
N02	9,3	1,6	324
N03	8,9	1,4	266
N04	8,7	1,5	160
N05	7,8	1,8	424
N06	6,9	2,9	346
N07	6,4	2,7	311
N08	5,9	2,7	176
N09	7,4	1,9	146
N10	9,6	2,2	238
N11	9,4	1,4	44
N12	10,1	1,6	281
N13	10,8	2,1	334
N14	9,0	1,7	456
N15	9,7	1,9	146
N16	9,9	1,9	103
N17	10,1	1,8	80
N18	10,2	1,8	209
N19	10,6	1,7	331
N20	11,5	1,3	234
N21	10,7	2,0	186
N22	11,9	2,0	268
N23	11,9	2,0	344
N24	12,4	1,5	212
N25	12,4	1,4	114
N26	12,5	2,2	246
N27	12,8	2,7	220
N28	13,4	2,1	210
N29	13,7	1,7	179
N30	13,9	1,5	58
N31	14,1	1,3	320
N32	14,4	1,1	310
N33	14,9	2,4	161
N34	14,8	2,5	276
N35	14,8	2,5	408
N36	12,6	2,3	209
N37	15,3	1,9	173
N38	14,9	2,4	344
N39	15,0	2,2	210
N40	15,1	2,2	200
N50	12,6	2,1	140

N51	11,3	2,7	357
N52	10,6	2,4	357
N53	9,4	3,0	200
N54	7,1	2,9	396
N60	8,5	2,0	114
N61	7,2	1,2	148
N62	6,8	1,0	160
N63	6,0	1,8	188
N64	4,0	1,5	168
N65	8,0	1,2	148
N66	8,0	2,0	188
N67	7,4	1,3	50
N70	8,3	2,3	135
N71	13,1	2,4	231
N72	14,5	2,7	155
N72	4,7	1,7	238
E1	2,7		
E2	2,0		
E3	2,9		
N60*	7,8	1,1	105
N02**	8,8	1,9	324

Tabela 13: Propriedades das caixas de visita e dos pontos de descarga. As linhas a vermelho representam as modificações necessárias, caso seja implementado a solução do novo ponto de descarga e a amarelo representa as modificações adicionais aquando da implementação da solução complementar.

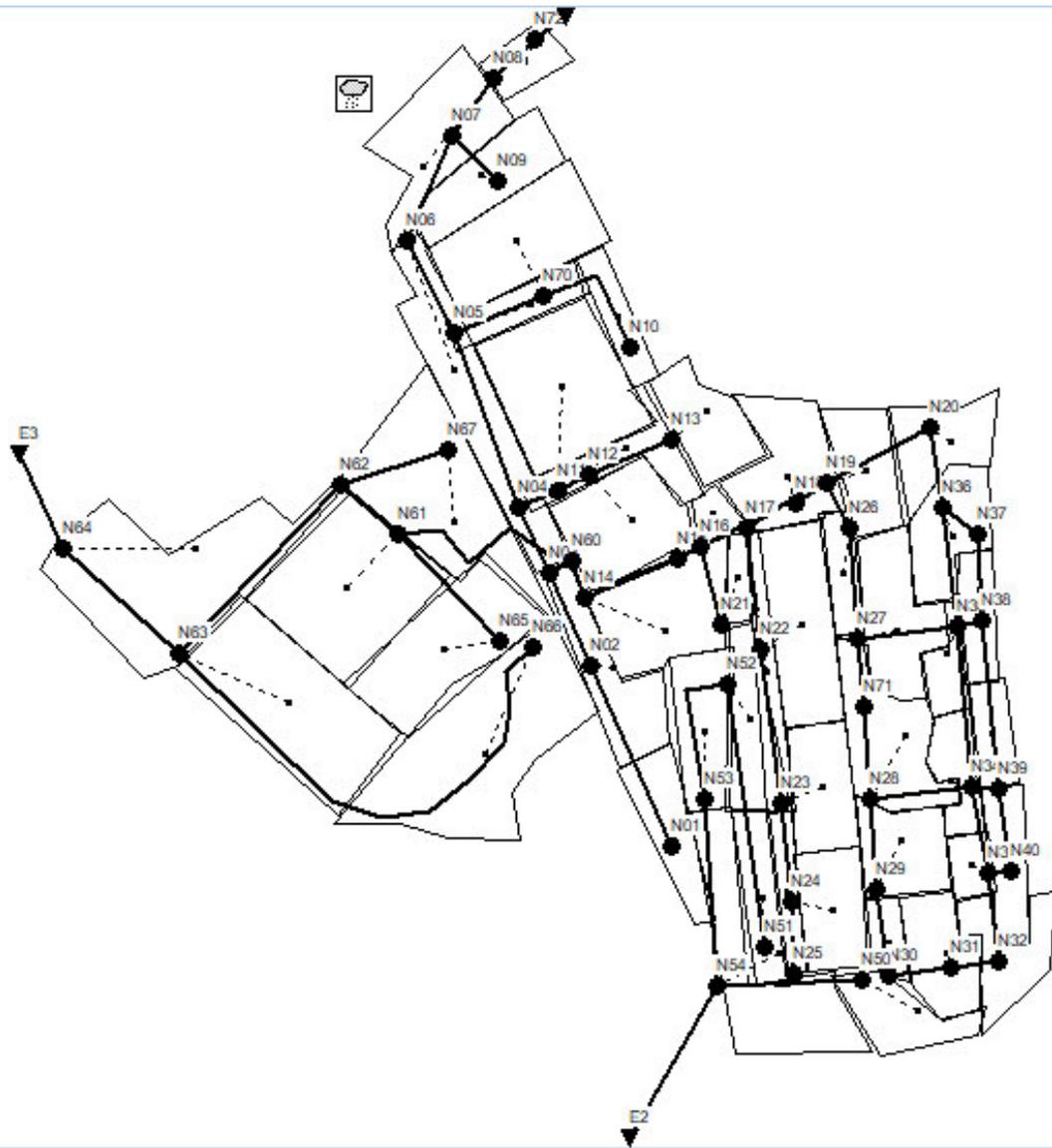


Figura 51: Localização das caixas de visita e dos pontos de descarga no modelo SWMM