



Nuno Augusto Pinto Moreira da Silva

Avaliação do desempenho de um órgão
especial Num sistema de drenagem de
escorrências urbanas

Universidade do Minho
Escola de Engenharia





Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Nuno Augusto Pinto Moreira da Silva

Avaliação do desempenho de um órgão
especial Num sistema de drenagem de
escorrências urbanas

Tese de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Paulo J. Ramísio

outubro de 2013

AGRADECIMENTOS

Os agradecimentos aqui expostos dirigem-se a todos a aqueles que contribuíram de uma forma significativa para a realização deste trabalho de dissertação.

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor Paulo Ramísio, pela orientação, dedicação e disponibilidade; pelas sugestões dadas em relação a métodos de trabalho, por fazer com que sentisse confiança no trabalho realizado e ainda por transmitir alento e experiencia de vida, que me enriqueceram como pessoa e futuro engenheiro.

Agradeço de uma forma especial ao Sr. Rui, técnico do laboratório de Hidráulica de Engenharia Civil, pelo apoio prestado na resolução de problemas da parte laboratorial da dissertação e por todos os conselhos prestados no decorrer do trabalho, agradecendo ainda ao Departamento de Engenharia Civil pelos recursos disponibilizados.

À Anabela Antunes pelo apoio, compreensão e carinho demonstrados ao longo de todo o trabalho.

À Daniela Teixeira pela ajuda, dedicação e empenho no auxílio de em algumas partes da dissertação.

Aos meus amigos pelo apoio e encorajamento que me deram ao longo de todo o curso nos momentos em que mais precisei.

Por fim, um agradecimento muito especial aos meus Pais e Irmãos, pelas palavras de incentivo, carinho e preocupação.

RESUMO

As últimas décadas foram caracterizadas por um ritmo particularmente acelerado na urbanização de áreas inicialmente rurais. Esta expansão urbana tem criado alterações no ciclo hidrológico natural, originando a ocorrência de fortes pressões ao desenvolvimento equilibrado e estável do *habitat* humano.

Atendendo a esta problemática, e visando a avaliação de medidas para um melhor desempenho dos sistemas de drenagem, o presente trabalho incide na análise de várias propostas para um órgão original, avaliando o seu efeito no hidrograma e na retenção de sedimentos presentes nas escorrências urbanas.

De forma a avaliar a presença deste órgão especial concebeu-se, numa fase preliminar e experimentalmente, uma instalação onde foram ensaiados diferentes Protótipos, tendo como comparação a situação referência, uma caixa de visita convencional.

Com base nestas experiências foram propostos e ensaiados 6 Protótipos, com diferentes configurações. A alteração da profundidade da câmara de retenção e da forma do Protótipo objectivavam o registo e a avaliação do efeito dessas diferentes configurações nos valores de caudal (alteração do Hidrograma) e de sedimentos presentes nas escorrências urbanas.

Baseado nos resultados do presente estudo, onde se apresenta o efeito de cada Protótipo, prova-se que a implementação destas metodologias pode auxiliar a implementação de sistema inovadores com o objectivo de aumentar o desempenho dos sistemas de drenagem em ambiente urbano.

Palavras-Chave: Sistemas de drenagem; escorrências urbanas; órgão especial; hidrograma; sedimentos; situação de referência; protótipo

ABSTRACT

Last decades were characterized by a particularly rapid growth in the urbanization of rural areas, creating changes in the natural hydrological cycle. The changes associated with this phenomena can compromise the sustainable growth of the human habitat.

In order to contribute to the design of sustainable urban drainage systems an experimental program was planned aiming to assess the effect of a special drainage part in the system. This dissertation focuses on the analysis of the changes in flow and the retention of sediments presented in urban runoff.

Based on preliminary experiments several 6 prototypes, with different changes, were proposed and studied. The changes were in the depth of the retention chamber and in an innovative baffle shape. The Prototypes effect on the inflow hydrogram and the retention of sediments present in urban runoff was assessed for the different proposed. The obtained results were then compared to those obtained in a conventional drainage system.

Based on the results of the present study, where the effects of each prototype are presented and discussed, it was proven that the implementation of these methodologies can contribute to develop innovative systems that can lead to increase the performance of drainage systems in urban environment.

Keywords: Drainage systems; urban runoffs; special organ; hydrogram; sediments; reference situation; Prototypes

INDICE

RESUMO	v
ABSTRACT	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Importância e enquadramento do estudo	1
1.2 Objectivos	1
1.3 Estrutura da dissertação	2
2 REVISÃO DO ESTADO DO CONHECIMENTO.....	5
2.1 Evolução histórica dos Sistemas de Drenagem	5
2.2 Sistemas de Drenagem de Escorrências Urbanas	10
2.2.1 Legislação e Regulamento.....	11
2.2.2 Constituição dos Sistemas de Drenagem.....	14
2.3 Órgãos especiais sistemas de drenagem	16
2.3.1 Sifões invertidos	17
2.3.2 Descarregadores.....	20
2.3.3 Câmaras de desvio	26
2.3.4 Reguladores de caudal	28

2.3.5	Bacias de retenção.....	31
2.3.6	Caixas de visita/passagem.....	38
2.4	Importância dos órgãos especiais na eficiência dos sistemas de drenagem.....	40
2.5	Soluções inovadoras a otimização da caixa de visita.....	41
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	45
3.1	Introdução e objectivos	45
3.2	Instalação experimental.....	46
3.2.1	Introdução	46
3.2.2	Reservatório a montante.....	46
3.2.3	Caixa de visita/passagem	47
3.2.4	Descarga final	47
3.2.5	Concepção geral da instalação	48
3.3	Metodologia experimental.....	50
3.3.1	Medição do caudal	50
3.3.2	Medição dos sedimentos retidos	51
3.3.3	Órgãos ensaiados.....	53
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS	61
4.1	Situação referência	61
4.1.1	Efluente (Hidrograma)	61
4.1.2	Retenção de sedimentos	62

4.2	Protótipo 1.....	63
4.3	Protótipo 2.....	65
4.4	Protótipo 3.....	67
4.5	Protótipo 4.....	69
4.6	Protótipo 5.....	71
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	75
5.1	Conclusões	75
5.2	Desenvolvimentos futuros	77
6	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	79
6.1	Referências citadas	79
6.2	Outras Referências	80

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Sifão invertido.....	20
Figura 2.2 – Corte de um canal descarregador com anteparas laterais (retirado de Sousa e Matos, 1991).....	23
Figura 2.3 – Tipos de curva de regolfo em descarregadores laterais, $H = H_0$	24
Figura 2.4 : Regolfos em descarregadores laterais $H = H_0$	25
Figura 2.5: Representação esquemática de regulador de caudal com câmara de armazenamento.....	27
Figura 2.6 : Representação esquemática de uma câmara de desvio simples, em câmara seca (dispondo de um válvula do tipo vórtice).....	28
Figura 2.7 : Curva característica de uma válvula de regulação de caudal do tipo vórtice (adaptado de Hidrostantk).....	29
Figura 2.8 : Exemplo de curva característica de uma válvula de retenção do tipo flutuador (adaptado de Hidrostantk).....	30
Figura 2.9 : Bacia de Retenção - a) em série ou On-Line e b) em paralelo ou Off-Line	33
Figura 2.10 : Bacia de retenção enterrada, França (Renaudie 2005).....	34
Figura 2.11: Perfil transversal de uma bacia a seco	34
Figura 2.12 : Bacia de retenção a seco não acessível ao público, Thilley-França.....	35
Figura 2.13 : Perfil transversal de bacia de retenção com nível de água permanente	36
Figura 2.14 : Bacia de retenção com nível de água permanente, Parc de la Courneuve,	36
Figura 2.15: Caixa de visita – representação em corte	40
Figura 2.16: Caixa de visita em PVC	40

Figura 2.17: Planta (a), corte (b) – caixa de areia	42
Figura 2.18: Caixa de areia convencional	42
Figura 2.19: “Stromceptor Submerged Fonte (Imbrium Systems LLC, 2004)”	43
Figura 3.1: Fundo reservatório.....	47
Figura 3.2 - Instalação experimental. a) representação em alçado, b) representação em corte, c) representação em planta.	49
Figura 3.3 – Instalação experimental devidamente montada.....	49
Figura 3.4 : Estufa utilizada para a secagem das amostras	52
Figura 3.5 Representação concepção : Situação referência, (a) Corte transversal, (b) Planta .	53
Figura 3.6 Alçado – Protótipo 1	54
Figura 3.7 Configuração – Protótipo 1.....	55
Figura 3.8 Alçado – Protótipo.....	55
Figura 3.9: Configuração – Protótipo 2	56
Figura 3.10 : Concepção – Protótipo 3 (a) Corte transversal, (b) Planta	57
Figura 3.11: Configuração – Protótipo 3	57
Figura 3.12 Planta – Protótipo 4	58
Figura 3.13 Configuração - Protótipo 4	58
Figura 3.14: Representação concepção – Protótipo 5, (a) Corte transversal, (b) Planta.....	59
Figura 3.15 Configuração - Protótipo 5	59
Figura 4.1 - Hidrograma – Situação referência.....	61
Figura 4.2 - Eficácia de retenção de sedimentos (%) – Situação referência.....	62

Figura 4.3 - Hidrograma – Protótipo 1	63
Figura 4.4 - Eficácia retenção de sedimentos (%) – Protótipo 1	64
Figura 4.5 - Hidrograma – Protótipo 2	65
Figura 4.6 - Eficácia de retenção de sedimentos (%) - Protótipo 2.....	66
Figura 4.7 - Hidrograma – Protótipo 3	67
Figura 4.8 - Eficácia retenção sedimentos (%) – Protótipo 3.....	68
Figura 4.9 - Hidrograma – Protótipo 4	69
Figura 4.10 - Eficácia de retenção de sedimentos (%)	70
Figura 4.11 - Hidrograma – Protótipo 5	71
Figura 4.12 - Eficácia de retenção de sedimentos (%)	72

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 : Repartição de caudal nos sifões invertidos.....	19
Tabela 2 : Peneiros utilizados e abertura correspondente	52
Tabela 3: Retenção de sedimentos – Situação Referência	62
Tabela 4 : Retenção de sedimentos – Protótipo 1.....	64
Tabela 5 : Retenção de Sedimentos – Protótipo 2.....	66
Tabela 6 : Retenção de Sedimentos – Protótipo 3.....	68
Tabela 7: Retenção de Sedimentos – Protótipo 4.....	70
Tabela 8 : Retenção de Sedimentos – Protótipo 5.....	72

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância e enquadramento do estudo

Actualmente é generalizada a preocupação com a sustentabilidade dos sistemas de drenagem, tendo em conta a necessidade de preservação dos recursos hídricos e a evolução e crescimento urbano. No seguimento desta necessidade surgiu a aplicação dos conceitos associados ao desenvolvimento sustentável, por forma a satisfazer as necessidades do presente sem comprometer as possibilidades das gerações futuras satisfazerem as suas.

O elevado custo dos investimentos afectos aos sistemas de drenagem de água pluvial, relativamente ao das outras infra-estruturas urbanas, torna especialmente relevante a necessidade de se implementarem soluções tecnicamente adequadas, mas também economicamente viáveis. Tendo em conta esta preocupação, o uso de sistemas de drenagem económicos e eficientes integra-se no conceito de construção sustentável, dando importância a aspectos ambientais, socioculturais e económicos.

Desta forma, na presente dissertação é avaliada o efeito da implementação de um órgão especial num sistema de drenagem proveniente de escorrências urbanas com o intuito de contribuir para o desenvolvimento de sistemas mais económicos e sustentáveis.

1.2 Objectivos

O objectivo geral desta dissertação reside na concepção e avaliação de um órgão especial implementado num sistema de drenagem proveniente de escorrências urbanas, visando o aumento da eficiência desses sistemas. A complementar o objectivo geral deste trabalho, é de salientar, mais especificamente, a alteração favorável no hidrograma das escorrências Urbanas e na Retenção dos sedimentos associados. Para esta finalidade, foram concebidos protótipos que possibilitem a avaliação do efeito das diferentes configurações apresentadas em relação aos dois parâmetros mencionados anteriormente.

Os diferentes valores obtidos em relação ao Hidrograma e à Retenção de Sedimentos são resultado da alteração da profundidade da camara de retenção, da forma do Protótipo e da fracção granulométrica dos sedimentos presentes na Escorrência Urbana.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente Dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, dos quais o presente capítulo que serve de introdução ao tema e apresentação de cada um dos capítulos que compõe a dissertação.

O capítulo 2 é dedicado ao enquadramento do tema em estudo, dando ênfase aos Sistemas de Drenagem ao abordar a sua constituição e concepção e a forma como tais sistemas foram evoluindo, permitindo um olhar sobre o crescimento urbano no decorrer das décadas. Ainda no decorrer deste capítulo, são descritos os tipos de órgãos especiais já existentes nos sistemas de drenagem e a alteração prevista na caixa de visita convencional, visando a alteração do hidrograma e da retenção de sedimentos provenientes de escorrências urbanas.

O terceiro capítulo, intitulado de “Programa Experimental”, tem início com uma breve introdução referente às redes de drenagem de águas pluviais, enfatizando as suas constituições e influências nas escorrências urbanas. Esta parte do trabalho alberga ainda a descrição da instalação experimental, fazendo referência à sua constituição e concepção geral ao explicar de que forma esta instalação irá simular um evento de precipitação. Além disso, é mencionada a “Metodologia Experimental”, elucidando o modo como é medido o caudal e os sedimentos presentes nas escorrências urbanas. Por fim, procede-se à descrição dos Protótipos concebidos com vista a promover a alteração favorável do Hidrograma e da retenção de sedimentos. É também mencionada a Situação Referência, servindo esta como base de comparação para os ensaios realizados para cada Protótipo.

No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos com a realização do Programa Experimental, ou seja, os resultados referentes ao Hidrograma de caudal e à retenção de sedimentos, quer para a situação referência, quer para os cinco Protótipos concebidos. Para tal, são comparados os diferentes resultados obtidos à medida que se vai explicando de que forma a profundidade da câmara de retenção, a forma do Protótipo e a fracção granulométrica dos sedimentos influenciam a alteração favorável do Hidrograma e o aumento da retenção de sedimentos.

No último capítulo estão expostas as principais conclusões de todo o trabalho realizado, bem como as limitações do mesmo no que respeita a cada Protótipo em função das configurações implementadas. Para finalizar, é proposta, para desenvolvimentos futuros, a criação de um

órgão especial capaz de, além de regularizar o caudal e reter sedimentos, remover óleos/gorduras provenientes de escoamentos urbanos.

2 REVISÃO DO ESTADO DO CONHECIMENTO

A temática da presente dissertação centra-se no estudo da eficiência de um órgão especial nos sistemas de drenagem. Assim sendo, procede-se à análise de diferentes formas de conceber um órgão especial de modo a perceber qual delas será a mais favorável para que, ao aplicá-la, se promova a concepção de sistemas de drenagem mais eficientes e sustentáveis.

Posto isto, emerge a necessidade de se estudar exaustivamente toda a história dos sistemas de drenagem, bem como as falhas dos órgãos especiais já existentes, de forma a permitir-nos conceber um órgão capaz de obter um maior rendimento dos sistemas, quer ao nível de qualidade de água, quer ao nível de regulação de caudais, sendo estes os aspectos mais importantes aquando da concepção dos sistemas de drenagem.

2.1 Evolução histórica dos Sistemas de Drenagem

O crescimento e a expansão urbana, caracterizados nas últimas décadas por um ritmo particularmente acelerado de urbanização de áreas inicialmente rurais, têm criado profundas alterações no ciclo hidrológico natural motivadas pela ocorrência de situações ameaçadoras para o desenvolvimento equilibrado e estável do habitat humano. Como exemplo dessas situações podem citar-se as seguintes:

- Frequente entrada em funcionamento de descarregadores de tempestade com descarga de caudais para o meio ambiente e incremento de poluição dos meios receptores;
- Comportamento hidráulico deficiente das redes de drenagem pluvial devido a sub-dimensionamento ou entupimentos, obstruções das secções de escoamento e consequente entrada em carga de colectores e inundações dos pontos baixos das bacias drenadas;
- Sub-dimensionamento dos dispositivos interceptores de águas pluviais, nomeadamente das sarjetas de passeio e dos sumidouros de grades, com consequentes inundações. Não aproveitamento integral da capacidade de transporte dos sistemas de drenagem enterrados;
- Descarga de escoamentos pluviais de pavimentos em meios receptores sensíveis.

Como resultado da tomada de consciência destas situações, surgiram profundas alterações nos conceitos de análise e dimensionamento dos equipamentos urbanos de drenagem. Assim

sendo, tendo como propósito um ajustamento mais adequado às formas diversificadas de crescimento urbano e de ocupação do solo, deu-se a evolução da própria concepção e cálculo dos sistemas. Todavia, os aspectos quantitativos da drenagem de escoamentos urbanos constituem apenas uma parcela do domínio da hidrologia urbana, uma vez que todos os parâmetros relacionados com a gestão da água e com a análise dos aspectos de qualidade, relacionados com a rejeição de cargas poluentes veiculadas pelas escoamentos urbanos, assumem uma importância crescente (Matos J. d., 2000).

Tendo em conta estes aspectos, será de extrema importância analisar os factores a ter em conta para a concepção dos sistemas de drenagem e, em particular, dos órgãos especiais, sendo que numa fase mais avançada do estado de arte serão apresentadas as principais componentes e os princípios de concepção/dimensionamento dos sistemas de drenagem de escoamentos urbanos. Realçando, particularmente, os aspectos de qualidade da água das escoamentos pluviais e o impacto dessas águas nos meios receptores.

Os primeiros sistemas de drenagem de escoamentos em meio urbano de que há registo datam de há mais de 5.000 anos e, praticamente durante 4.800 anos, os avanços globais que se verificaram nesse domínio não foram, salvo raras excepções, significativos. Durante grande parte da Idade Média pode mesmo dizer-se que houve um retrocesso na área. Nessa época, as pessoas tinham poucas preocupações com a higiene, ignorando que a disseminação de grande parte das doenças que caracterizaram o período decorria, precisamente, da ausência de cuidados de higiene básica (Sousa, Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais, 2000).

Até à Idade Moderna, as obras de drenagem não foram encaradas, em regra, como infra-estruturas necessárias e condicionantes ao desenvolvimento e ordenamento dos núcleos urbanos. No entanto, existem registos de várias obras ou intervenções nesse domínio levadas a cabo por antigas civilizações. Webster (1962) refere que as primeiras obras conhecidas de drenagem de águas residuais são as ruínas do sistema constituído por colectores principais e drenos do aglomerado de Mohengo-Doro. Este sistema encontra-se no ocidente do actual Paquistão e a sua obra é atribuída à Civilização Hindu por volta do ano de 3000 A.C. Aparenta ter servido para as escoamentos das vias, sendo que, tendo em conta a altura em que foi concebido, os detalhes e pormenores que apresenta (os colectores dispunham mesmo de caleiras adaptadas ao escoamento dos caudais mais reduzidos) espantam pela atenção e cuidado colocados na construção desse tipo de infra-estruturas.

Maner (1966) destaca a Civilização Mesopotâmica nos anos 2500 A.C., que planeou e construiu, designadamente nas cidades de Ur e Babilónia, infraestruturas de drenagem e saneamento, incluindo uma espécie de sarjetas e sumidouros para a recolha de águas de superfície e encaminhamento para os colectores. Os materiais de construção então utilizados foram o tijolo e o asfalto. Em 800 A.C., o rei Senaquerib, que governava a Assíria, decidiu construir, em Nineveb, o chamado palácio “sem rival”. É conhecido o facto de, para o efeito, ter desviado o curso do rio Tebiltu e ter levado a cabo obras de abastecimento de água ao palácio (Gonçalves, 2013).

Em Cnossos, urbe da ilha de Creta e centro da época egeia (3000 a 1000 A.C.), ainda se pode admirar, a sul da cidade de Iraklian, o famoso palácio, com o seu majestoso terraço, os seus pátios inferiores, a sua decoração mural, o seu gigantismo e o seu sistema de drenagem. As ruínas existentes revelaram o recurso a desenvolvidos sistemas de drenagem construídos em pedra e terra-cota, com um colector ou emissário final das águas residuais (águas pluviais e de excreta) que descarregava o efluente a uma distância considerável da origem. As frequentes e intensas precipitações na região resultavam na ocorrência cíclica de condições de auto-limpeza. Hodge (1992) refere que foi construído um sistema separativo em Jerusalém, datado por volta de 1000 A.C., que cobria uma pequena parte da cidade (Matos, 2003).

A civilização etrusca é a responsável pela construção de cidades bem organizadas e planeadas na Itália Central, por volta de 600 A.C. Marzobotto, uma dessas cidades, é também conhecida pelo engenhoso sistema de drenagem bem adaptado às condições topográficas locais.

Ruínas de algumas grandes cidades da civilização Chinesa também revelam a existência de sistemas de evacuação de águas residuais, incluindo um importante sistema enterrado, executado por volta do ano 200 D.C. (Needham et al. 1971).

A Cloaca Máxima de Roma parece ter sido, no entanto, a primeira obra de dimensão relevante construída por motivações de qualidade de vida urbana. Um sinal evidente do carácter de serviço público das cloacas de Roma é o facto de ter existido um imposto específico destinado a assegurar a manutenção das mesmas, o *cloacarium*, e funcionários, os *curatores cloacarum*, incumbidos da sua inspecção. *Cloaca* é um termo latino que significa “condutor de drenagem urbana” e provém, segundo Plínio, do termo *cluere* que equivale a “purgar”. Paralelamente, o termo colector provém do latim *co-lego*, que significa juntar, reunir, e traduz o conceito da

formação da rede de drenagem, construída por trechos interligados, os colectores, onde se reúnem e depois transportam as águas afluentes.

No Oriente, parecem ter assumido especial relevo os “canais de limpeza” de Angkor, a cidade dos cinco picos, construída pelo povo Khmer, possivelmente depois do século VI. Esta cidade, posteriormente esquecida e abandonada, veio a ser descoberta ocasionalmente, por cambojanos, e a sua fundação chegou a ser erroneamente atribuída, por missionários espanhóis, a Romanos ou a Alexandre o Grande.

Desde as épocas do Império Romano até ao Século XVII, as estratégias de drenagem e saneamento em meio urbano na Europa não sofreram praticamente nenhum avanço. Em termos sanitários, pode mesmo falar-se em regressão ao longo de pelo menos uma parte da Idade Média – tal como foi referido anteriormente, a higiene e limpeza eram completamente ignoradas pela maior parte dos cidadãos. Em regra, os primeiros trabalhos relevantes de drenagem e de evacuação de águas pestilentas nas principais cidades Europeias ocorrem entre os Séculos XIV e XVIII.

Em Paris, a primeira vala coberta (colector enterrado) data de 1370 – essa obra, a fossa de St. Opportune – conhecida como o colector de cintura (em terminologia anglosaxónica *the beltway sewer*) descarregava directamente no rio Sena e operava como um interceptor de uma das margens do rio. No entanto, o conceito de colector enterrado só foi vulgarizado vários séculos mais tarde. Por exemplo, na cidade de Londres, apenas no início do Século XVII é que foi planeado o primeiro colector enterrado, enquanto a drenagem de extensas áreas da cidade de Paris se mantiveram, até ao século XVIII, com valas abertas de esgoto (em terminologia anglo-saxónica *open sewers*) (Sousa, Órgãos Gerais dos Sistemas de Drenagem, 2002).

No Século XVII admitia-se, em regra, que os parasitas abundavam no corpo humano fruto de transpirações mal dominadas e começavam a existir tratados de higiene que referiam isso mesmo. Compreende-se que, nos finais do século, houvesse quem admitisse que as casas de banho eram supérfluas e defendesse que a limpeza e abundância das roupas que vestiam eram bem mais importantes do que qualquer banho que lhes lavasse o corpo.

A limpeza em relação ao corpo passa a ser uma referência estimável a partir sobretudo do Século XVIII. Passam a ser criticados e mal vistos os que descuidavam a aparência. Saint-

Simon exalta a limpeza requintada da senhora de *Conti* e menciona a postura nobre e limpa da senhora de *Maintenon*. Assim, a limpeza passa a hierarquizar-se e a conferir distinção. Mas já no século anterior, ainda que longe de um pressuposto de higiene, se tinha estabelecido uma nova relação com a água, pelo menos entre os privilegiados. Iniciou-se, inclusivamente, a aceitação do banho de imersão, até então raríssimo. No Palácio de Versalhes, constroem-se compartimentos reservados aos banhos – Luís XV prefere a água tirada do Sena à conduzida pelos canos. No Século XVIII, a percentagem de casas com casa de banho era ainda muito reduzida, mesmo nas grandes capitais europeias, talvez inferior a 10%.

Todavia, é nessa altura que se inicia o estabelecimento das sentinas públicas e retretes com água corrente e a medicina evolui, em termos de ser encarada como magia e alquimia, para ciência. Em 1724, um médico inglês, enquanto fazia a apologia dos banhos frios, lastima-se que, especialmente entre cristãos, tivesse sido descurada ou abandonada a prática do banho. O clínico defendia, portanto, que todos aqueles que pudessem tomar banho regularmente o deviam fazer. Para o médico, a falta de banheira não seria uma desculpa uma vez que, na sua opinião, quem não a tivesse poderia tomar banho num rio ou num tanque a fim de lavarem o corpo (Gonçalves, 2013).

Blondel, arquitecto de Luís XV, explica no livro *Maisons de Plaisance*, publicado em 1730, que a maioria das casas de banho da época dispunha de duas banheiras, uma para lavar e outra para se passar o corpo por água limpa (Pompêo, 2000).

O início do século XIX foi marcado por uma significativa evolução no sector, uma verdadeira revolução tecnológica, com a introdução dos sistemas de abastecimento e de distribuição de água domiciliária, construídos com tubagens de ferro fundido funcionando sob pressão. Anteriormente, já os romanos se serviam de balneários colectivos, mas não individuais. Nesses casos, o consumo não se processava ao nível de cada fogo, de cada edifício. Começa também, nessa altura, e paralelamente, a ser gradualmente generalizada a prática da instalação de ramais domiciliários e colectores prediais construídos, aliás, com materiais de utilização milenar, como o barro e o grés.

No final do século XIX, o uso do betão em colectores de secção circular, com autolimpeza e sem juntas transversais, constitui também marco relevante, uma vez que, anteriormente, era tradicional a construção de grandes estruturas em pedra ou tijolo. Contudo, em meados do

século XIX, os engenheiros já tinham consciência da importância da autolimpeza e do declive para assegurar menores encargos e problemas com manutenção das redes públicas. É nesse século que também se desenvolvem, em Paris, diversos equipamentos de limpeza (as famosas “esferas metálicas”) e dispositivos de descarga automática ou que produzem efeitos tampão ou de “barragem”, a fim de criar condições cíclicas de arrastamento nos colectores (Pompêo, 2000).

No que respeita à evolução dos sistemas de drenagem no nosso país, podemos dizer que, de certa forma, acompanhou de igual modo a evolução sentida na restante Europa, sendo que foi também nos últimos 150 anos que se registaram evoluções importantes no que concerne ao dimensionamento/concepção dos sistemas de drenagem e às principais prioridades destes em relação à qualidade da água utilizada pelas populações. Estas evoluções foram sentidas devido a factores já referenciados anteriormente como, por exemplo, o crescimento populacional, o crescimento industrial, a alteração de condições climáticas, a qualidade da água dos meios receptores e a normas mais exigentes em relação a aspectos relacionados com a qualidade da água utilizada pelas populações (Matos J. d., 2000).

Tendo em conta esses factores, houve uma nítida evolução dos sistemas de drenagem, motivada pela importância de aspectos como o desenvolvimento equilibrado e sustentável do habitat humano e os aspectos económicos, que levou a que esses sistemas sofressem uma profunda alteração em relação à sua concepção. Tal fenómeno despoletou a evolução dos sistemas, de forma a dar uma melhor resposta ao crescimento urbano, à ocupação do solo, e à natureza qualitativa dos poluentes presentes nas escoaduras urbanas.

2.2 Sistemas de Drenagem de Escoaduras Urbanas

Entende-se por escoaduras urbanas as provenientes da precipitação atmosférica caída na área de influência do sistema de drenagem a implementar, as resultantes da rega de espaços verdes e ajardinados e ainda as de lavagem dos arruamentos, passeios e parques de estacionamento, ou seja, todas aquelas que, de uma forma geral, são susceptíveis de serem escolhidas pelas sarjetas e sumidouros.

Grande parte dos poluentes nas escoaduras pluviais encontram-se associados aos sólidos em suspensão, sendo de salientar a fulcral importância da retenção dos mesmos.

Os sistemas de drenagem de escorrências urbanas são infra-estruturas destinadas a servir uma estrutura principal (edificações, parques urbanos, vias de circulação), devendo adequar-se ao aglomerado populacional que pretendem servir. Por outro lado, em novas urbanizações, as regras urbanísticas devem ser delineadas no sentido de se adaptarem a uma maior facilidade de construção e economia das redes de drenagem (Rino, 2011).

2.2.1 Legislação e Regulamento

2.2.1.1 Conceção e dimensionamento

O elevado custo dos investimentos afectos aos sistemas de drenagem de escorrências urbanas leva a que seja importante a necessidade de se implementarem soluções tecnicamente adequadas, mas também economicamente viáveis. Assim sendo, é importante referir alguns aspectos a ter em conta na concepção desses sistemas. Desta forma, nos moldes actuais de concepção dos sistemas de drenagem de água pluvial, são de evidenciar os seguintes aspectos:

- Redução da extensão das redes de colectores e dos respectivos diâmetros, maximizando-se o percurso superficial da água pluvial e favorecendo-se a integração no seio de áreas impermeáveis, ou em torno destas, de áreas permeáveis, como zonas verdes, ou de áreas semipermeáveis, como pavimentos constituídos por materiais incoerentes;
- Opção, em grande número de situações, por soluções de drenagem não convencionais, constituídas por bacias de amortecimento e por câmaras drenantes;
- Preocupação com a problemática relacionada com a qualidade da água, nomeadamente devido aos riscos de efeitos nocivos no meio receptor. Esta circunstância torna-se especialmente relevante devido à poluição veiculada pelos caudais pluviais após os períodos estivais.

As regras urbanísticas mais adequadas a uma redução dos caudais de ponta pluvial e ao controlo da qualidade da água são aquelas que respeitam a integração de áreas permeáveis em áreas impermeáveis através de soluções de descontinuidade. Sempre que possível, deverá ser privilegiado o estabelecimento de linhas de drenagem superficial através de espaços livres.

Valetas e vales largos e pouco profundos são, de um modo geral, adequados para esse efeito (Sousa, Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais, 2000).

O tipo de solução a escolher deve ter em conta o cumprimento dos seguintes objectivos:

- Aumentar o volume de água pluvial infiltrada;
- Aumentar o volume de água pluvial retida e interceptada nas depressões do solo e nas árvores e arbustos;
- Promover o armazenamento temporário da água pluvial em locais pré-seleccionados;
- Permitir que, durante a ocorrência de precipitações intensas, se criem condições controladas de escoamento de superfície ao longo das superfícies impermeabilizadas (passeios, arruamentos, parques de estacionamento, etc.), para que as características do escoamento, nessas condições, tenham em conta determinados critérios com vista a minimizarem-se incómodos para os utentes e o desgaste das superfícies impermeabilizadas.

Dada a interdependência entre os caudais pluviais, a bacia drenante e o tipo de ocupação do solo, torna-se aconselhável conceber as infra-estruturas de drenagem logo na fase inicial do planeamento urbanístico. Este aspecto é particularmente importante quando as condições naturais são desfavoráveis do ponto de vista de disponibilidade de energia potencial para se processar o escoamento (caso de zonas planas), quando se prevêem alterações profundas nas condições topográficas iniciais, ou quando o aglomerado populacional se situa a jusante de uma bacia hidrográfica de dimensões relevantes. Nessas condições, as áreas extra-urbanas são consideravelmente importantes, bem como os caudais pluviais correspondentes, portanto, deve estudar-se o previsível comportamento do terreno face à ocorrência de precipitações intensas.

Quando situados à beira de grandes cursos de água, os aglomerados populacionais podem exigir a bombagem ou a retenção de caudais pluviais afluentes a zonas baixas durante o período em que os níveis das linhas de água não permitam o escoamento gravítico nos colectores. Redes de drenagem de aglomerados populacionais situadas a cotas pouco superiores às dos níveis de cheia das linhas de água, ou de níveis de maré, deverão incluir, a jusante, colectores previstos para funcionarem em carga aquando da ocorrência de

precipitações em períodos coincidentes com a ocorrência daqueles níveis. Em alguns destes casos, nos quais se pretendem minimizar os possíveis efeitos da inundação de áreas adjacentes, devem ser projectadas bacias de retenção, permitindo o armazenamento de volumes consideráveis e contribuindo para um melhor funcionamento global do sistema. No que respeita a aglomerados populacionais cuja localização é adjacente a cursos de água torrenciais, estes devem dispor de espaços livres *non edificandi* nas margens inundáveis (leito maior). Quando situados em encosta montanhosa, deve estudar-se o comportamento mecânico do terreno face às precipitações prolongadas e à necessidade de se considerarem obras de protecção, incluindo pequenos açudes, etc.. A rejeição de caudais pluviais em pequenas linhas de água pode ocasionar, pelo aumento substancial dos caudais de ponta de cheia, prejuízos e inconvenientes aos utentes a jusante. Este aspecto não pode ser desprezado e a solução pode residir na perspectiva da criação de dispositivos ou estruturas de armazenamento (bacias de retenção, ou câmaras de retenção-infiltração) para a eliminação ou redução daqueles inconvenientes (Baptista, 2006).

Devido à evolução e crescimento urbano, nos sistemas de drenagem actuais é obrigatório a concepção conjunta dos sistemas de drenagem das águas residuais domésticas e industriais e do sistema de águas pluviais, independentemente de eventuais faseamentos diferidos da execução das obras. Na remodelação dos sistemas unitários ou mistos existentes tem de ser considerado a transição para o sistema separativo. Desta forma, na concepção dos sistemas de drenagem de águas pluviais, devem ser atendidas as seguintes regras de dimensionamento:

- Inclusão de toda a água pluvial produzida nas zonas adjacentes pertencentes à bacia;
- Adopção de soluções que contribuam, por armazenamento, para reduzir os caudais de ponta.

A descarga dos sistemas pluviais deve ser feita nas linhas de água da bacia onde se insere, sendo necessário assegurar a compatibilidade com as características das linhas de água receptoras e condicionando aquela ligação à execução de eventuais obras em função dos estrangulamentos existentes.

Na concepção de sistemas prediais de drenagem de águas pluviais, a ligação à rede pública é feita directamente para a caixa de visita de ramal, situada no passeio, ou, caso não exista rede pública de águas pluviais, para a valeta do arruamento.

2.2.1.2 Elementos do Projecto

Os elementos constituintes do projecto de drenagem de águas pluviais são:

- Planta à escala 1/10.000 ou 1/5.000 com a indicação de área de influência considerada para efeitos de dimensionamento do sistema.
- Planta geral à escala 1/1.000 ou 1/500 da área de intervenção com indicação do traçado dos colectores e da localização das câmaras de visita das caixas de ligação e das sarjetas ou sumidouros. Desta planta, deverá ainda constar a localização dos ramais de ligação das águas pluviais dos prédios e respectivos logradouros quando estes existam.
- Perfil longitudinal da rede de drenagem nas escalas convenientes (comprimento e altura).
- Pormenores construtivos de todos os acessórios, nomeadamente, câmaras de visita, caixas de ligação, sarjetas e sumidouros, caixas de ramal, etc....
- Cálculo do caudal a drenar e verificação do comportamento hidráulico dos colectores.
- Medições e orçamento.

2.2.2 Constituição dos Sistemas de Drenagem

Nos últimos anos, a concepção e as metodologias relativas à drenagem de águas pluviais têm evoluído consideravelmente, ajustando-se, de um modo mais adequado, às formas diversificadas de crescimento urbano e consequente ocupação do solo (Beja, 2004).

2.2.2.1 Principais componentes

Os sistemas de drenagem de escorrências urbanas são constituídos, essencialmente, por redes de colectores e órgãos acessórios, podendo dispor de órgãos especiais e instalações complementares.

A rede de colectores é o conjunto das canalizações que assegura o transporte dos caudais pluviais afluentes, desde os dispositivos de entrada até um ponto de lançamento ou destino final. As redes modernas são constituídas, em geral, por colectores de betão ou de PVC de secção circular (Sousa, Sistemas de Drenagem de Águas Residuais e Pluviais, 2001).

Os órgãos acessórios são os seguintes:

- Dispositivos de entrada (sarjetas de passeio ou sumidouros) - as sarjetas de passeio são dispositivos sempre associados a um lancil do passeio, com entrada lateral de caudal e os sumidouros são considerados dispositivos que podem estar associados a um lancil ou a uma valeta, cuja entrada de caudal é feita superiormente através de grade.
- Câmaras ou caixas de visita - destinadas a facilitar o acesso aos colectores para observação e prática de operações de limpeza e de manutenção.

No que respeita aos órgãos especiais e instalações complementares, podem referir-se os seguintes:

- Desarenadores - instalações complementares destinadas a provocar a deposição de materiais incoerentes transportados na água pluvial;
- Bacias de retenção - bacias destinadas a regularizar os caudais pluviais afluentes, restituindo, a jusante, caudais compatíveis com a capacidade de transporte da rede de drenagem ou curso de água;
- Câmaras drenantes - dispositivos destinados à retenção e infiltração da água pluvial, podendo ser associados ou não a sistemas de drenagem pluvial convencionais constituídos por colectores enterrados;
- Instalações elevatórias - a evitar, sempre que possível, tendo em conta os encargos de exploração e a variabilidade dos caudais afluentes e consequente dificuldade de se manterem as condições satisfatórias de funcionamento dos grupos electrobomba e da condução de impulsão.

2.3 Órgãos especiais sistemas de drenagem

São estes os órgãos onde nos vamos focar especialmente, uma vez que a motivação desta dissertação será conceber e analisar a importância da presença de um órgão deste tipo num sistema de drenagem e quais os benefícios e alterações, quer a nível de qualidade de água, quer a nível de regulação de caudal, que irão ser sentidos com a correcta concepção e implementação do órgão especial. Para isso, será necessário analisar quais os órgãos especiais já existentes, e quais os factores e normas que irão condicionar a concepção e dimensionamento dos mesmos para, desta forma, poder alterar esses órgãos, levando a que seja possível contribuir para uma concepção de sistemas de drenagem mais eficientes e sustentáveis (Vale, 2011).

No que respeita a órgãos especiais de sistemas de drenagem antes da formulação da parte experimental da dissertação foram estudados os seguintes órgãos:

- Bacias de retenção
- Sifões invertidos
- Sarjetas/sumidouros
- Descarregadores com câmaras de grades
- Câmara de aspiração
- Bacias amortecimento
- Caixas de visita
- Desarenadores
- Instalações elevatórias

Um dos objectivos gerais desta dissertação passa por conceber um órgão especial de sistemas de drenagem através de um melhoramento de um órgão especial já existente. Assim sendo, será dada particular importância a determinados órgãos especiais que se encontram em análise nos capítulos seguintes.

2.3.1 Sifões invertidos

2.3.1.1 Considerações introdutórias

Devido à sua disposição em perfil, com um trecho ascendente a jusante, por vezes implantado com um declive apreciável, o sifão invertido é um órgão especialmente vulnerável à ocorrência de deposições dos sólidos em suspensão transportados pela água residual ou pluvial. Esta situação pode ocorrer, nomeadamente nos períodos nocturnos, quando a tensão de arrastamento do escoamento for insuficiente para garantir a autolimpeza.

O facto do escoamento no interior do sifão se processar sob pressão pode, por outro lado, e em termos sanitários, ter um efeito bastante negativo, dada a ausência de arejamento da massa líquida. Ao atingir-se a condição de anaerobiose podem produzir-se sulfuretos, com todas as consequências daí decorrentes. Essas circunstâncias levam a que se deva encarar a concepção e dimensionamento de sifões invertidos de uma forma cuidada, atendendo a critérios e disposições específicas (Rino, 2011).

2.3.1.2 Aspectos do dimensionamento

Tendo em conta as circunstâncias e condicionalismos apresentados em 2.3.1.1, o dimensionamento hidráulico-sanitário de um sifão invertido deve ser efectuado atendendo aos seguintes critérios e disposições (Rino, 2011):

- Critério de diâmetro mínimo: o diâmetro mínimo deve se estabelecido tendo em conta o perigo de obstrução das secções de escoamento. Metcalf & Eddy 1981 recomendam, respectivamente para redes de drenagem de água residual e de água pluvial, os valores de 200 e de 300 mm.
- Critério de autolimpeza: a velocidade média do escoamento deve ser tal que, com uma periodicidade diária, induza a verificação das condições de autolimpeza. É corrente garantir, para que se satisfaça esse critério, velocidades mínimas do escoamento, respectivamente para redes de drenagem de água residual e de água pluvial, de 0,9 e de 1,25 a 1,5 m/s. Estas velocidades dizem respeito às condutas sob pressão que constituem os diversos ramos dos sifões.

- Critério de velocidade máxima: a velocidade média do escoamento deve ser tal que não provoque erosão e desgaste significativo nas paredes dos colectores. É corrente admitir-se, para que se não verifiquem aquelas condições, uma velocidade máxima de 3 m/s.

- Controlo sanitário: quando se preveja, devido ao estado de septicidade da água residual afluyente ou às condições de desenvolvimento do sifão invertido, a ocorrência de circunstâncias que motivem a produção significativa de sulfuretos, torna-se necessário tomar providências com vista a proceder-se a um controlo adequado do comportamento sanitário do sistema. Este controlo pode ser efectuado adicionando produtos químicos à massa líquida (como nitrato de potássio, hidróxido de sódio, etc.) e injectando ar ou, eventualmente, oxigénio dissolvido, nos pontos baixos dos sifões invertidos, em locais onde as condições de velocidade do escoamento e de pressão e turbulência sejam suficientes para garantirem eficiências elevadas do processo de oxidação dos sulfuretos.

- Ventilação: para assegurar a ventilação da massa de ar arrastada pelo escoamento com superfície livre no colector afluyente à câmara de entrada do sifão, é vulgar conceber-se uma conduta de ventilação que assegure o escoamento do ar até à câmara de saída.

- Perdas de carga: os diâmetros dos diversos ramos dos sifões invertidos devem ser estabelecidos de acordo com os caudais afluyentes e com a energia disponível. Devido aos efeitos de resistência ao escoamento, provocados pela eventual formação e desenvolvimento do filme biológico nas paredes das condutas, é corrente admitirem-se, em projecto, coeficientes de rugosidade de Manning relativamente elevados (na ordem de $0.015 m^{-1/3}s$). Tanto a câmara de entrada como a câmara de saída dos sifões invertidos devem ser concebidas de modo a serem minimizadas as perdas de carga localizadas. Estas perdas têm especial relevância quando as velocidades do escoamento são elevadas e quando os descarregadores laterais estiverem em carga.

Na câmara de saída, assume especial importância uma concepção que minimize os efeitos da turbulência e dos vórtices provocados pelo funcionamento intermitente dos diversos ramos, o que pode ser conseguido colocando as saídas das condutas a cotas desiguais e suavizando as paredes das caleiras no interior daquela câmara.

Se as perdas de carga reais forem superiores às perdas de cargas calculadas, podem ocorrer regolfos de elevação, em regime lento, nos colectores que se desenvolvem a montante das

câmaras de entrada. Nesses casos, podem verificar-se ao longo desses colectores decréscimos da ventilação, da velocidade de escoamento e do rearejamento da massa líquida.

- Verificação da pressão interna: os diversos ramos dos sifões devem ser construídos com materiais que resistam à pressão induzida pelo escoamento do caudal máximo previsto. A verificação das pressões internas deve ser efectuada tendo em conta a linha energia dinâmica do escoamento, para as condições de caudal máximo.

Convém ainda referir que, por vezes, a variabilidade dos caudais afluentes torna difícil ou impossível fazer cumprir simultaneamente, num sifão invertido simples (constituído apenas por um ramo, além das câmaras de entrada e de saída), o critério de autolimpeza e de velocidade máxima. Esta situação leva a que se reparta o caudal afluente por dois ou mais ramos implantados em paralelo. É corrente conceber-se, em sistemas unitários, três ramos em paralelo, dimensionados para escoarem os caudais indicados na tabela (1). De salientar que por vezes, para caudais reduzidos, a repartição é apenas efectuada por dois ramos.

Tabela 1 : Repartição de caudal nos sifões invertidos

Caudal a transportar	Nº de ordem dos ramos
Caudal mínimo	1º
Caudal máximo de estiagem	1º e 2º
Caudal máximo de tempestade	1º, 2º e 3º

A figura (2.1) apresenta, em perfil, um sifão invertido.

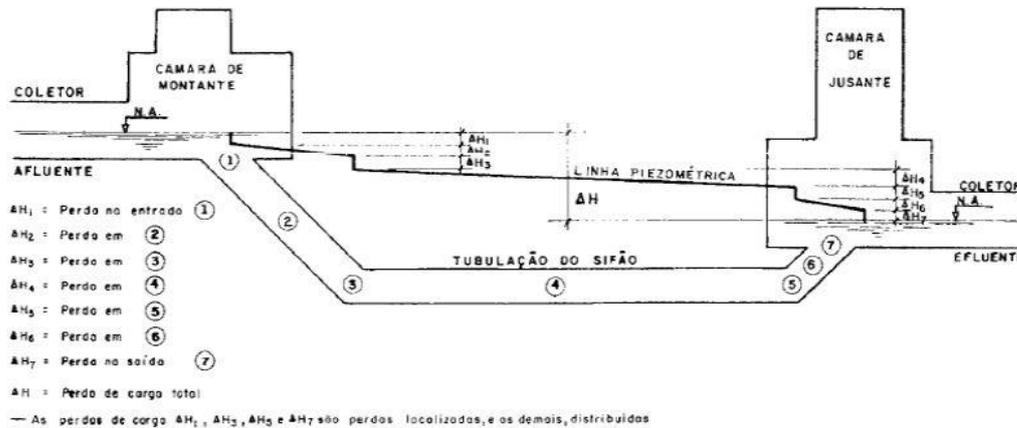


Figura 2.1 – Sifão invertido

2.3.2 Descarregadores

2.3.2.1 Considerações introdutórias

Os descarregadores são, usualmente, utilizados na beneficiação do comportamento de sistemas de drenagem unitários ou pseudo-separativos, de modo a desviar os caudais domésticos para emissários afluentes às ETAR. Nestas circunstâncias, os descarregadores devem ser dimensionados de forma a que os caudais desviados sejam limitados aos caudais de dimensionamento das infra-estruturas dispostas a jusante. Em sistemas unitários na Europa, é usual proceder-se ao desvio de duas vezes o caudal de ponta de tempo seco ou seis vezes o caudal médio, assegurando o tratamento integral dos caudais de ponta domésticos em tempo seco e, ainda, parte dos caudais pluviais, em tempo húmido (Sousa, Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais, 2000).

Por vezes, no entanto, e por razões de segurança, estes órgãos são colocados em sistemas de drenagem concebidos para funcionarem de forma separativa, a montante de estações de tratamento ou de instalações elevatórias. A sua função, nestes casos, é garantir que não afluem, a jusante, caudais superiores aos de dimensionamento daqueles órgãos do sistema.

Embora os descarregadores laterais sejam os mais utilizados, em determinadas condições, nomeadamente face à ocorrência de pequenos caudais, são utilizados descarregadores de superfície frontais e de salto.

No caso do descarregador de superfície frontal, pode considerar-se, em regime permanente, a carga constante ao longo da crista. Neste caso, o dimensionamento hidráulico é simples e apenas dependente da lei de vazão do descarregador.

No caso do descarregador de salto, existe um orifício concebido para a vazão do caudal de estiagem. O caudal excedente transpõe esse orifício cuja abertura deve ter dimensão adequada ao caudal de cálculo (Sousa, Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais, 2000).

Segundo *Ministry of Housing and Local Government* 1970, apenas 8% dos sistemas de drenagem de águas residuais do Reino Unido são inteiramente separativos, sendo 41% pseudo-separativos. Por outro lado, foram identificados, neste país, mais de oitocentos descarregadores, sendo cerca de dois terços descarregadores laterais. Em Portugal, é muito comum a utilização de descarregadores de superfície laterais, como órgãos de segurança a montante de estações de tratamento de águas residuais.

O controlo do caudal desviado pode ser concretizado pela cota das próprias paredes descarregadoras, por intermédio de equipamento de regulação de caudal ou de tubos curtos. No primeiro caso, a crista da parede descarregadora é colocada à cota correspondente à altura do escoamento, em regime uniforme, correspondendo ao caudal que se pretende desviar. Quando os caudais são superiores àquele limite, é desviado uma parcela, que pela própria lei de vazão do descarregador aumenta com o incremento do caudal afluente, não sendo assim possível controlar eficazmente o caudal desviado.

Se à parede descarregadora for associado um “tubo curto” (colector de diâmetro reduzido, com escoamento em pressão), possibilita-se um maior controlo do caudal desviado. No entanto, a aplicação desta solução não é muitas vezes adequada pois acarreta problemas de operação, nomeadamente de entupimentos.

As válvulas de regulação de caudal constituem uma das soluções mais adequadas para controlar os caudais desviados para os sistemas interceptores, pois asseguram que, independentemente da carga hidráulica a montante, os caudais desviados não excedem os valores pré-determinados.

Assim, no presente subcapítulo, são desenvolvidas as bases de cálculo e dimensionamento de descarregadores de superfície laterais. São igualmente descritos os principais critérios a

considerar na concepção de câmaras de desvio, referindo-se as características de funcionamento dos reguladores de caudal mais usuais: as válvulas de “vórtice” e as válvulas de “flutuador”. A selecção do tipo de regulador depende das características da rede, nomeadamente do caudal e das alturas de escoamento, tanto em tempo seco como em tempo de chuva, no colector unitário a interceptar.

2.3.2.2 Dimensionamento de descarregadores

Critérios de dimensionamento

Os descarregadores de superfície, em particular os implantados a montante de estações de tratamento, devem ser concebidos e dimensionados tendo em vista a satisfação dos seguintes requisitos:

- Minimização da turbulência e dos riscos de obstrução dos colectores a jusante;
- Autolimpeza;
- Minimização dos cuidados de exploração e conservação;
- Entrada em funcionamento, apenas para caudais superiores a um certo limite, pré-fixado;
- Acréscimo do caudal descarregado, em função do caudal afluente, de modo a permanecer aproximadamente constante o caudal de água residual a tratar;
- Minimização da poluição causada pelos caudais descarregados, nomeadamente em termos de sólidos flutuantes e em suspensão.

No caso dos descarregadores laterais, o objectivo referido no terceiro critério é concretizado colocando as cristas a cotas suficientemente altas para garantir que os caudais transportados em tempo seco não sejam descarregados. É razoável, segundo esta perspectiva, colocar a crista dos descarregadores à altura correspondente ao escoamento do caudal máximo de estiagem. Em *Ministry of Housing and Local Government 1970* é divulgada a prática usual, no Reino Unido, de dimensionar os descarregadores para caudais superiores a seis vezes o caudal médio de estiagem (Q_{me}) (entende-se por caudal médio de estiagem o caudal médio em

tempo seco, excluindo caudal de infiltração), garantindo-se tratamento secundário para metade desse caudal ($3 \times Q_{me}$). O restante caudal ($3 \times Q_{me}$) é apenas sujeito a uma simples decantação, sendo os tanques dimensionados para um tempo de retenção de duas horas (Sousa, Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais, 2000).

Os objectivos referidos nos dois últimos critérios traduzem a eficiência do comportamento hidráulico e sanitário dos descarregadores, podendo ser satisfeitos, pelo menos parcialmente, controlando, por intermédio de uma válvula ou de um tubo curto funcionando sob pressão, o escoamento para jusante, e instalando anteparas laterais. As anteparas, que devem ser colocadas sobre o canal descarregador aproximadamente ao nível das cristas, têm como função evitar a descarga dos corpos flutuantes e possibilitar, assim, o respectivo transporte para a estação de tratamento.

A Figura 2.2 apresenta o corte de um canal descarregador com anteparas laterais.

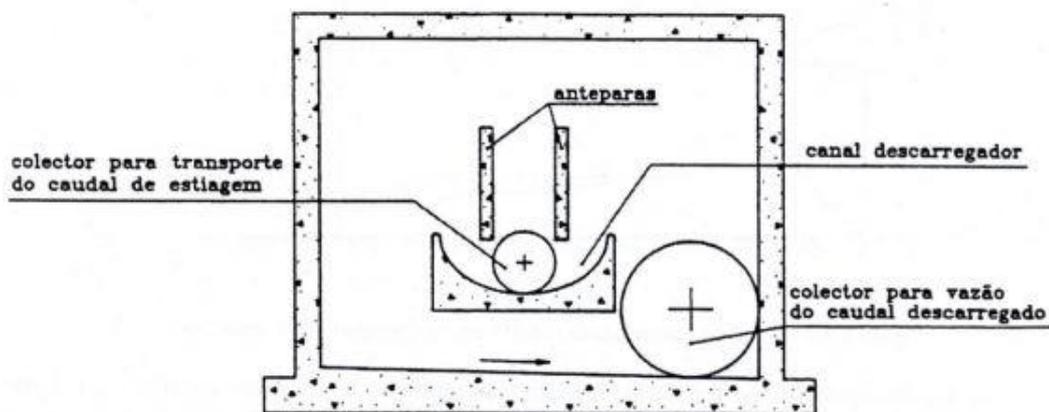


Figura 2.2 – Corte de um canal descarregador com anteparas laterais (retirado de Sousa e Matos, 1991).

A cota das cristas dos descarregadores deve ser suficientemente baixa para garantir, sem a ocorrência de grandes regolfos de elevação prejudiciais à descarga dos caudais de tempestade, quando da ocorrência de chuvadas (Pompêo, 2000). Os volumes descarregados podem ser conduzidos, em regra sem qualquer tratamento, para uma linha de água natural, ou podem ser armazenados temporariamente, após gradagem, em tanques previstos para o efeito.

Bases teóricas do dimensionamento hidráulico

Considera-se um canal de secção transversal qualquer, onde exista um descarregador lateral de comprimento L e de crista paralela ao fundo do canal. Nestas condições, e estando o descarregador em carga, o caudal sofre, ao longo do percurso, uma diminuição gradual.

A condição de constância da energia específica determina que num canal descarregador lateral, de secção constante, a curva de regolfo seja ascendente para jusante, em regime lento, e descendente em regime rápido, como facilmente se conclui da análise da curva representativa da função $h = h(Q)$, em que h é a altura de escoamento no canal e Q é o caudal escoado, para energia específica constante, H_0 . Esta situação está representada graficamente na Figura 2.3.

Observa-se que a condição mencionada é, em regra, admitida como hipótese de base para o estudo do escoamento em descarregadores de superfície laterais e, segundo *DE MARCHI*, fornece resultados muito próximos dos obtidos experimentalmente, quando o regime de escoamento é lento e o declive do canal é fraco.

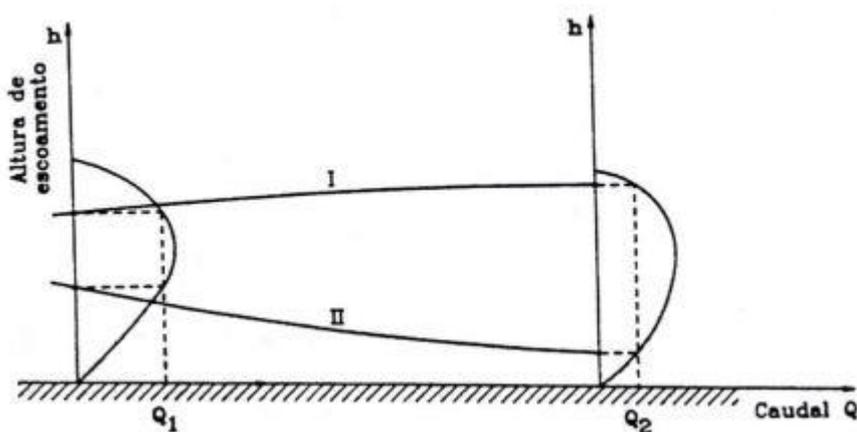


Figura 2.3 – Tipos de curva de regolfo em descarregadores laterais, $H = H_0$

A curva de regolfo pode ser obtida a partir da condição de energia específica constante, da lei de vazão do descarregador e do conhecimento das condições de escoamento na secção de controlo. *DE MARCHI* identificou os seguintes perfis da superfície livre, em descarregadores laterais:

1º Caso de canal com inclinação forte e regime rápido a montante do descarregador: o perfil da água é descendente para jusante e evolui de acordo com a representação esquemática

apresentada na Figura 2.4 - a); a montante do descarregador o regime é uniforme e a jusante a altura de água aproxima-se assintoticamente da altura uniforme.

2º Caso do canal com inclinação fraca e crista do descarregador acima da altura crítica: o perfil da água é ascendente para jusante e evolui de acordo com a representação esquemática apresentada na Figura 2.4 - b); a jusante do descarregador o regime é uniforme e a montante a altura de água é superior à altura crítica mas inferior à altura uniforme, que se estabelece ainda mais a montante.

3º Caso de canal com inclinação fraca e crista do descarregador abaixo da altura crítica: o perfil da água é descendente para jusante e evolui de acordo com a representação esquemática apresentada na Figura 2.4 - c); na secção de montante do descarregador, a altura de água aproxima-se da altura crítica e, ao longo do descarregador, o escoamento dá-se em regime rápido; a jusante verifica-se um regolfo de elevação e um ressalto, após o qual se estabelece o regime uniforme.

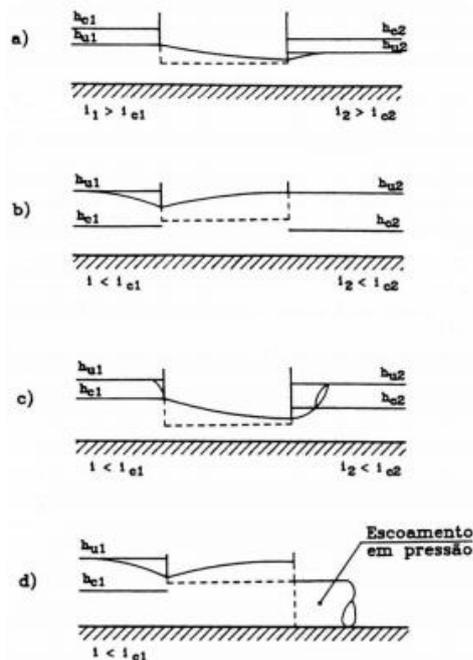


Figura 2.4 : Regolfos em descarregadores laterais $H = H_0$

Existem, no entanto, outros perfis possíveis de superfície livre, induzidos, nomeadamente, pela condição da altura de água a jusante do descarregador ser superior à altura uniforme, ou superior ao diâmetro do colector se o escoamento se verificar sob pressão. A condição

referida pode manifestar-se na sequência da obturação da secção do escoamento, ou se a capacidade de transporte do colector implantado a jusante for, voluntária ou involuntariamente, insuficiente para o transporte, com superfície livre, dos caudais afluentes. Nestas circunstâncias, o perfil da água no canal descarregador pode ser ascendente, e evoluir de acordo com a representação esquemática apresentada na Figura 2.4 - d).

Embora seja possível a ocorrência de ressaltos hidráulicos no interior dos canais descarregadores, promovendo a passagem do regime rápido, a montante, para o regime lento, a jusante, tal não foi contemplado na Figura 2.4. Nesta figura h_c e h_u representam, respectivamente, as alturas de água correspondentes aos regimes crítico e uniforme e i_c representa a inclinação crítica.

2.3.3 Câmaras de desvio

As câmaras de desvio podem ser constituídas pelas seguintes quatro partes (Matias 2006):

- Uma câmara central que dispõe de uma caleira por onde a água residual do colector unitário é conduzida à entrada do elemento regulador de caudal e que se encontra separado da câmara de retenção e de alívio por muros com cristas a cotas distintas (a altura do muro da câmara de retenção é inferior à altura do muro da câmara de alívio).
- Uma câmara de retenção que se destina ao armazenamento do caudal afluente quando ultrapassada a capacidade da primeira câmara (constitui uma reserva em paralelo “*off-line*”). Caso exista, esta câmara é usualmente dimensionada de modo a armazenar, tanto quanto possível, o volume correspondente ao *first flush*, a que se associam as maiores cargas poluentes.
- Uma câmara de alívio para a qual é conduzido o excesso de caudal que as câmaras anteriores não conseguem reter, sendo o efluente encaminhado para o meio receptor.
- Uma câmara seca onde se instala o equipamento regulador de caudal. Nesta câmara deve prever-se um desvio (em terminologia anglo-saxónica, *by-pass*) com válvula de guilhotina de forma a manter o sistema de drenagem em funcionamento durante os eventuais trabalhos de manutenção e inspecção do equipamento (Rino, 2011).

Apresenta-se na figura 2.5 um esquema de um regulador de caudal com câmara de armazenamento.

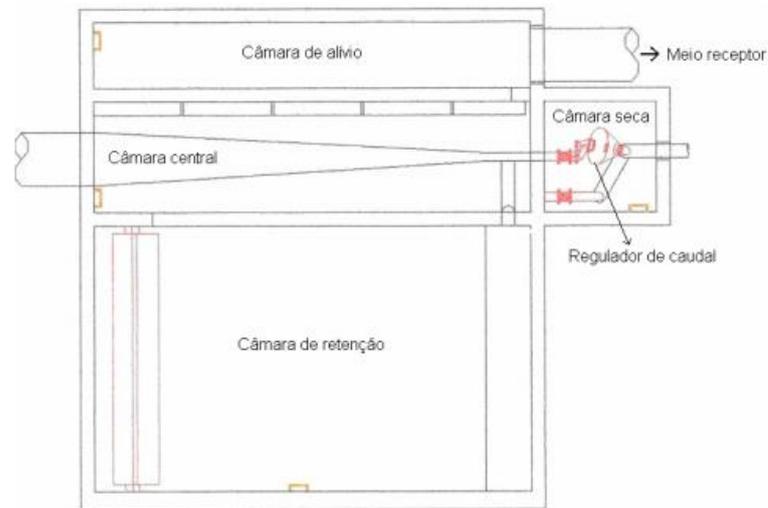


Figura 2.5: Representação esquemática de regulador de caudal com câmara de armazenamento

No que se refere aos reguladores de caudal, distinguem-se dois tipos de instalações: em câmara húmida ou em câmara seca. Numa instalação em câmara húmida, o equipamento regulador de caudal encontra-se na câmara central, pelo que fica submerso quando tem lugar aumento significativo de caudal. Numa instalação do segundo tipo, o regulador de caudal é instalado à parte, na câmara seca - neste caso, a manutenção é facilitada, embora a obra de construção civil se revele mais complexa e onerosa.

Na generalidade das situações, é comum a instalação do equipamento de controlo de caudal em câmara seca. É recomendável que as dimensões interiores da câmara seca sejam, em planta, superiores a 1.5 x 1.5 m (dependendo do caudal a regular e do tamanho, tipo e posição do equipamento regulador).

Tanto as caleiras existentes no fundo desta câmara (meias canas de betão) como o colector doméstico que transporta o caudal desviado devem ser dimensionados de forma a que o escoamento se processe em superfície livre, sem inundar a câmara.

Na Figura 2.6 apresentam-se, a título exemplificativo, a planta e o corte de uma câmara de desvio simples, constituída apenas por uma câmara central e por uma câmara seca.

As relações entre as cotas “A”, “B” e “C” devem ser cuidadosamente definidas: a diferença entre “A” e “C” deve ser tal que garanta que é desviado o caudal de dimensionamento da válvula; o desnível entre os pontos “B” e “C” deve assegurar um adequado “efeito de chamada”, sem “afundar” em demasia o colector doméstico que se desenvolve a jusante. No caso de se tratar de uma zona com influência da maré, é importante ter em consideração a diferença entre o nível máximo da maré e a cota “A”, de modo a impedir a entrada de caudal proveniente do meio receptor no sistema interceptor.

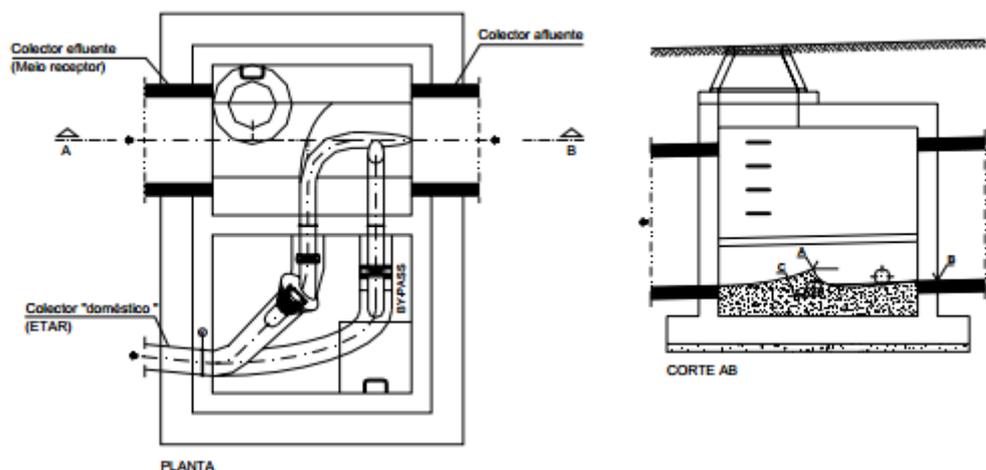


Figura 2.6 : Representação esquemática de uma câmara de desvio simples, em câmara seca (dispondo de um válvula do tipo vórtice)

2.3.4 Reguladores de caudal

2.3.4.1 Reguladores de caudal do tipo vórtice

As válvulas do tipo vórtice regulam o caudal em função da carga de água a montante, apresentando um modo de funcionamento simples: em tempo seco, o caudal afluente passa pelas válvulas com perdas de carga localizadas reduzidas, enquanto que em tempo de chuva é introduzida uma perda de carga significativa que permite o controlo do caudal descarregado.

De facto, durante a ocorrência de precipitações, o caudal afluente é superior ao caudal de projecto da válvula de regulação, o que leva a uma acumulação de água no colector a montante – assim, a altura da massa líquida aumenta, verificando-se uma acumulação de ar na parte superior da válvula. O movimento ou escoamento rotacional da massa líquida (vórtice) tem lugar com arrastamento de ar. O efeito de vórtice processa-se com conversão da energia potencial da água em energia cinética (movimento de rotação), com elevada perda de carga

localizada, regulando-se desta forma a descarga. No final da chuvada, e com a diminuição da altura de água, destrói-se o vórtice, tendo lugar um novo aumento do caudal para a mesma secção de escoamento. Deste modo, aumenta a velocidade de escoamento e favorece-se a autolimpeza, não só da soleira da câmara de desvio como também dos colectores dispostos a jusante.

Na Figura 2.7 apresenta-se, a título ilustrativo, a curva característica (caudal versus altura de água) de uma válvula de regulação de caudal do tipo vórtice. Como é possível observar, uma vez formado o vórtice, a variação do caudal desviado com a carga hidráulica a montante (que depende do caudal afluyente) é pouco acentuada. Para elevados valores de altura da água, o caudal descarregado é semelhante ao correspondente a alturas muito inferiores. De notar o fenómeno de histerese associado à formação do vórtice: para o mesmo caudal, correspondem duas alturas de escoamento possíveis.

Apresenta-se na figura 2.7 um exemplo de uma curva característica de um válvula de regulação de caudal do tipo vórtice.

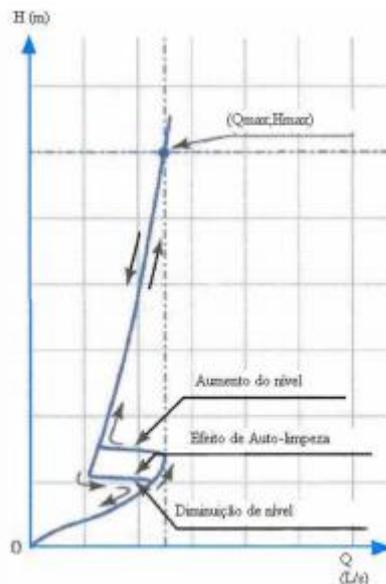


Figura 2.7 : Curva característica de uma válvula de regulação de caudal do tipo vórtice (adaptado de Hidro tank).

Uma característica importante deste tipo de válvula é o facto de permitirem regular caudais reduzidos com elevada altura de água, pois o caudal de saída varia pouco com o nível de água a montante. Assim, as válvulas do tipo vórtice operam para caudais entre 10 e 800 l/s, com cargas de água que podem ser superiores a 4 m.

Salienta-se ainda que as válvulas do tipo vórtice não possuem peças móveis e operam de forma automática, sem necessidade de energia eléctrica.

2.3.4.2 Reguladores de caudal do tipo flutuador

Em sistemas unitários sujeitos a elevada variabilidade do nível de água, e em particular quando os colectores se encontram sob forte influência da maré, não devem ser instaladas válvulas do tipo vórtice pois estariam sistematicamente a entrar em funcionamento, levando a um desgaste acelerado do equipamento. Nestas situações, deve optar-se por instalar uma válvula do tipo flutuador.

Estas válvulas, embora mais dispendiosas que as do tipo vórtice, apresentam a vantagem de funcionarem praticamente a caudal constante. O equipamento consiste numa pequena câmara metálica que dispõe de duas comportas, situadas à entrada e à saída da câmara, no interior da qual é instalado um sistema de flutuadores. Em tempo seco, as comportas de entrada e saída encontram-se completamente abertas. Porém, em tempo de chuva, o nível de água aumenta fazendo com que o flutuador regule a comporta que controla a entrada fechando-a, mantendo-se, assim, o caudal de saída praticamente constante. Outra vantagem que os reguladores de caudal do tipo flutuador apresentam é o facto de ser possível ajustar o caudal de saída in situ, ajustando a posição da comporta de saída.

A curva característica de uma válvula do tipo flutuador apresenta-se na Figura 2.8.

Através da curva característica da válvula, verifica-se que, com o aumento da altura de água, ocorre um período em que é permitida a passagem de um caudal superior ao teoricamente esperado. Este fenómeno pode ser eliminado, mas apresenta a vantagem de facilitar o arrastamento de sedimentos, contribuindo para a autolimpeza da instalação.

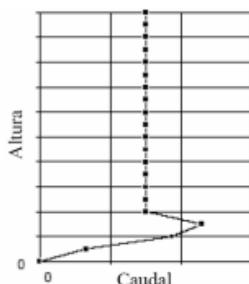


Figura 2.8 : Exemplo de curva característica de uma válvula de retenção do tipo flutuador (adaptado de Hidrostant).

As válvulas do tipo flutuador são adequadas à regulação de caudais unitários de 6 a 450 l/s, com alturas de água que variem entre 0,5 m e 4 m.

É de referir que estas válvulas operam de forma automática, sem necessidade de energia eléctrica.

2.3.5 Bacias de retenção

2.3.5.1 Considerações introdutórias

Uma alternativa ao reforço, em pleno tecido urbano, dos colectores existentes será a criação, a jusante dos novos loteamentos, de reservatórios ou bacias de acumulação de águas pluviais, permitindo descarregar aí caudais que ultrapassem a capacidade de vazão da rede existente (Matias, 2006).

Uma bacia de retenção é uma estrutura que tem por objectivo a regularização dos caudais pluviais afluentes, permitindo a restituição a jusante de caudais compatíveis com um limite previamente fixado ou imposto pela capacidade de vazão de uma rede ou curso de água existente.

As bacias de retenção desempenham, em regra, um papel importante para a melhoria da qualidade das águas afluentes. As transformações que aí ocorrem são de natureza física, química e microbiológica, podendo assumir especial importância as seguintes:

- Sedimentação dos sólidos em suspensão e conseqüente redução do grau de turvação da água.
- Variação da concentração de oxigénio dissolvido na massa líquida devido aos efeitos conjugados de transferência de oxigénio da atmosfera, à actividade fotossintética das espécies vegetais e ao consumo verificado no processo de oxidação, em condições aeróbias, da matéria orgânica existente (Matias, 2006).
- Variação da concentração de nutrientes: com a água em repouso e sem alimentação constante verifica-se, geralmente, uma redução da concentração de nutrientes, especialmente se se retirarem, com frequência, as plantas que aí proliferem.

- Redução de microorganismos, nomeadamente bactérias patogénicas: o armazenamento de água ao ar livre contribui, em regra, para a redução de microorganismos devido à conjugação de um conjunto de circunstâncias (como a temperatura, a radiação solar, a competição biológica e a sedimentação) desfavoráveis ao seu crescimento e multiplicação.
- Melhoria do comportamento do sistema de drenagem, através da capacidade de armazenamento e conseqüente diminuição dos riscos de inundação;
- Criação de reservas de água para fazer face a necessidades agrícolas, ocorrência de incêndios e actividades industriais e municipais, como a limpeza de arruamentos e parques;
- Custos de investimento, em regra, inferiores á ampliação da rede existente;
- Construção mais rápida e simples;

2.3.5.2 Tipologias de bacias de retenção

As bacias de retenção podem classificar-se (Bichançã, 2006):

- Quanto à sua localização relativamente ao colector ou canal de drenagem, em:
 - bacias em série
 - bacias em paralelo
- Quanto á sua posição relativamente à superfície do solo, em:
 - bacias a céu aberto
 - bacias enterradas
- Quanto ao seu comportamento hidráulico, as bacias a céu aberto podem ser:
 - bacias secas
 - bacias com nível de água permanente

Bacias em série e em paralelo

As bacias em série (*On-Line*) situam-se no alinhamento directo do colector ou canal de drenagem afluente, interceptando-o, e permitindo que todo o escoamento afluente passe pela bacia.

As bacias em paralelo (*Off-Line*) localizam-se paralelamente ao colector ou canal afluente. Neste caso, nem todo o escoamento aflui à bacia, sendo a passagem feita, geralmente, através de um descarregador lateral.

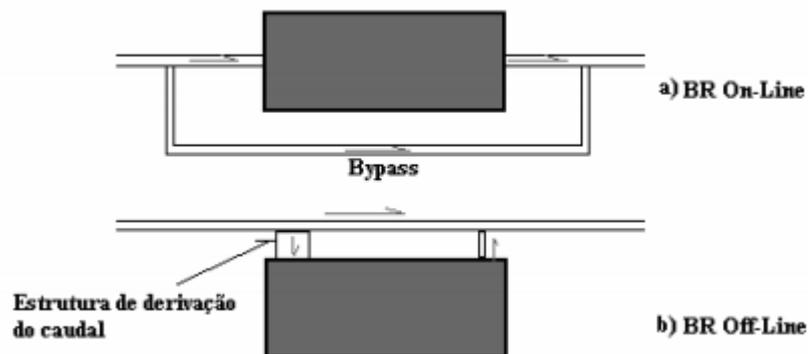


Figura 2.9 : Bacia de Retenção - a) em série ou On-Line e b) em paralelo ou Off-Line

Bacias a céu aberto e enterradas

As bacias a céu aberto são, geralmente, construídas em terra, com taludes reforçados ou diques de protecção lateral. Podem resultar da simples intercepção de uma linha de água em local de fisiografia favorável, através de uma pequena barragem ou açude, ou de zonas em depressão natural com solos de características adequadas.

Estão, frequentemente, ligadas a preocupações de integração paisagística e de valorização de áreas de lazer e tempos livres.

Quando não é possível recorrer a bacias a céu aberto, fundamentalmente, por indisponibilidade de terreno em áreas urbanas densamente ocupadas, ou onde o seu custo for elevado, usam-se as bacias enterradas.

Estas são estruturas, normalmente, construídas em betão, situadas abaixo do nível do solo que, por isso, tornam, praticamente indispensável o recurso a sistemas de bombagem para esvaziamento da bacia, após o período de chuvada.

Apresenta-se na figura 2.10 uma bacia de retenção enterrada.



Figura 2.10 : Bacia de retenção enterrada, França (Renaudie 2005)

Bacias a seco e com nível de água permanente

As bacias a seco são aquelas que permanecem com água apenas num período relativamente curto que sucede ao acontecimento pluviométrico (duração máxima da ordem de alguns dias).

A figura 2.11 apresenta o perfil transversal de uma bacia de retenção a seco.



Figura 2.11: Perfil transversal de uma bacia a seco

Apresenta-se na figura 2.12 uma bacia de retenção a seco não acessível ao público.



Figura 2.12 : Bacia de retenção a seco não acessível ao público, Thilly-França

(Renaudie 2005)

Ao contrário, as bacias com nível de água permanente são concebidas para terem sempre água, mesmo em períodos secos de longa duração. Este tipo de solução implica custos de investimento e de exploração mais elevados, comparativamente com as bacias a seco, e está condicionada a uma alimentação de água por parte do aquífero subjacente.

A figura 2.13 apresenta, em perfil transversal, uma bacia de retenção com o nível de água permanente e na figura 2.14 é apresentado deste tipo de bacia.

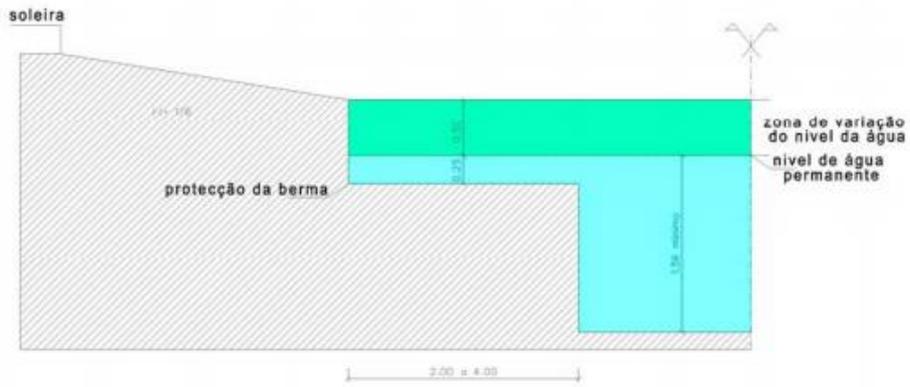


Figura 2.13 : Perfil transversal de bacia de retenção com nível de água permanente



Figura 2.14 : Bacia de retenção com nível de água permanente, Parc de la Courneuve, França (Renaudie 2005)

2.3.5.3 Dimensionamento

Com o objectivo de determinar os caudais de ponta que servirão de base ao dimensionamento das bacias de retenção, apresentam-se dois modelos de cálculo (Matias, 2006):

- Método Racional

- Método Soil Conservation Service

MÉTODO RACIONAL

De entre as metodologias simplificadas para calcular o caudal de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas, a fórmula racional é reconhecidamente a de maior utilização e divulgação à escala mundial. Desde que se tomem em consideração as suas limitações, a adequação dos seus parâmetros de base e a correcta definição dos procedimentos da sua aplicação é seguramente muito útil.

A utilização da fórmula racional requer o conhecimento da área e do tipo de ocupação do solo da bacia hidrográfica, do tempo de concentração e das curvas IDF para um dado período de retorno. A fórmula racional (caudal de ponta de cheia) é definida pela seguinte equação (Eq. 2.1.):

$$Q_p = K \times \frac{C \times I}{360} \times A \quad (2.1)$$

Em que,

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

C - coeficiente de escoamento

I - intensidade de precipitação para um período de retorno (mm/h)

A - área de bacia drenante (ha)

K - coeficiente de ajustamento em função do período de retorno

O produto do coeficiente de escoamento pelo coeficiente de ajustamento não pode exceder o valor de 1.

MÉTODO SOIL CONSERVATION SERVICE

Para obter o caudal de ponta de cheia é necessário quantificar a precipitação que dá origem ao escoamento superficial. Esta precipitação, geralmente designada por útil ou efectiva, corresponde à diferença entre a quantidade de água precipitada e as perdas para o escoamento superficial por interceptação, retenção e infiltração.

Para calcular a precipitação útil, o SCS (1972 e 1973) baseia-se na definição de uma grandeza, designada por capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica, que quantifica a capacidade desta para reter a água não utilizável na geração do escoamento superficial.

A capacidade máxima de retenção, S_{mr} , é calculada pela seguinte equação (Eq. 2.2) :

$$S_{mr} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2.2)$$

Em que:

S_{mr} – capacidade máxima de retenção segundo o SCS (mm)

CN – número de escoamento segundo o SCS

As perdas iniciais para o escoamento superficial, I_a , devidas à interceptação, retenção e infiltração, segundo o SCS, são calculadas pela seguinte equação (Eq. 2.3) :

$$I_{a=0,2} \times S_{mr} \quad (2.3)$$

2.3.6 Caixas de visita/passagem

As câmaras ou caixas de visita são os órgãos mais numerosos e correntes em sistemas de drenagem e permitem a inspecção e a limpeza dos colectores, a remoção de obstruções, a verificação das condições e das características do escoamento e a amostragem da qualidade das escoências urbanas. São, portanto, órgãos acessórios especiais que têm como objectivo assegurar o correcto funcionamento do sistema de drenagem e, além disso, permitir proceder às necessárias operações de exploração e manutenção, devendo possuir as seguintes características:

- Permitir um conveniente acesso aos colectores para observação e operações de manutenção;
- Concebidas de forma a minimizarem as perturbações do escoamento nos colectores;
- Construídas com materiais que garantam a respectiva durabilidade;
- Apresentem uma resistência mecânica suficiente às cargas que lhes são aplicadas.

Estes órgãos, devido à sua função, essencialmente de regularização e controlo, têm pouca influência na alteração dos valores caudal e retenção de sedimentos. Devido à sua configuração, permitem uma alteração do seu sistema convencional, levando a alterações mais significativas nos dois parâmetros mencionados.

2.3.6.1 Constituição

As caixas de visita compreendem os seguintes componentes:

- Soleira: formada, em geral, por uma laje de betão que serve de fundação às paredes;
- Corpo: formado pelas paredes, com disposição em planta normalmente rectangular ou circular;
- Cobertura: plana ou tronco-cónica assimétrica, com uma geratriz vertical na continuação do corpo para facilitar o acesso;
- Dispositivo de acesso: formado por degraus encastrados ou por escada fixa ou amovível, devendo esta última ser utilizada somente para profundidades iguais ou inferiores a 1,7 m;
- Dispositivo de fecho resistente.

A figura 2.15 apresenta, em corte, uma caixa de visita rectangular identificando os seus constituintes:

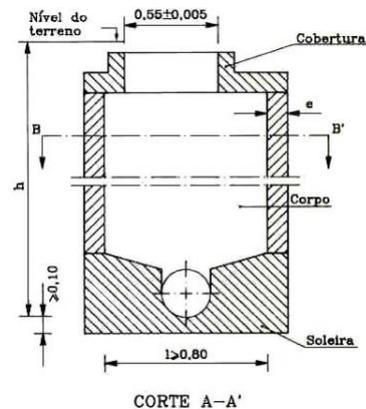


Figura 2.15: Caixa de visita – representação em corte

A figura 2.16 apresenta uma caixa de visita convencional, em PVC.



Figura 2.16: Caixa de visita em PVC

2.4 Importância dos órgãos especiais na eficiência dos sistemas de drenagem

Dada a multiplicidade de situações reais existentes na prática e os constantes desafios colocados ao projectista de engenharia, é também corrente o recurso a órgãos ou obras complementares, previstas e projectadas, em regra, para os sistemas mais complexos.

A importância da implementação destes órgãos reside, essencialmente, na capacidade de conferir aos sistemas de drenagem características específicas em função do órgão implementado, dando origem à criação de sistemas capazes de responder às exigências que o crescimento acarreta.

Neste trabalho, é dada especial importância à alteração de uma caixa de visita convencional. Assim, serão implementadas diferentes configurações com o objectivo de perceber se essas alterações vão alterar os valores de caudal obtidos e a quantidade de sedimentos presentes nas escoamentos urbanos.

2.5 Soluções inovadoras a optimização da caixa de visita

Existem algumas soluções inovadoras implementadas nos sistemas de drenagem de águas pluviais com o objectivo de amentar o seu desempenho/rendimento.

Uma das soluções é a implementação de caixas de areia. Este tipo de dispositivos é construído junto às tomadas de água, também denominadas por canal de derivação.

Estas caixas têm como função principal separar, por decantação, areias e outros materiais pesados que se encontram em suspensão no fluxo de água, tendo como finalidade a protecção de bombas, válvulas e acessórios contra abrasão e evitar o entupimento e assoreamento.

Os parâmetros/condicionantes para o correcto funcionamento destes órgãos especiais são:

- Tamanho mínimo das partículas de areia: $\varnothing = 0,2\text{mm}$.
- Velocidade de sedimentação da areia: $V = 0,02 \text{ m/s}$ – velocidade de deposição na vertical;
- Velocidade máxima do fluxo na caixa de areia – para deposição: $V_1 < 0,30 \text{ m/s}$;
- Velocidade mínima do fluxo no canal de aproximação – para não haver deposição: $V_2 > 0,60 \text{ m/s}$.

Na figura 2.17 é apresentada em planta (a) e corte (b) uma caixa de areia.

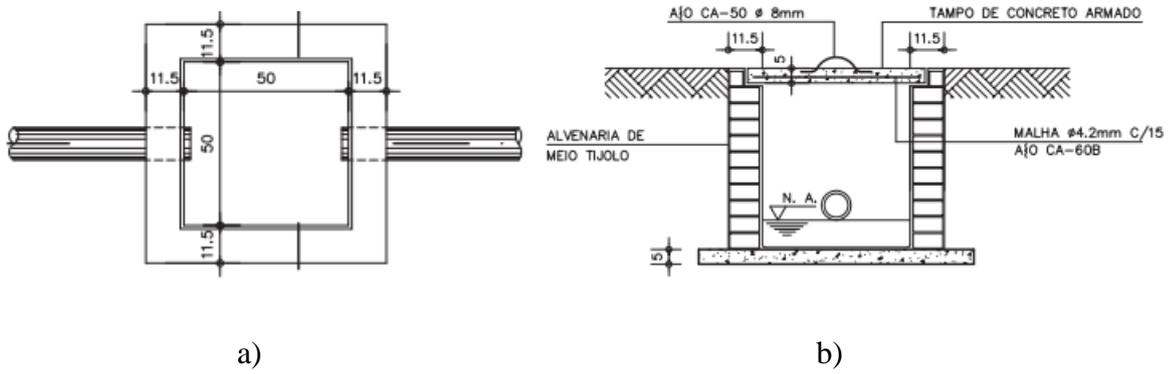


Figura 2.17: Planta (a), corte (b) – caixa de areia

A figura 2.18 apresenta uma caixa de areia convencional.



Figura 2.18: Caixa de areia convencional

Outra solução inovadora, no sentido de explorar as caixas de visita de uma forma mais avançada, é a implementação de órgãos especiais designados por “Stormceptor”, sendo que existem diferentes configurações para estes órgãos em função dos objectivos pretendidos. Entre eles, é de salientar o “Stormceptor Submerged”.

Este órgão é projectado para remover óleo, areia e sedimentos finos de águas pluviais em tubos parcialmente submersos, sendo ideal para locais com nível elevado de águas subterrâneas, tais como áreas costeiras. O tratamento de sólidos suspensos totais (SST) é feito de forma contínua, durante todo o ano, independentemente da taxa de fluxo. O funcionamento do órgão em questão consiste em retardar a entrada das águas pluviais, criando um regime de tratamento não turbulento de forma a que os óleos sejam removidos à superfície e os sedimentos se depositem.

Na figura 2.19 é apresentado o órgão “Stormceptor Submerged”.



Figura 2.19: “Stormceptor Submerged Fonte (Imbrium Systems LLC, 2004)”

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Introdução e objectivos

As redes de drenagem de águas pluviais são concebidas para a recolha e o rápido transporte da escoamento afluente a um destino final. Estas redes são constituídas por órgãos de recolha e transporte.

No transporte da escoamento afluente são previstas caixas de visita, cuja função é a de acesso aos colectores (geralmente enterrados).

No presente estudo, será analisado o efeito de várias alterações nestas caixas de visita, de forma a obter alterações favoráveis no hidrograma e nos sedimentos presentes no efluente. Para tal, foram propostos diferentes órgãos/acessórios e comparado o seu efeito com a situação de referência composta por uma caixa de visita clássica.

Com as alterações implementadas na caixa de visita convencional, a presente dissertação tem como objectivo principal propor e analisar as alterações a um órgão que permita uma alteração na variação do caudal afluente e possua a capacidade de reter elevadas quantidades de sedimentos presentes nas escoamentos urbanas.

Com efeito, os sedimentos utilizados serão distinguidos em diferentes fracções granulométricas para desta forma simular uma situação o mais próximo possível com a constituição (em termos de partículas sólidas sedimentáveis e caudal afluente), das escoamentos urbanas.

Estes ensaios experimentais, em modelo reduzido, foram realizados no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil.

3.2 Instalação experimental

3.2.1 Introdução

A instalação experimental é composta por 3 partes:

A primeira será responsável pela geração do hidrograma afluente, tentando simular um evento de precipitação. De modo a avaliar o efeito da câmara de passagem nos sedimentos presentes nas escorrências, foi considerada/utilizada uma escorrência sintética, sendo que durante a execução de cada ensaio será variada a fracção granulométrica dos sedimentos considerados.

A segunda parte refere-se ao órgão de drenagem clássico e às alternativas propostas e analisadas.

A terceira parte é constituída por uma tubagem de descarga e a metodologia de medição do caudal.

3.2.2 Reservatório a montante

Para simular o evento de precipitação, foi considerado um reservatório com uma capacidade de 100 litros. Para cada ensaio foram considerados 80 litros de água, aos quais foram adicionados sedimentos de diferentes granulometrias, garantindo a suspensão com recurso a agitação mecânica. De modo a melhorar o seu desempenho, evitando a deposição de sedimentos no seu interior, foi criado um molde, com ligeira inclinação e baixo atrito.

Numa fase preliminar de ensaios, foram analisadas diferentes configurações deste reservatório de forma a que o hidrograma resultante possa ser assemelhado a uma escorrência pluvial.

À saída do reservatório foi introduzida uma tubagem em PVC, na vertical, com a altura do reservatório, com vista a melhorar o hidrograma resultante.

A figura 3.1 apresenta, em pormenor, o fundo do reservatório utilizado para a realização dos ensaios.



(a)

(b)

Figura 3.1: Fundo reservatório

Na figura (3.1) apresentam-se fotografias do fundo do reservatório. (a) Fundo do reservatório com degradado por acção química e (b) Fundo do reservatório final utilizado nos ensaios.

3.2.3 Caixa de visita/passagem

Nesta secção da instalação experimental foi considerada uma caixa de visita convencional e alterações específicas à sua configuração.

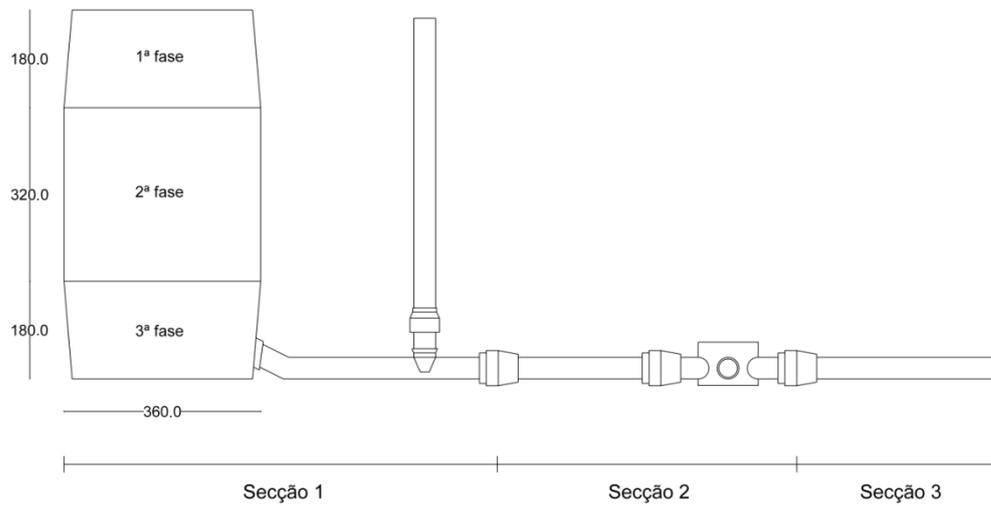
A situação referência foi simulada através de uma caixa de piso em PVC, com um diâmetro nominal de 110 mm.

3.2.4 Descarga final

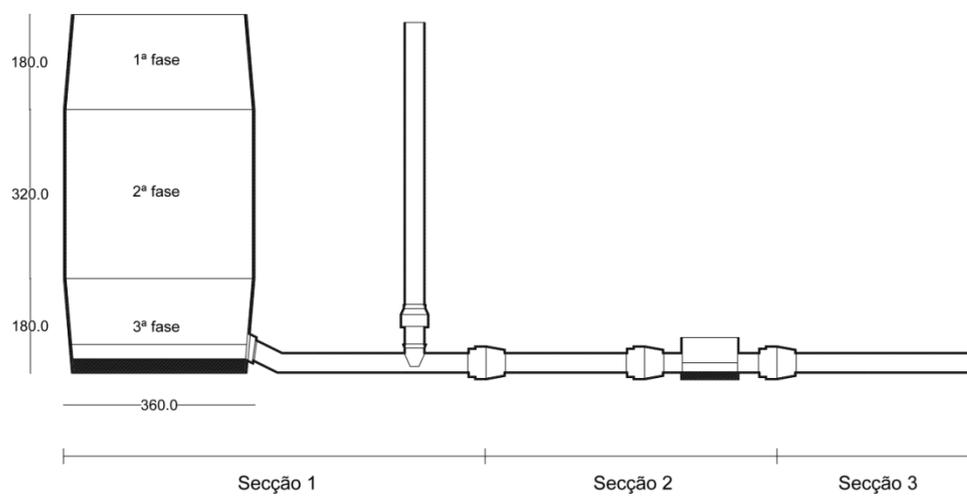
A descarga final do efluente é depois realizada através de uma tubagem em PVC com diâmetro de 40 mm, sendo descarregado num reservatório a jusante.

3.2.5 Concepção geral da instalação

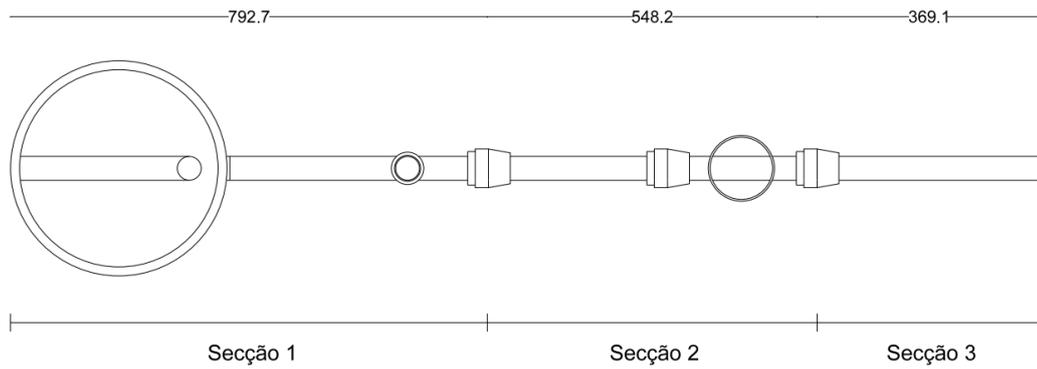
Na figura 3.2 apresenta-se uma representação da instalação experimental concebida em função das características descritas anteriormente.



a)



b)



c)

Figura 3.2 - Instalação experimental. a) representação em alçado, b) representação em corte, c) representação em planta.

A figura 3.3 apresenta a instalação experimental devidamente montada para a situação referêcia.



Figura 3.3 – Instalação experimental devidamente montada

3.3 Metodologia experimental

São previstos diferentes ensaios, com o registo da variação do hidrograma e da retenção de sedimentos em função das diferentes variáveis de cada ensaio.

Numa fase inicial, será analisada a situação referência com o objectivo de obter as condições associadas a um órgão de drenagem clássico com a alteração mínima no hidrograma afluente.

Os resultados obtidos em relação à situação referência serão, posteriormente, comparados com resultados obtidos nos ensaios com os diferentes protótipos ensaiados.

3.3.1 Medição do caudal

Os ensaios serão realizados de forma a ser obtido um hidrograma de caudais e retenção de sedimentos associada a cada órgão ensaiado, tendo em atenção as diferentes variáveis aplicadas a cada a ensaio.

Não foi possível, para a gama de caudais ensaiados, obter o registo/medição automática dos caudais com o tempo.

Para a obtenção do hidrograma afluente, o volume total do reservatório foi dividido em três partes, com diferentes frequências de amostragem, como está demonstrado na figura 3.3, visto que, no decorrer de cada ensaio, a pressão no reservatório vai diminuindo e a forma do reservatório não é uniforme.

Assim considerou-se a estimação do caudal através de um método específico, que consiste na medição do volume em diferentes intervalos de tempo. Esse caudal é obtido pela seguinte equação (3.1):

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (3.1)$$

Em que:

Q – caudal (l/s)

V – Volume (l)

t- tempo (s)

Na parte superior do reservatório, correspondente à parte inicial do hidrograma, devido à secção circular irregular, foram feitas medidas com intervalo de 30 segundos, sendo considerado para esta parte 18 cm de altura.

Na segunda fase, correspondente à secção circular constante do reservatório, com uma altura de 320 mm, foi considerado uma frequência de 210 segundos.

Na fase final do hidrograma, correspondente a menores alturas de água no reservatório, logo a menores caudais, a frequência de medição foi feita com a mesma frequência da parte superior do reservatório.

3.3.2 Medição dos sedimentos retidos

Para a obtenção da retenção de sedimentos, a instalação experimental foi dividida em três compartimentos, como é demonstrado na figura 3.2, sendo desta medida a quantidade de areia retida em cada compartimento no final de cada ensaio.

O compartimento 2 terá especial importância, uma vez que nesta secção estará presente a câmara de retenção. Como consequência será a zona onde ocorrerá maior retenção de sedimentos e onde serão ensaiadas as diferentes configurações concebidas.

Por forma a incorporar as alterações pretendidas em todos os ensaios, a câmara de retenção possui um fundo amovível para que, de uma maneira mais prática, seja possível retirar os sedimentos depositados e proceder às alterações necessárias para as configurações pretendidas.

Para a obtenção da quantidade total de sedimentos será recolhida a quantidade de areia depositada em cada secção, estando a “secar” num forno a 150°C durante aproximadamente 15 horas e, posteriormente, pesada a respectiva massa de areia depositada em cada compartimento, sendo somadas as três quantidades de sedimentos obtidas nas diferentes secções da estação elevatória, repetindo este processo para todos os ensaios.

A figura 3.4 apresenta a estufa utilizada para a secagem das amostras em relação aos ensaios realizados.



Figura 3.4 : Estufa utilizada para a secagem das amostras

De salientar que, em relação aos sedimentos utilizados para os ensaios, estes são de diferentes granulometrias, sendo assim possível perceber de que forma as diferentes dimensões dos sedimentos, irão influenciar a eficácia dos diferentes ensaios efectuados. A separação dos sedimentos foi efectuada através de quatro peneiros (Tabela 2), tendo estes as aberturas de 0,84 mm, 0,42 mm, 0,250 mm, 0,177 mm.

Tabela 2 : Peneiros utilizados e abertura correspondente

Nº	Abertura (mm)
20	0,84
40	0,42
60	0,25
80	0,177

Sendo que para cada ensaio, em cada tipo de areia, foram introduzidas 300g de sedimentos, sendo os sedimentos introduzidas no reservatório, e agitadas juntamente com a água, à medida que decorre cada ensaio.

3.3.3 Órgãos ensaiados

Com vista a analisar o efeito de diferentes alterações à situação referência na caixa de visita convencional, e o seu efeito na de retenção de sedimentos e regularização de caudal, procedeu-se à criação de seis protótipos distintos, em que as suas respectivas configurações serão apresentadas neste capítulo.

3.3.3.1 Situação referência

Em relação aos ensaios, referentes à situação referência, estes são realizados com o intuito de simular o normal funcionamento de uma caixa de visita convencional, não tendo qualquer tipo de alteração prevista quer para o hidrograma, quer em relação à retenção dos sedimentos presentes na escoamento urbana.

Esta configuração serve, essencialmente, como base de comparação aos ensaios referentes aos protótipos concebidos.

A figura 3.5 apresenta, em milímetros, a concepção em alçado e planta.

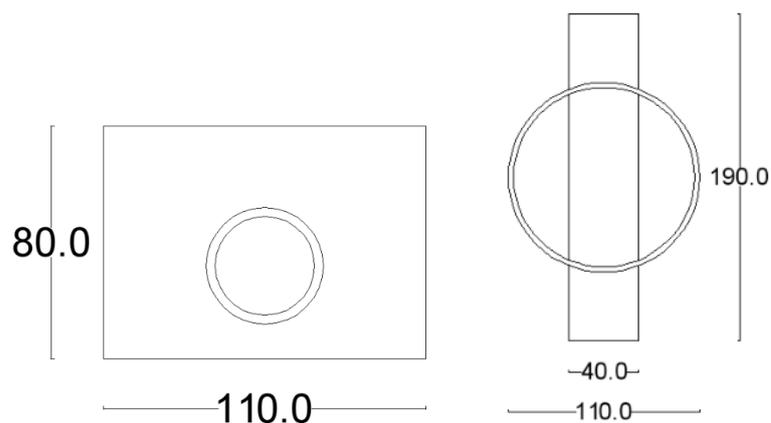


Figura 3.5 Representação concepção : Situação referência, (a) Corte transversal, (b) Planta

A figura 3.5 representa o órgão implementado na instalação relativo à situação referência.



Figura 3.5: Órgão utilizado para a situação referência

3.3.3.2 *Protótipo 1*

Para este ensaio foi introduzida uma câmara de retenção com 110 mm de profundidade, correspondente ao diâmetro da câmara de retenção. Tendo esta alteração o objectivo de aumentar, ligeiramente, a percentagem de retenção de sedimentos e regularização de caudal.

A figura 3.6 representa, em milímetros, a concepção em alçado do Protótipo 1.

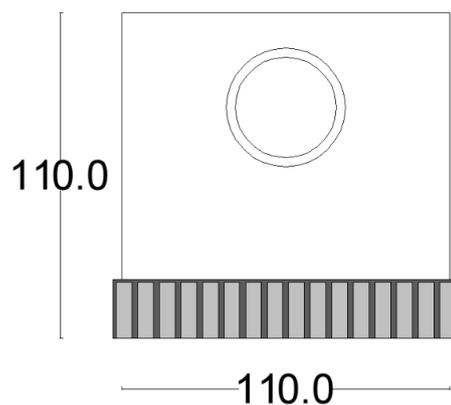


Figura 3.6 Alçado – Protótipo 1

A figura 3.7 representa o órgão especial constituído por uma câmara de retenção de 110 mm de profundidade.



Figura 3.7 Configuração – Protótipo 1

3.3.3.3 Protótipo 2

Neste protótipo, os ensaios foram realizados através de uma camara de retenção com 220 mm de profundidade, duas vezes o diâmetro da camara de retenção.

A implementação desta variável tem como objectivo avaliar o efeito do aumento da profundidade na percentagem de retenção de sedimentos em relação à situação de referência e ao Protótipo 1. Sendo de esperar uma regularização mais eficaz do hidrograma.

A figura 3.8 representa, em milímetros, o alçado do protótipo 2.

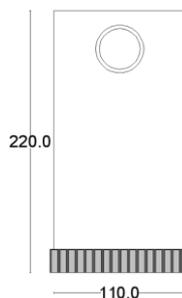


Figura 3.8 Alçado – Protótipo

A figura 3.9 apresenta a instalação experimental com a câmara de retenção de 220 mm de profundidade, e com maior de detalhe o protótipo em questão, (a) instalação experimental composta por um órgão especial com câmara de retenção de 2 diâmetros de profundidade e (b) Pormenor da câmara de retenção de 2 diâmetros de profundidade.



(a)

(b)

Figura 3.9: Configuração – Protótipo 2

3.3.3.4 Protótipo 3

Para este protótipo será introduzida na câmara de retenção, uma lâmina de secção rectangular, em acrílico, com 105 mm de largura, 170 mm de comprimento, e 9 mm de espessura.

Com a implementação desta variável, será de esperar uma alteração nos valores obtidos em relação aos hidrogramas, e essencialmente, na percentagem de retenção de sedimentos. Sendo este protótipo uma alteração simples na concepção base do órgão.

A figura 3.10 apresenta, em milímetros, a concepção do protótipo 3 em corte e planta.

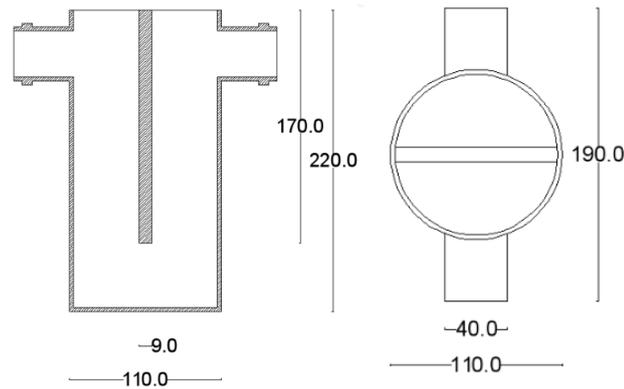


Figura 3.10 : Concepção – Protótipo 3 (a) Corte transversal, (b) Planta

Na figura 3.11 é apresentado o Protótipo 3. (a) Órgão especial com câmara de retenção de 2 diâmetros de profundidade com introdução da lâmina em acrílico e (b) Pormenor da lâmina



Figura 3.11: Configuração – Protótipo 3

3.3.3.5 Protótipo 4

Para esta situação, na câmara de retenção será introduzida uma peça, de borracha, rectangular, com 270 mm de largura, 210 mm de comprimento, e 30 mm de espessura, sendo que esta peça possuirá uma abertura no canto inferior direito com 130 mm de largura e 40 mm de comprimento, permitindo assim a normal funcionamento do escoamento.

Esta peça será colocada na câmara de retenção em “S”, fazendo assim com que os sedimentos se depositem no fundo da mesma. Devido à forma como é implementada na câmara, fará com

que a porcentagem de retenção de sedimentos aumenta consideravelmente em relação aos protótipos até aqui ensaiados.

A figura 3.12 apresenta, em milímetros, a concepção do protótipo 4 em planta.

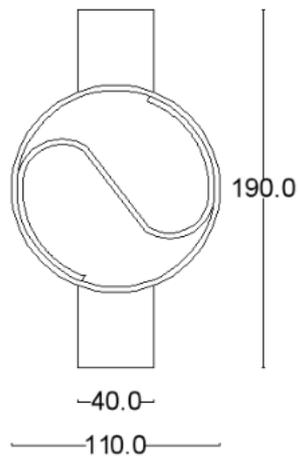


Figura 3.12 Planta – Protótipo 4

Na figura (3.13) é apresentado o Protótipo 4. (a) Órgão especial com câmara de retenção de 2 diâmetros de profundidade com introdução da peça em “S” de borracha e (b) Pormenor da peça, em borracha, utilizada para os ensaios do protótipo 4.



(a)



(b)

Figura 3.13 Configuração - Protótipo 4

3.3.3.6 Protótipo 5

Em relação a esta situação, será introduzida, na câmara de retenção, uma peça constituída por dois tubos em PVC, com diâmetro de 40 mm, para que a água circule na câmara de retenção e prossiga o seu escoamento pela abertura feita na peça criada, fazendo assim com que se sejam obtidas elevadas percentagens de retenção de sedimentos e alteração favorável do hidrograma.

A figura 3.14 representa, em milímetros, a concepção do protótipo 5 em planta e corte.

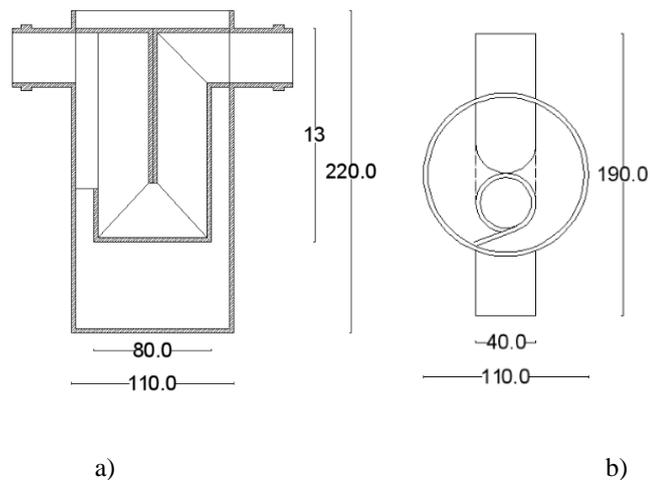


Figura 3.14: Representação concepção – Protótipo 5, (a) Corte transversal, (b) Planta

Na figura (3.15) é apresentado o Protótipo 5. (a) Órgão especial com câmara de retenção de 2 diâmetros de profundidade com introdução da peça referente ao protótipo 5 e (b) Pormenor da peça tubular, utilizada para os ensaios do protótipo 5.



Figura 3.15 Configuração - Protótipo 5

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos em relação à situação referência e às alterações implementadas nas caixas de visita, designando cada uma delas por Protótipos. Desta forma, ser-nos-á possível perceber até que ponto os protótipos criados e ensaiados corresponderão ao inicialmente pretendido em relação ao Hidrograma e retenção de sedimentos.

4.1 Situação referência

4.1.1 Efluente (Hidrograma)

O gráfico da figura 4.1 apresenta o hidrograma relativo à situação referência tendo em conta as diferentes fracções granulométricas dos sedimentos.

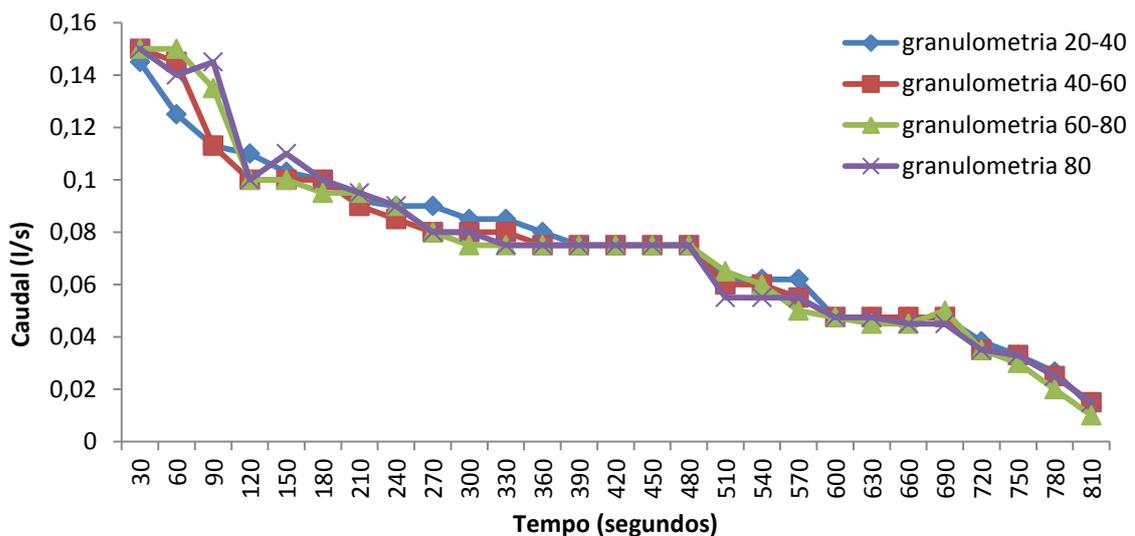


Figura 4.1 - Hidrograma – Situação referência

Como é demonstrado na figura 4.1, o hidrograma não é alterado pela variação da granulometria dos sedimentos.

4.1.2 Retenção de sedimentos

É apresentado na Tabela 3 a medição, em gramas, da retenção de sedimentos obtida em função das diferentes fracções granulométricas dos sedimentos e secções da instalação experimental. O gráfico da figura 4.2 apresenta o resultado em percentagem.

Tabela 3: Retenção de sedimentos – Situação Referência

	Fracção Granulométrica			
	AREIA 20/40	AREIA 40/60	AREIA 60/80	AREIA 80
Amostra (gramas)	300	300	300	300
Recolha fracção depositada Secção 1	0,68	0,43	1,62	0,89
Recolha fracção depositada Secção 2	0,63	0,65	15,25	39,96
Recolha fracção depositada Secção 3	0,12	0,15	0,14	0,85
Total fracção recolhida	1,43	1,23	17,01	41,7
Fracção perdida	298,6	298,8	282,99	258,3

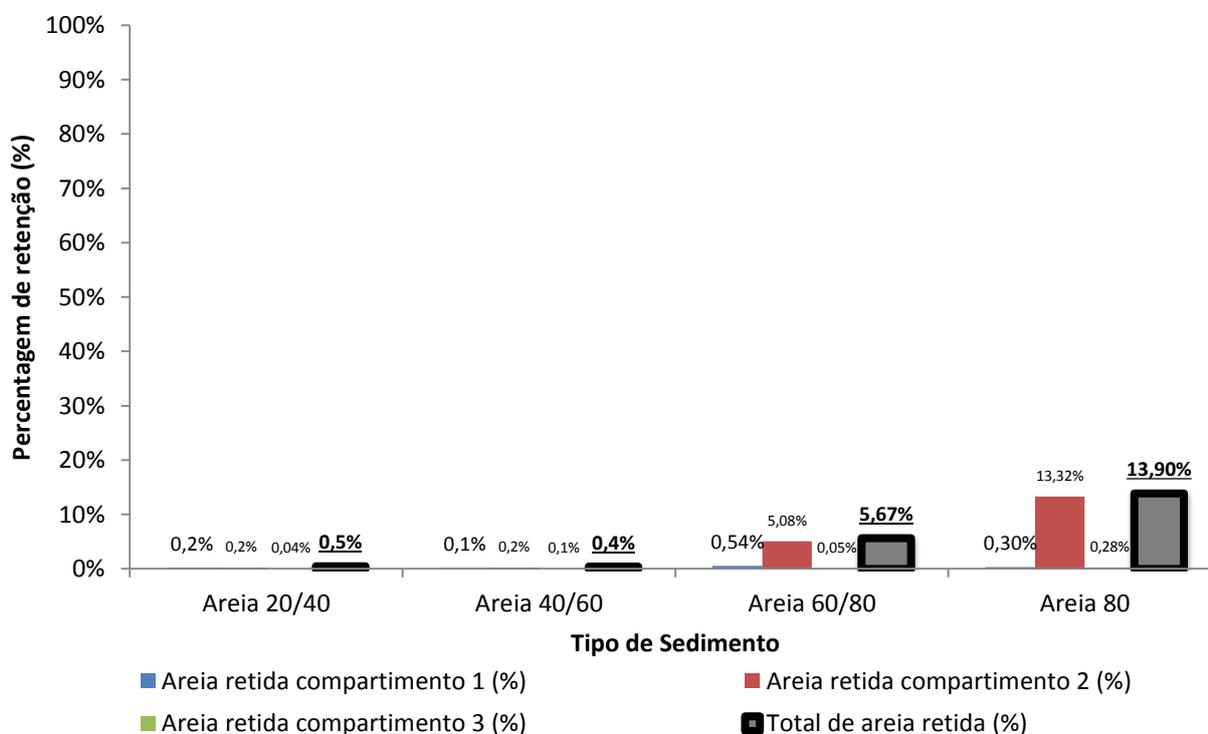


Figura 4.2 - Eficácia de retenção de sedimentos (%) – Situação referência

De salientar que, para a situação de referência, a diferença de granulometria dos sedimentos não irá influenciar a variação do hidrograma de caudal, uma vez que para cada tipo de sedimento o hidrograma é sensivelmente o mesmo, sendo que os diferentes valores obtidos se devem ao método utilizado para a obtenção dos hidrogramas.

Em relação à percentagem de retenção de sedimentos para a situação referência, não tendo esta qualquer tipo de alteração no regime normal de escoamento, as percentagens de retenção são muito baixas, sendo quase nulas na granulometria N°20/40 e na granulometria 40/60, aproximadamente 6% na granulometria N°60/80 e cerca de 14% na granulometria N°80. Pode então considerar-se que as diferenças registadas estão, essencialmente, associadas à metodologia de medição.

4.2 Protótipo 1

Este ensaio foi realizado nas condições descritas no capítulo 3.3.3

No gráfico da figura 4.3 são apresentados os diferentes hidrogramas obtidos para cada fracção granulométrica considerada.

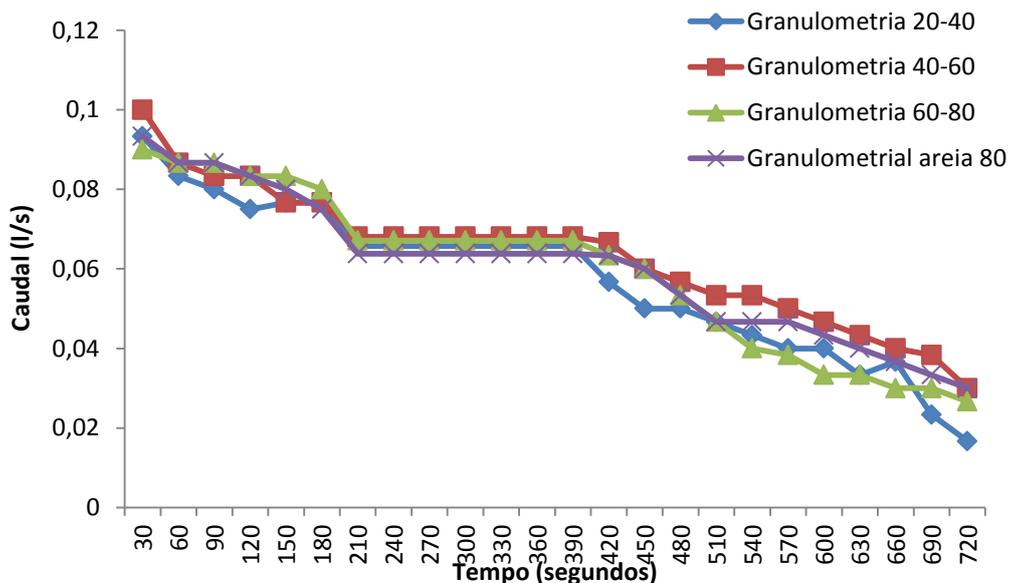


Figura 4.3 - Hidrograma – Protótipo 1

A tabela 4 apresenta a quantidade de sedimentos, em gramas, depositada em relação aos diferentes ensaios realizados. O gráfico da figura 4.4 apresenta a percentagem de retenção de sedimentos obtida.

Tabela 4 : Retenção de sedimentos – Protótipo 1

	Fracção Granulométrica			
	AREIA 20/40	AREIA 40/60	AREIA 60/80	AREIA 80
Amostra (gramas)	300	300	300	300
Recolha fracção depositada Secção 1	0,62	0,41	1,59	0,94
Recolha fracção depositada Secção 2	0,58	0,59	19,24	42,56
Recolha fracção depositada Secção 3	250,08	217,32	220,38	165,22
Total fracção recolhida	251,28	218,32	241,21	208,72
Fracção perdida	48,72	81,68	58,79	91,28

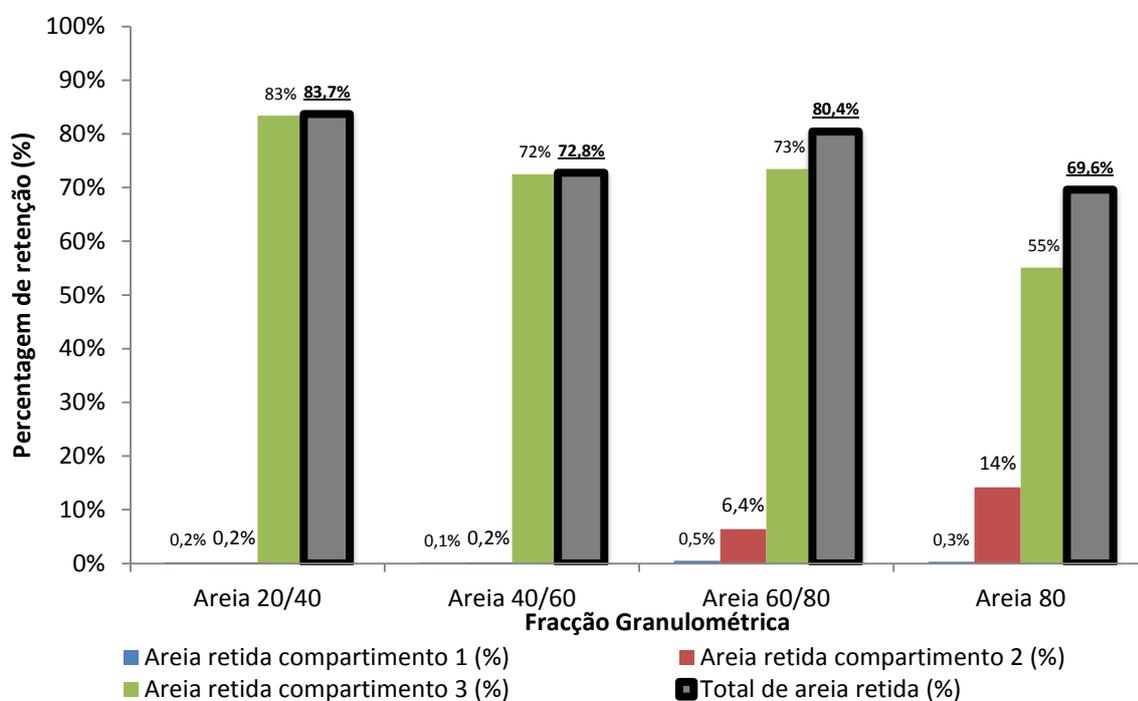


Figura 4.4 - Eficácia retenção de sedimentos (%) – Protótipo 1

Nos resultados obtidos em relação ao Protótipo 1, para os diferentes ensaios realizados, é de salientar um claro aumento na percentagem de retenção de sedimentos para as quatro fracções granulométricas, quer em relação à situação referência, quer ao protótipo 1. Sendo que, consoante a fracção granulométrica dos sedimentos vai diminuindo, é de sublinhar que a percentagem de retenção diminui consideravelmente (cerca de 45 gramas). Em relação à regularização de caudal, foram obtidos valores de caudal mais baixos e um hidrograma de caudal mais constante do que na situação referencia.

4.3 Protótipo 2

Este ensaio foi realizado nas condições descritas no capítulo 3.3.3

O gráfico da figura 4.3 representa a variação dos hidrogramas de caudal em função das diferentes granulometrias dos sedimentos.

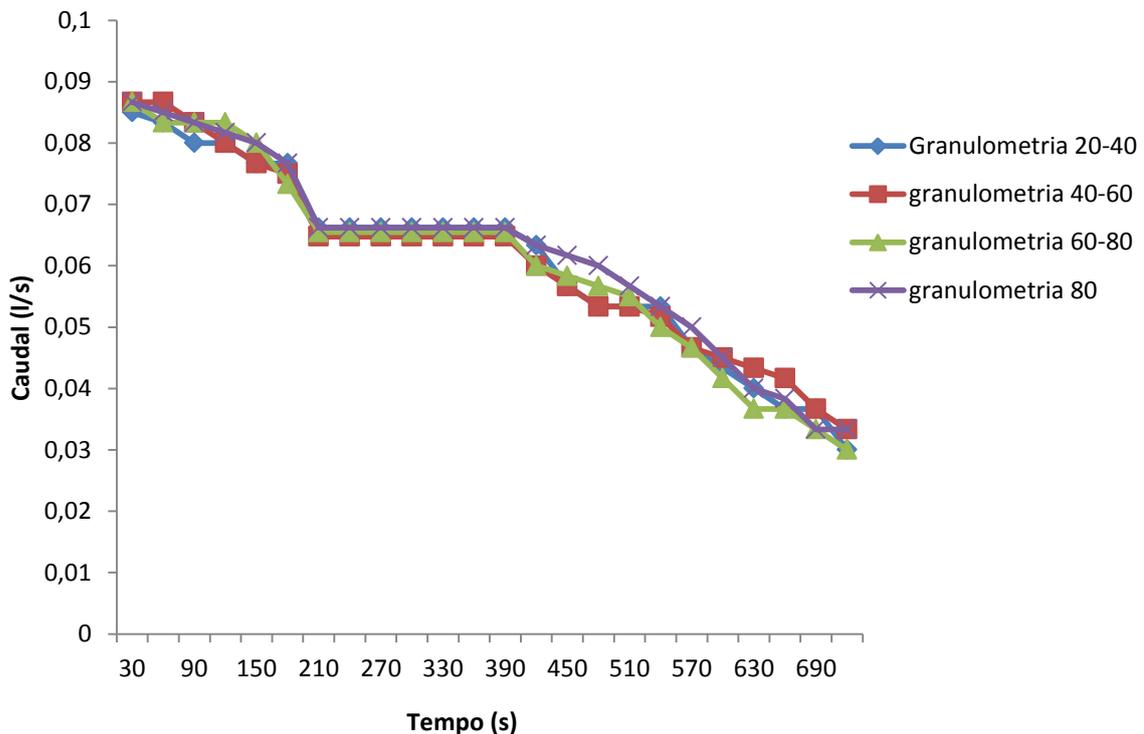


Figura 4.5 - Hidrograma – Protótipo 2

A tabela 5 apresenta a quantidade de sedimentos depositada em relação aos diferentes ensaios realizados, em gramas. No gráfico da figura 4.6 é apresentada a percentagem de sedimentos depositada em cada ensaio.

Tabela 5 : Retenção de Sedimentos – Protótipo 2

	Fracção Granulométrica			
	AREIA 20/40	AREIA 40/60	AREIA 60/80	AREIA 80
Amostra (gramas)	300	300	300	300
Recolha fracção depositada Secção 1	0,60	0,45	1,63	0,97
Recolha fracção depositada Secção 2	0,59	0,63	19,36	43,63
Recolha fracção depositada Secção 3	251,3	243,24	236,94	209,38
Total fracção recolhida	252,49	244,32	257,93	253,98
Fracção perdida	47,51	55,68	42,07	46,02

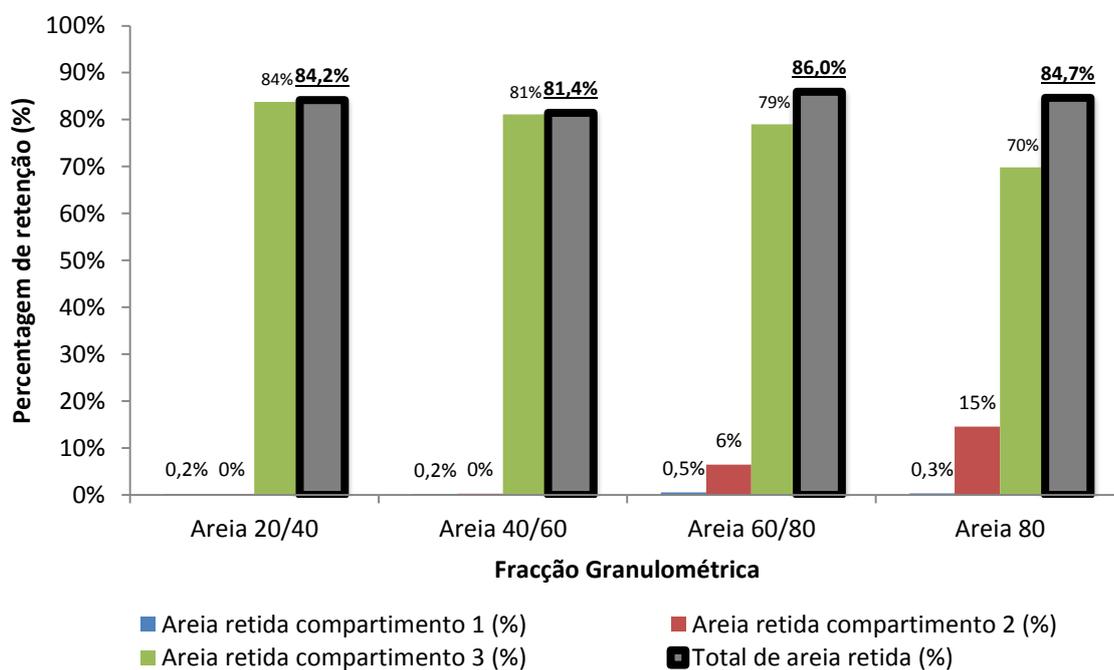


Figura 4.6 - Eficácia de retenção de sedimentos (%) - Protótipo 2

Em relação aos ensaios realizados com a situação referida, é de salientar que existe um aumento muito considerável da percentagem de retenção de sedimentos em relação à situação referencia e ligeiramente maior em relação à situação com câmara de retenção de 1 diâmetro

de profundidade. Esta diferença destaca-se mais no ensaio relativo aos sedimentos de menor dimensão cerca de 50 gramas.

No que diz respeito ao hidrograma de caudal, os valores são muito idênticos relativamente à situação com câmara de retenção com profundidade de 1 diâmetro, apenas diferindo nos 30 segundos iniciais, em que os valores de caudal para a ensaio em causa são mais baixos, de 0,1 l/s para cerca de 0,085 l/s.

4.4 Protótipo 3

Este ensaio foi realizado nas condições descritas no capítulo 3.3.3

O gráfico da figura 4.7 representa a variação dos hidrogramas de caudal em função das diferentes granulometrias dos sedimentos.

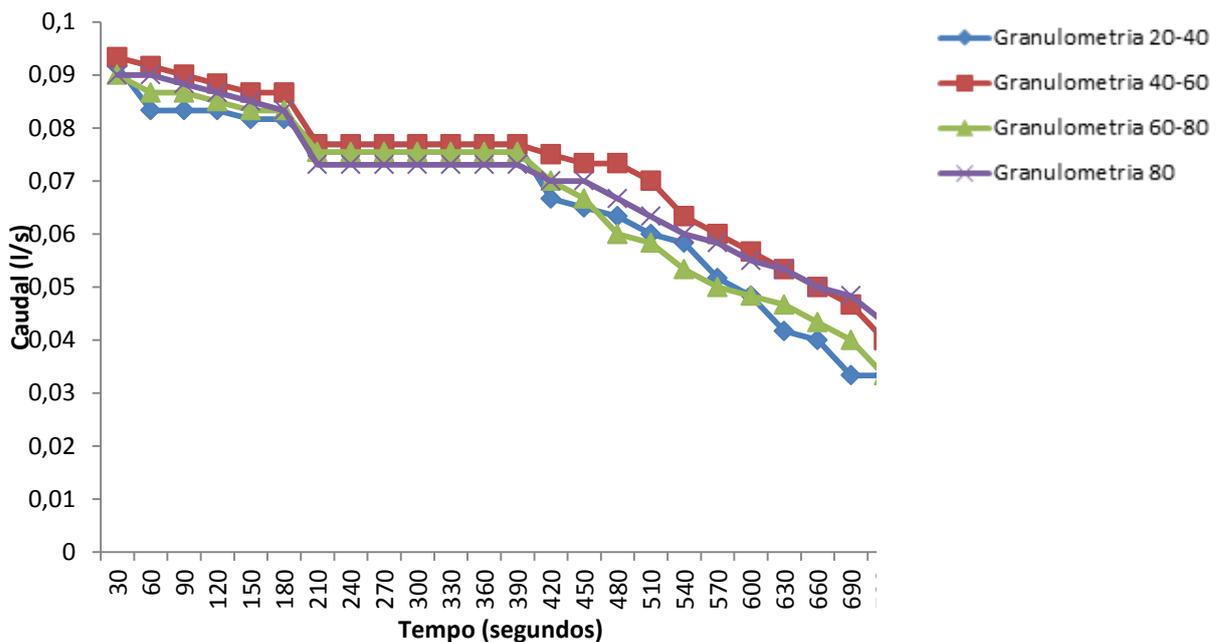


Figura 4.7 - Hidrograma – Protótipo 3

A tabela 6 representa a quantidade de sedimentos depositada em relação aos diferentes ensaios realizados, em gramas. O gráfico da figura 4.8 apresenta a percentagem de sedimentos depositada em cada ensaio.

Tabela 6 : Retenção de Sedimentos – Protótipo 3

	Fracção Granulométrica			
	AREIA 20/40	AREIA 40/60	AREIA 60/80	AREIA 80
Amostra (gramas)	300	300	300	300
Recolha fracção depositada Secção 1	0,60	0,62	0,9	1,0
Recolha fracção depositada Secção 2	0,59	0,57	6,52	10,4
Recolha fracção depositada Secção 3	274,5	265,51	252,40	242,75
Total fracção recolhida	275,69	266,7	259,82	254,15
Fracção perdida	24,31	33,3	40,18	45,85

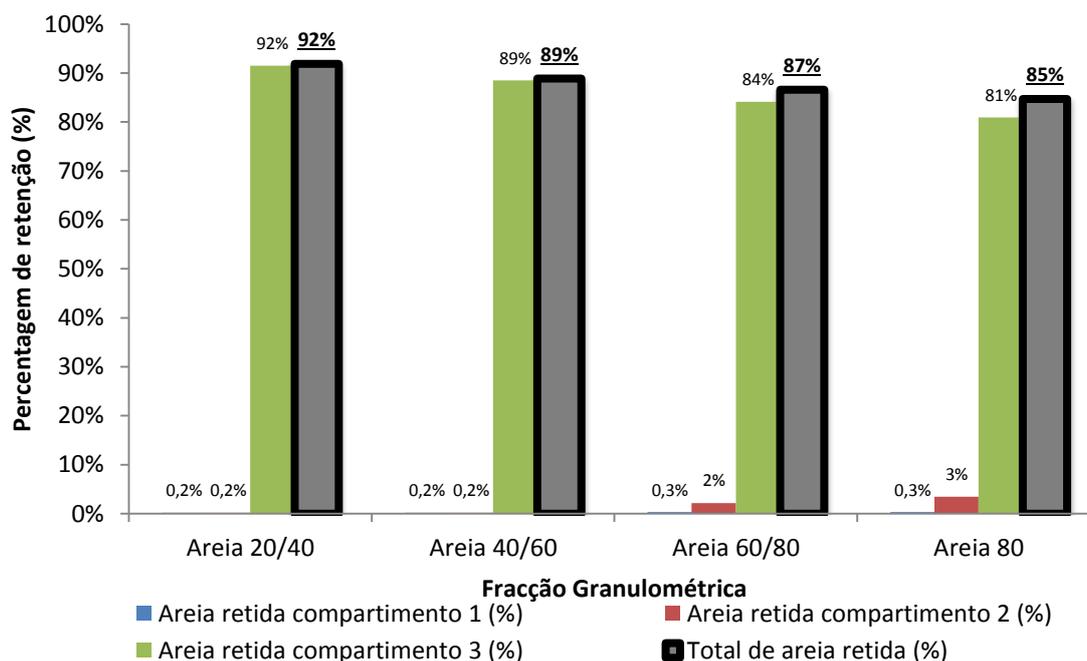


Figura 4.8 - Eficácia retenção sedimentos (%) – Protótipo 3

No que respeita aos ensaios com introdução na câmara de retenção da peça em questão, os valores obtidos de caudal são superiores aos valores obtidos apenas com a introdução da câmara de retenção com 2 diâmetros de profundidade, uma diferença, em todo tempo de ensaio, de cerca de 0,04 l/s, para todos os quatro tipos de areia.

Quanto à percentagem de retenção de sedimentos, só existe diferença considerável, em relação aos ensaios com câmara de retenção de 2 diâmetros de profundidade, na granulometria N° 20/40 e granulometria N° 40/60, cerca de 20 gramas. Em relação à granulometria N° 60/80 e granulometria N° 80 as diferenças são mínimas.

4.5 Protótipo 4

Este ensaio será realizado nas condições descritas no capítulo 3.3.3

O gráfico da figura 4.9 representa a variação dos hidrogramas de caudal em função das diferentes granulometrias dos sedimentos.

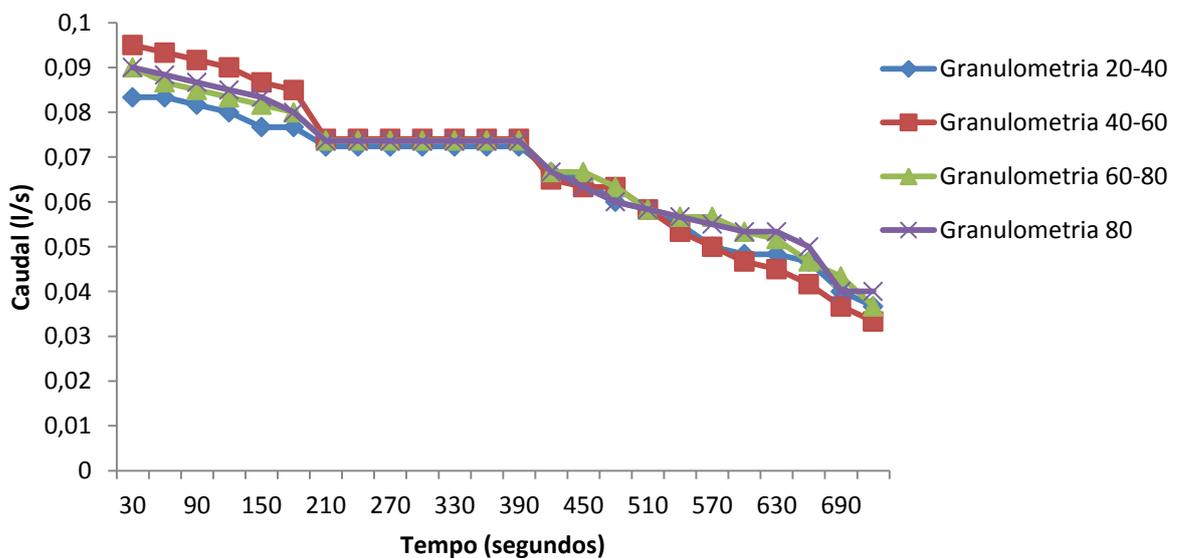


Figura 4.9 - Hidrograma – Protótipo 4

A tabela 7 representa a quantidade de sedimentos depositada em relação aos diferentes ensaios realizados, em gramas. O gráfico da figura 4.10 representa a percentagem de sedimentos depositada em cada ensaio.

Tabela 7: Retenção de Sedimentos – Protótipo 4

	Fracção Granulométrica			
	AREIA 20/40	AREIA 40/60	AREIA 60/80	AREIA 80
Amostra (gramas)	300	300	300	300
Recolha fracção depositada Secção 1	0,60	0,62	0,9	1,0
Recolha fracção depositada Secção 2	0,59	0,57	8,52	11,2
Recolha fracção depositada Secção 3	291,42	289,31	285,31	273,93
Total fracção recolhida	292,61	290,5	294,73	286,13
Fracção perdida	7,39	9,5	5,27	13,87

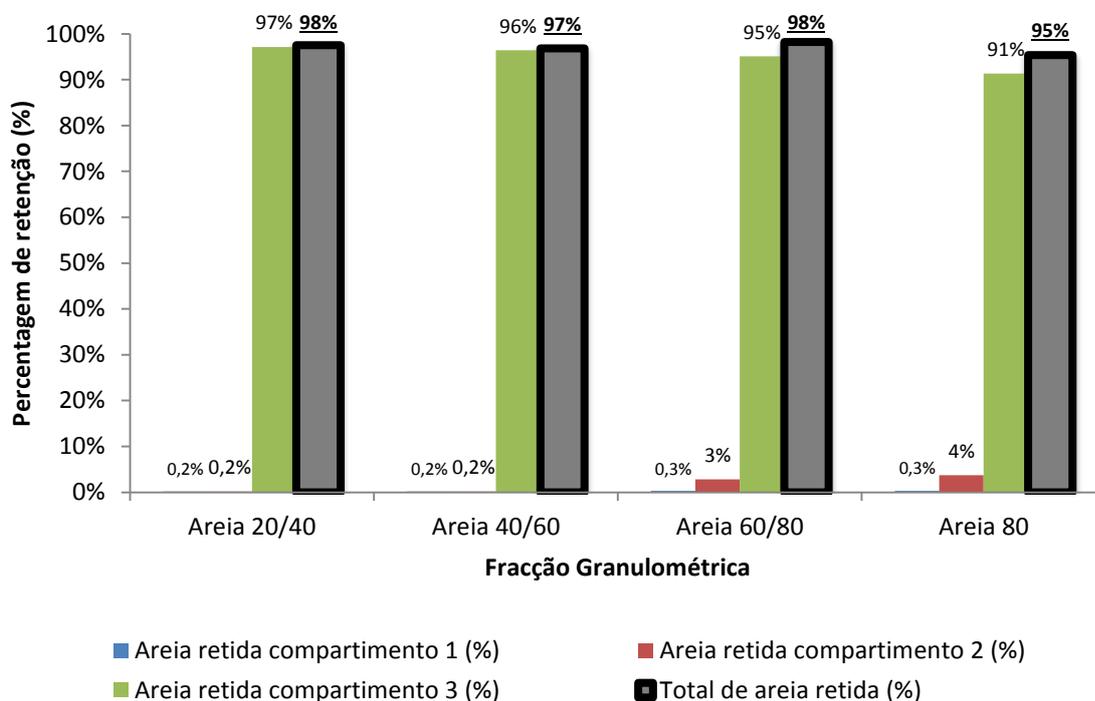


Figura 4.10 - Eficácia de retenção de sedimentos (%)

Numa 1ª fase de cada ensaio, cerca dos 150 segundos iniciais, os valores de caudal obtidos são idênticos aos da situação com introdução da lâmina, sendo mais elevados que nos ensaios

com câmara de retenção com 2 diâmetros de profundidade. Entre os 180 segundos e 390 segundos os valores de caudal são ligeiramente inferiores aos valores dos ensaios com introdução da lâmina.

Dos 420 segundos até ao final do tempo de ensaio, os valores de caudal são idênticos aos valores obtidos nos ensaios com câmara de retenção com 2 diâmetros de profundidade. Este processo é idêntico nos quatro tipos de areia.

Esta peça revelou-se muito eficiente no que respeita à percentagem de retenção de sedimentos uma vez que, para os quatro tipos de areia, foram obtidos valores de retenção superiores a 95% sendo que, em relação aos ensaios com introdução da “peça lâmina”, os valores de retenção de sedimentos são cerca de 35 gramas superiores em cada tipo de areia.

4.6 Protótipo 5

Este ensaio será realizado nas condições descritas no capítulo 3.3.3

O gráfico da figura 4.11 representa a variação dos hidrogramas de caudal em função das diferentes granulometrias dos sedimentos.

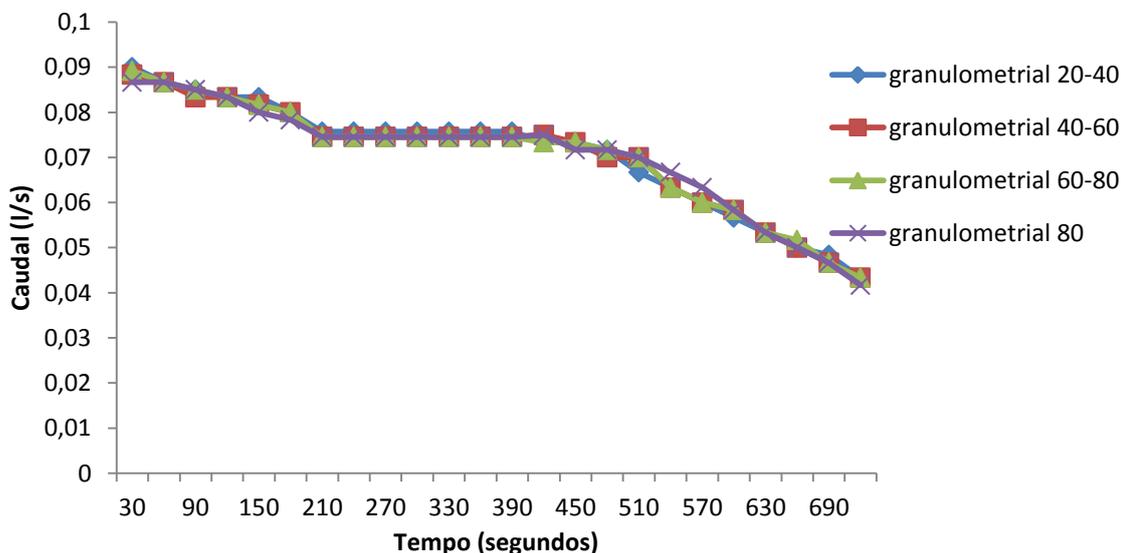


Figura 4.11 - Hidrograma – Protótipo 5

A tabela 8 representa a quantidade de sedimentos depositada em relação aos diferentes ensaios realizados, em gramas. O gráfico da figura 4.12 representa a percentagem de sedimentos depositada em cada ensaio.

Tabela 8 : Retenção de Sedimentos – Protótipo 5

	Fracção Granulométrica			
	AREIA 20/40	AREIA 40/60	AREIA 60/80	AREIA 80
Amostra (gramas)	300	300	300	300
Recolha fracção depositada Secção 1	0,50	0,48	0,52	0,52
Recolha fracção depositada Secção 2	0,55	0,51	5,33	8,24
Recolha fracção depositada Secção 3	293,45	285,43	280,33	265,23
Total fracção recolhida	294,5	286,39	286,15	273,99
Fracção perdida	5,5	13,61	13,85	26,01

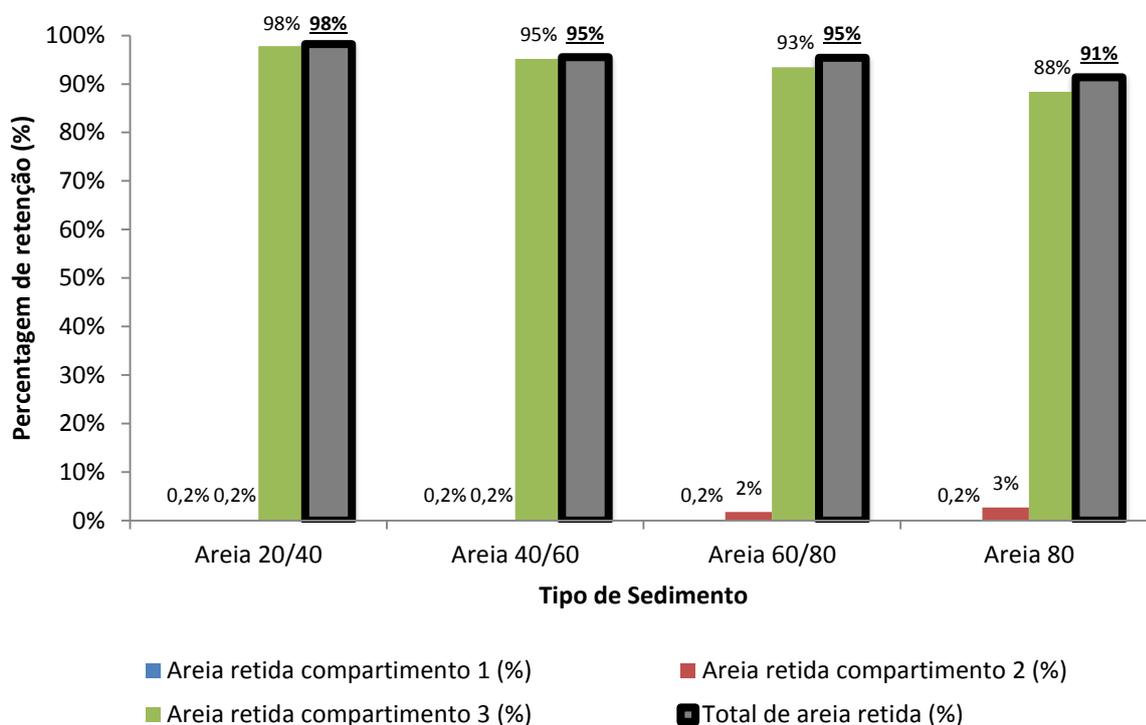


Figura 4.12 - Eficácia de retenção de sedimentos (%)

Em relação à situação referida, os valores de caudal obtidos são idênticos aos ensaios do protótipo 3. Apenas nos primeiros 210 segundos de cada ensaio os valores de caudal são inferiores, com 0,09 l/s, sendo idênticos aos da câmara de retenção com 2 diâmetros de profundidade.

No que concerne à percentagem de retenção de sedimentos, com a introdução desta peça também foram obtidas elevadas percentagens de retenção de sedimentos, na ordem dos 95 %, sendo que na areia N°80 a percentagem de retenção foi menor.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Com o objectivo de avaliar os efeitos de diferentes configurações alternativas à situação referência foram criados cinco protótipos. Cada um destes protótipos foi sujeito a quatro ensaios com diferentes fracções granulométricas que visavam a avaliação da influência da dimensão dos sedimentos em relação ao hidrograma e retenção de sedimentos.

Levadas a cabo todas as etapas pressupostas para a análise da situação que se propunha estudar, os resultados obtidos permitem concluir que a profundidade, a forma do protótipo, e a granulometria dos sedimentos influenciam o hidrograma e a retenção de sedimentos. Em função destes resultados, podemos assumir que a profundidade da câmara de retenção e a forma do protótipo são claramente os dois factores que mais influenciam a diferença de resultados, quer no hidrograma quer na retenção de sedimentos.

No que respeita à profundidade da câmara de retenção relativa à Situação Referência, verificámos que os ensaios decorrem sem qualquer alteração em relação à profundidade, ou seja, caixa de visita clássica, sendo obtidas percentagens de retenção entre 1% e 14%, valores muito baixos comparados com as configurações em que o órgão especial de drenagem possui câmaras de retenção com determinadas profundidades.

No protótipo 1, no qual a câmara de retenção possui 110 mm de profundidade, foram obtidos valores de retenção de 70% a 75%. Já no protótipo 2, em que a câmara de retenção possui 220 mm de profundidade, foram obtidos valores de retenção na ordem dos 80% a 85%.

Posto isto, chegamos à conclusão de que, comparando a situação referência e o Protótipo 1, o aumento da profundidade da câmara em 100% (0 mm para 110 mm de profundidade) leva a um aumento da percentagem de retenção de cerca de 65%. Em relação ao Protótipo 1 e Protótipo 2, com o aumento da profundidade da câmara de 110 mm para 220 mm, foi obtido um aumento da percentagem de retenção na ordem dos 10%. Nos restantes protótipos, em que a câmara de retenção também possui 220 mm de profundidade, foi adicionado a utilização de diferentes órgãos especiais.

De salientar ainda que, em relação à influência da profundidade no hidrograma, a introdução de câmaras de retenção com determinadas profundidades promovem uma considerável redução do caudal, ou seja, alteração favorável do hidrograma.

Ao comparar a Situação Referência com o Protótipo 1, considerando a duração de cada ensaio 720 segundos, na fase inicial de cada ensaio (primeiros 90 segundos) foi registada uma redução do caudal em cerca de 32%. Na fase intermédia (210 a 450 segundos) foi registada uma redução de caudal na ordem dos 28%. Na fase final de cada ensaio (720 segundos) foi registada uma redução do caudal em cerca de 18%.

Analisando estes resultados, pode concluir-se que um aumento da profundidade da câmara de retenção promove uma redução considerável no caudal e respectiva alteração no hidrograma, sendo esta redução mais sentida na fase inicial de cada ensaio (primeiros 90 segundos).

Em relação ao Protótipo 1 e Protótipo 2, a redução de caudal é menos significativa, sendo esta diferença mais notada na fase inicial de cada ensaio (primeiros 90 segundos), cerca de 15%.

Para os restantes Protótipos (3, 4 e 5), a redução de caudal é baixa, não ultrapassando os 5%, podendo dever-se ao facto de os Protótipos mencionados possuírem câmara de retenção com a profundidade de 220 mm (profundidade da câmara de retenção utilizada no Protótipo 2).

Em relação à forma do protótipo, com a implementação das configurações específicas dos protótipos 3,4 e 5, verifica-se um aumento considerável na retenção de sedimentos.

Com as peças utilizadas nos Protótipos 3, 4 e 5, é alterado o escoamento hidráulico na caixa de visita, originando para o Protótipo 3 uma percentagem de retenção de 85% a 90%. Nos Protótipos 4 e 5, foram obtidas percentagens de retenção de 90% a 98%. Para o Protótipo 2, tendo a mesma profundidade da câmara de retenção (220 mm), a percentagem de retenção não ultrapassou os 85%. Esta diferença de resultados evidencia a importância da criação dos órgãos especiais para a obtenção de elevadas percentagens de retenção.

É ainda verificado que em relação ao hidrograma existe uma ligeira alteração, não sendo a forma do protótipo um factor determinante na modificação do mesmo.

No que à influência da granulometria dos sedimentos diz respeito, pode concluir-se que este factor pouco influencia a eficácia de retenção de sedimentos. Para os Protótipos 3, 4 e 5,

existe uma diferença na eficácia entre os quatro ensaios na ordem dos 5%. Para os Protótipos 1 e 2, é verificada uma maior influência da granulometria dos sedimentos, variando a eficácia de retenção na ordem dos 30%. Nos ensaios correspondentes a estes Protótipos é observado que, consoante diminui a dimensão dos sedimentos, a percentagem de retenção é mais elevada. Para concluir, em relação a este factor, é de salientar que, em órgãos especiais bem concebidos e com configurações adequadas, o efeito da granulometria dos sedimentos é praticamente nulo.

Em síntese dos resultados descritos, a inclusão da câmara de retenção e o aumento da sua profundidade são os principais factores do aumento da percentagem de retenção, sendo que a criação de uma peça no seu interior faz com que seja obtido um órgão especial com excelentes resultados ao nível da percentagem de retenção de sedimentos e da alteração favorável do respectivo hidrograma.

Na realização da presente dissertação, optou-se por um estudo experimental da eficiência e concepção de um órgão especial num sistema de drenagem proveniente de escoamentos urbanos. Para tal, procedeu-se à avaliação do seu desempenho ao nível da retenção de sedimentos e regularização de caudal (hidrograma), uma vez que estes se tratam dos parâmetros avaliados e do objectivo principal da dissertação.

5.2 Desenvolvimentos futuros

De acordo com os excelentes resultados, obtidos em função da avaliação dos parâmetros pretendidos, justifica-se a realização de um estudo experimental mais alargado, com a avaliação de alterações viáveis aos sistemas existentes que para além de possuir uma câmara de retenção concebida com o objectivo de reter sedimentos e regularizar o caudal, deveria igualmente incluir a remoção de óleos e gorduras presentes das escoamentos urbanos.

6 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

6.1 Referências citadas

Valsir S.p.A. (2012). Obtido em 2013, de Valsir: <http://www.valsir.it/en>

Balyan, A. (2009). *Storm Water Drainage System*.

Baptista, M. (2006). *Drenagem Urbana*.

Bichanço, M. d. (2006). *Bacia de Retenção em Zonas Urbanas com contributo para a resolução de situações extremas: Cheias e Secas*.

Gonçalves, R. M. (2013). *Evolução dos Sistemas de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais*.

Imbrium Systems LLC. (s.d.). Obtido em 2013, de Stormceptor: <http://www.stormceptor.com/>

Martins, F. J. (2000). *Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para Águas Pluviais*. Coimbra.

Matias, M. G. (2006). *Bacias de Retenção Estudo de Métodos de Dimensionamento*. Porto.

Matos, J. S. (2003). *Aspectos Históricos e Actuais da Evolução da Drenagem de Águas Residuais em Meio Urbano*.

Orsi, M. d. (2004). *Captação e Tratamento de Águas Pluviais para uso não potável*.

Palas, J. I. (2013). *Redes Prediais - Patologias e Reabilitação de Redes de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais Domésticas*.

Pompêo, C. A. (2000). Drenagem Urbana Sustentável. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*.

Rino, E. J. (2011). *Sistemas Prediais de Drenagem de Águas Pluviais e Freáticas*.

Sacadura, F. O. (2011). *Análise de Sistemas de aproveitamento de água pluvial em edifícios*.

Santos, J. P. (2010). *Gestão de Águas Pluviais Urbanas: Mudança do paradigma nos Sistemas Públicos de Drenagem*. Porto.

Silva, G. F. (2010). *Redes de Abastecimento de Água e Drenagem de Águas Residuais no Concelho de Sintra*.

Silva, T. M. (2006). *Anomalias de Drenagem e Evolução da Paisagem no Médio Vale do Rio Paraíba do Sul (RJ/SP)*.

Sousa, E. R. (2000). *Projecto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais*.

Sousa, E. R. (2001). *Sistemas de Drenagem de Águas Residuais e Pluviais*. Lisboa.

Sousa, E. R. (2002). *Orgãos Gerais dos Sistemas de Drenagem*.

6.2 Outras Referências

ABREU, Maria Rafaela Pinto (1983) ã ìContribuiÁ,õ para o estudo da drenagem de ·guas pluviais em zonas urbanasî. Volume 1 e 2. S 290, LNEC, Lisboa, Portugal.

BARBOSA, A. E., (1999) ã ìHighway Runoff Pollution and Design of Infiltration Ponds for Pollutant Retention in Semi-Arid Climatesî. Tese de Douturamento, Environmental Engineering Laboratory, Aalborg University. Denmark.

Decreto-Lei n.º 236/98 de 1 de Agosto; Diário da República, I Série A, 3676-3722.

Disponível em <http://www.povt.qren.pt/tempfiles/20080213150349moptc.pdf> . > . Acesso em 10 de Janeiro de 2011.

Decreto-Lei n.º58/2005 de 29 de Dezembro. Diário da República, I Série A, 7280-7310.

Disponível em <http://dre.pt/pdf1sdip/2005/12/249A00/72807310.PDF> . > . Acesso em 10 de Janeiro de 2011.

Directiva 2000/60/CE de 23 de Outubro de 2000. Jornal Oficial da União Europeia, L 327, de 22 de Dezembro de 2000. Disponível em <http://eurlex.europa.eu/LexuriServ/LexUriServ.do?uri?=OJ:L:2000:327:001:0072:PT:PDF> > . Acesso em 10 de Janeiro de 2011.

TOMÁS, Maria Teresa (2005) – Sistemas de drenagem urbana – Apontamentos da cadeira da licenciatura em Engenharia Civil, FEUP, Portugal.

PONTIER, H; WILLIAMS; MAY, E (2003) –“Progressive changes in water and sediment quality in wetland system for control of highway runoff.” Elsevier, Inglaterra.