



Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável

João Ricardo Justino Vasco
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização de Hidráulica

Orientador (es): Mestre Alexandre Almeida Mendes Borga

Júri:

Presidente: Doutora Maria Helena Teixeira Cardoso Gamboa

Vogais:

Doutora Sandra Maria Mendes Carvalho Martins

Mestre Alexandre Almeida Mendes Borga

Dezembro 2016

RESUMO

Este trabalho tem como principal objetivo a apresentação de formas de drenagem de águas pluviais em meio urbano de forma sustentável, com realce para a temática do dimensionamento hidráulico de componentes dos sistemas.

As inundações verificadas devido á crescente impermeabilização de solos em área urbanas, bem como a possibilidade de alterações climáticas com impacto na precipitação quer ao nível de intensidade como sazonalidade, despoletaram o desenvolvimento de sistemas de drenagem urbana sustentável, utilizando e desenvolvendo áreas verdes em meio urbano como apoio ao controlo e atenuação de inundações e poluentes transportados por escoamentos superficiais, proporcionando também habitats para o desenvolvimento de vida animal.

Foram tidas como base de desenvolvimento deste trabalho abordagens na área da drenagem sustentável aplicadas em países como a Alemanha, Reino Unido e Estados Unidos da América, abrangendo diferentes tipos de soluções e respetivos critérios de dimensionamento, e a introdução a benefícios na temática ambiental e de qualidade da água, bem como alguns exemplos de aplicação das metodologias propostas.

Palavras-Chave:

Drenagem Pluvial

Drenagem Sustentável

Controlo de Caudais

Infiltração

ABSTRACT

The main objective of this work, is the presentation of sustainable urban drainage systems, focusing on the hydraulic design of different types of equipment and systems.

The floods originated from the crescent impermeability of soils in urban areas and the possible climate change in precipitation, either in matters of intensity and seasonality, triggered a sustainable approach to drainage systems to enhance the green spaces within urban development linking it to wider green networks, supporting the control and attenuation of downstream floods and pollution from runoff, protecting and providing habitats and places to wildlife to live and flourish.

To support the development of this work will be presented some sustainable drainage approaches used in countries like Germany, United Kingdom, United States of America, showing design criteria, different types of solutions and an introduction to the benefits delivered in matters of water quality. Will be presented a selection of some design examples.

ÍNDICE

1 - Introdução	1
2 - Abordagem de concepção de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável.....	5
2.1 - Introdução	5
2.2 - Princípios de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável.....	8
2.3 - Controlo de Caudal	9
2.4 - Qualidade da Água.....	11
2.5 - Amenidade	14
2.6 - Biodiversidade	15
3 - Sistemas Prediais de Aproveitamento de Águas Pluviais.....	17
3.1 - Introdução	17
3.2 - Objetivos de Dimensionamento.....	18
3.3 - Tipos de Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais.....	19
3.3.1 - Sistemas Gravíticos.....	19
3.3.2 - Sistemas Pressurizados	20
3.4 - Dimensionamento de Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais.....	21
3.4.1 - Dimensionamento Hidráulico segundo a Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais	23
3.4.2 - Dimensionamento Hidráulico segundo a British Standard.....	26
3.5 - Coberturas ajardinadas.....	34
3.6 - Exemplo de Aplicação	38
3.6.1 - Dimensionamento de acordo com a Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais	38
3.6.2 - Dimensionamento de acordo com a British Standard.....	39
3.6.3 - Conclusão.....	39
4 - Sistemas de Tratamento	41
4.1 - Considerações Gerais.....	41
4.2 - Sistemas de Biorretenção	43

4.2.1 - Tipos de sistemas de Biorretenção.....	44
4.2.2 - Dimensionamento Hidráulico	47
4.3 - Canais de Drenagem com Tratamento	54
4.4 - Separação Hidrodinâmica	55
4.5 - Dispositivos de Filtração.....	58
4.6 - Separadores de Hidrocarbonetos.....	59
4.6.1 - Dimensionamento de Separadores de Hidrocarbonetos	60
4.7 - Exemplo de Aplicação	63
5 - Pavimentos permeáveis.....	67
5.1 - Introdução	67
5.2 - Tipos de Drenagem em Pavimentos Porosos.....	68
5.3 - Considerações Gerais.....	70
5.4 - Dimensionamento	71
6 - Sistemas de Infiltração	75
6.1 - Introdução	75
6.2 - Bacias de Infiltração	75
6.3 - Poços de Infiltração.....	77
6.4 - Trincheiras de Infiltração	79
6.5 - Avaliação Geotécnica	80
6.6 - Considerações várias.....	84
6.6.1 - Metodologias de testes de percolação.....	84
6.7 - Dimensionamento	86
6.7.1 - Sistemas de infiltração planos.....	87
6.7.2 - Sistemas de infiltração multidirecionais	88
6.7.3 - Verificação do tempo de esvaziamento	89
6.8 - Exemplo de Aplicação	91
7 - Dispositivos de entrada e descarga	95

7.1 - Introdução	95
7.2 - Aspectos Gerais	96
7.3 - Obras de Entrada.....	97
7.3.1 - Dissipadores de Energia.....	99
7.3.2 - Estruturas de by-pass	99
7.4 - Dispositivos de Descarga	102
7.4.1 - Orifícios	102
7.4.2 - Tubagens elevadas perfuradas	104
7.4.3 - Soleiras Descarregadoras	105
7.4.4 - Reguladores de caudal Vortex	106
7.5 - Dissipação de Energia.....	111
8 - Amortecimento de Caudais.....	115
8.1 - Introdução	115
8.2 - Determinação do Volume de Amortecimento	119
8.3 - Exemplo de Aplicação	123
8.3.1 - Determinação do Caudal Entrado	126
8.3.2 - Determinação do Caudal Saído.....	127
8.3.1 - Determinação do Volume do Reservatório.....	128
8.3.1 - Conclusões	130
9 - Conclusões	131
10 - Referências.....	133
ANEXO 1 – Reservatório de atenuação T=2 anos – Excerto de cálculo.....	135
ANEXO 2 – Reservatório de atenuação T=2 anos – Excerto de resultados	136
ANEXO 3 – Reservatório de atenuação T=10 anos – Excerto de cálculo.....	137
ANEXO 4 – Reservatório de atenuação T=10 anos – Excerto de resultados	138
ANEXO 5 – Reservatório de atenuação T=100 anos – Excerto de cálculo.....	139
ANEXO 6 – Reservatório de atenuação T=100 anos – Excerto de resultados	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Impacto da Urbanização no escoamento de Águas Pluviais (Ballard, et al., 2015)	3
Figura 2 – Exemplos de aplicação de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável em meios urbanos (Ballard, et al., 2015)	6
Figura 3 – Pilares base de conceção em Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável	8
Figura 4 - Comparação entre um hidrograma de uma área impermeabilizada (azul), a mesma área pré-impermeabilização (verde) e a área impermeabilizada sujeita à medidas corretivas (vermelho) (Ballard, et al., 2015)	10
Figura 5 – Exemplo de dispositivos de atenuação de caudais através de armazenamento temporário (NYC Department of Design and Construction, 2010)	10
Figura 6 - Exemplo da combinação do efeito de múltiplos sistemas de atenuação (Ballard, et al., 2015).....	11
Figura 7 - Exemplo do nível de concentração e carga de poluentes num determinado caudal originado durante um evento de precipitação (Ballard, et al., 2015)	14
Figura 8 – Esquema conceptual de um Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais com bombagem e reservatório elevado (BSI, 2013)	20
Figura 9 - Esquema conceptual de um Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais com abastecimento de dispositivos diretamente através de bombagem (BSI, 2013)	21
Figura 10 – Dimensionamento de reservatórios em Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais, método simplificado (Ballard, et al., 2015).....	27
Figura 11 – Esquema de funcionamento de sistema de controlo ativo de reservatórios de atenuação de caudal (BSI, 2013).....	33
Figura 12 – Esquema de constituição de uma cobertura ajardinada (NYC Department of Design and Construction, 2010).....	35
Figura 13 – Esquema das camadas constituintes de uma cobertura ajardinada (Ballard, et al., 2015).....	36
Figura 14 – Principais componentes de um sistema de biorretenção (NYC Department of Design and Construction, 2008).....	44
Figura 15 – Corte esquemático de um jardim de inverno (Ballard, et al., 2015).....	45
Figura 16 – Corte esquemático de um poço para arvores (Ballard, et al., 2015).....	45

Figura 17 – Corte esquemático de um sistema anaeróbico (Facility for Advancing Water Biofiltration, 2008).....	46
Figura 18 – Exemplo de dispositivos de entrada em sistemas de biorretenção (Ballard, et al., 2015).....	49
Figura 19 – Corte esquemático de sistema de canais de tratamento (Ballard, et al., 2015)	55
Figura 20 – Esquema simplificado de um separador hidrodinâmico (Ballard, et al., 2015)	56
Figura 21 – Modelos de separador Vortex fornecidos por fabricante (Hydro International, 2016).....	57
Figura 22 – Esquema de funcionamento de separador Vortex (Hydro International, 2016)	57
Figura 23 – Dados de funcionamento de um sistema de filtração fornecidos por fabricante (Hydro International, 2016).....	58
Figura 24 – Corte esquemático de sistema de filtração (Hydro International, 2016)	58
Figura 25 - Corte esquemáticos de separador de hidrocarbonetos de classe I (ACO IBERIA, 2016).....	59
Figura 26 – Especificação de Separador de hidrocarbonetos 30 l/s com by-pass de 300 l/s (ACO IBERIA, 2016)	65
Figura 27 – Esquema de drenagem de um pavimento poroso com infiltração total (Ballard, et al., 2015).....	68
Figura 28 - Esquema de drenagem de um pavimento poroso com infiltração parcial (Ballard, et al., 2015).....	69
Figura 29 - Esquema de drenagem de um pavimento poroso sem infiltração (Ballard, et al., 2015).....	69
Figura 30 – Pavimento poroso em sistema de aproveitamento de água pluvial (Ballard, et al., 2015).....	70
Figura 31 – Controlo de volumes no interior de pavimentos com inclinações elevadas (Ballard, et al., 2015).....	73
Figura 32 – Espaçamento entre drenos (Ballard, et al., 2015)	74
Figura 33 – Exemplo de uma bacia de infiltração em planta (Ballard, et al., 2015).....	75
Figura 34 – Poço de Infiltração com material poroso (NYC Department of Design and Construction, 2010).....	77
Figura 35 – Poço de Infiltração com estrutura perfurada (Ballard, et al., 2015).....	77
Figura 36 – Corte esquemático de uma trincheira de infiltração (NYC Department of Design and Construction, 2008)	79

Figura 37 – Classificação de solos (Ballard, et al., 2015).....	82
Figura 38 – Separação mínima de sistemas de infiltração às fundações de um edifício (German Association for Water, 2005)	83
Figura 39 - Exemplo de redução da taxa de infiltração em testes sucessivos (Ballard, et al., 2015).....	84
Figura 40 – Efeitos de depósitos no desempenho de sistemas de infiltração (Ballard, et al., 2015).....	85
Figura 41 – Exemplos de configurações de áreas de tratamento (Ballard, et al., 2015)	96
Figura 42 – Admissões Laterais (Ballard, et al., 2015).....	98
Figura 43 – Sistema de recolha no interior de lancil com descarga em canal não revestido (ACO IBERIA, 2016)	98
Figura 44 – Exemplos de dissipadores de energia em meio urbano (Ballard, et al., 2015)	99
Figura 45 – Esquema de funcionamento de um By-Pass (Ballard, et al., 2015).....	100
Figura 46 – Sistema de desvio de caudal através de uma soleira descarregadora (Ballard, et al., 2015).....	100
Figura 47 – Esquema de funcionamento de uma caixa de derivação de caudal (Ballard, et al., 2015).....	101
Figura 48 – Esquema de orifício com acessórios de entrada em forma de T (Ballard, et al., 2015).....	103
Figura 49 – Esquema de funcionamento de orifícios (U. S. Department of Transportation, 2009).....	103
Figura 50 – Esquema de tubagem vertical perfurada (Ballard, et al., 2015).....	104
Figura 51 – Esquema de instalação de tubagem elevada (U. S. Department of Transportation, 2009).....	105
Figura 52 – Esquema de funcionamento de soleira descarregadoras triangulares (U. S. Department of Transportation, 2009).....	106
Figura 53 – Esquema de funcionamento de soleiras descarregadores (U. S. Department of Transportation, 2009)	106
Figura 54 – Exemplo de funcionamento de um dispositivo de regulação de cauda tipo Vortex (Hydro International, 2016).....	107
Figura 55 - Comparação de curvas de vazão de um dispositivo Vortex e um orifício (Ballard, et al., 2015).....	108

Figura 56 - Exemplos de diferentes configurações de dispositivos Vortex (Ballard, et al., 2015).....	109
Figura 57 – Regulador de caudal Vortex tipo “caracol” (Hydro International, 2016).....	110
Figura 58 – Regulador de caudal Vortex tipo cone invertido (Hydro International, 2016)	110
Figura 59 – Exemplo de instalação de múltiplos reguladores de caudal (Ballard, et al., 2015)	110
Figura 60 – Dimensões tipo manto de enrocamento (U.S. Department of Transportation, 2006).....	113
Figura 61 – Esquema de hidrograma urbano (U. S. Department of Transportation, 2009)	115
Figura 62 – Amortecimento de caudais utilizando áreas inundáveis (EPA, 2009).....	116
Figura 63 – Exemplos de integração de sistemas de amortecimento de caudais no tecido urbano (Ballard, et al., 2015).....	117
Figura 64 – Esquema sistema de atenuação em linha e paralelo (Ballard, et al., 2015) ...	118
Figura 65 – Esquema para a determinação de volumes armazenados (Ballard, et al., 2015)	119
Figura 66 – Aproximação do volume da bacia através do método do hidrograma (U. S. Department of Transportation, 2009).....	120
Figura 67 – Método do hidrograma triangular (U. S. Department of Transportation, 2009)	121
Figura 68 – Identificação dos caudais a calcular no dimensionamento proposto	124
Figura 69 – Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas Intensidade-Duração-Frequência	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tipo de poluição de zonas impermeáveis (Ballard, et al., 2015)	12
Tabela 2 – Consumos de água não potável (ANQUIP, 2015)	22
Tabela 3 – Valores recomendados para o coeficiente de escoamento C em coberturas (ANQUIP, 2015)	23
Tabela 4 - Tipos de Coberturas Ajardinadas (Ballard, et al., 2015).....	34
Tabela 5 – Tipos de sistemas de tratamento (Ballard, et al., 2015)	42
Tabela 6 – Valores de referência na remoção de poluentes em sistemas de biorretenção..	51
Tabela 7 – Exemplo de dimensões dos agregados constituintes da camada filtrante	52
Tabela 8 – Requisitos de manutenção e inspeção de um sistema de biorretenção.....	53
Tabela 9 – Valores mínimos para o fator fx	60
Tabela 10 – Classe de separadores de hidrocarbonetos	60
Tabela 11 – Valores mínimos para o fator fd	61
Tabela 12 – Caudais ($Qs1$) de torneiras	61
Tabela 13 – Tipo de aplicação de materiais porosos em pavimentos	68
Tabela 14 – Tipos de colmatção verificados em diferentes tipos de pavimentos porosos	72
Tabela 15 - Requisitos de manutenção de uma bacia de infiltração	76
Tabela 16 - Requisitos de manutenção de um poço de infiltração.....	78
Tabela 17 - Requisitos de manutenção e inspeção de um poço de infiltração	80
Tabela 18 – Valores típicos de coeficientes de infiltração baseados na textura do solo.....	80
Tabela 19 – Fatores de redução da capacidade de infiltração	87
Tabela 20 – Porosidade n, tendo em conta o tipo de enchimento	87
Tabela 21 – Análise de alturas máximas face intensidade de precipitação.....	92
Tabela 22 – Classes de enrocamento e dimensões do manto (U.S. Department of Transportation, 2006).....	112
Tabela 23 – Constantes de dimensionamento	129

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Hidrograma de caudais entrados T=2 anos	126
Gráfico 2 - Hidrograma de caudais entrados T=10 anos.....	126
Gráfico 3 - Hidrograma de caudais entrados T=100 anos.....	127
Gráfico 4 – Curva de vazão do sistema.....	128
Gráfico 5 – Amortecimento de caudais T=2 anos.....	129
Gráfico 6 – Amortecimento de caudais T=10 anos.....	129
Gráfico 7 – Amortecimento de caudais T=100 anos.....	130

SIMBOLOGIA

- A – área de captação / drenada (m^2 / ha);
- A_d – área mínima para deposição (m^2);
- A_f – área superficial do meio filtrante (m^2);
- A_b – área da base de infiltração (m^2);
- A_D – área drenada (m^2);
- A_t – área transversal da sub-base pela qual se dá o escoamento (m^2);
- A_p – área da superfície de todos os furos (m^2);
- A_0 – área da superfície (m^2);
- b – $\frac{1}{2}$ do afastamento entre tubagens (m);
- C – coeficiente de escoamento;
- C_{AE} – consumo anual estimado (litros);
- C_d – coeficiente de descarga de orifícios;
- C_s – coeficiente de descarga de soleira retangular;
- C_2 – coeficiente de escoamento após preenchimento das depressões;
- C_p – coeficiente de descarga;
- D – diâmetro da descarga, circular (m);
- D' – diâmetro ajustado (m);
- d_a – Volume de água armazenado nas depressões do plano que origina o escoamento (mm);
- D_p – duração da precipitação (h);
- D_{50} – dimensão do enrocamento 50% acima da curva granulométrica (m);
- F_c – frequência de limpeza desejada (*anos*);
- f_d – fator densidade do líquido a separar;
- f_x – fator de risco dependendo da natureza da descarga;
- g – aceleração da gravidade ($9,8m/s^2$);
- H – altura de água acima da soleira (m);
- h – altura de água (m);
- h_{max} – altura máxima de água acima da base de infiltração, (m);
- h_{med} – altura média de água acima do meio filtrante (m);
- I – gradiente hidráulico (m/m);
- i – intensidade de precipitação ($l/s. ha$; m/h);
- k – coeficiente de permeabilidade;
- K_u – coeficiente de descarga de soleira triangular;

L – comprimento / largura (m);

L_0 – taxa de carga de sedimentos ($m^3/ha/ano$);

N – Número máximo de dias de retenção da água no reservatório;

n' – porosidade do material de enchimento (volume de vazio/volume total);

n'' – porosidade efetiva do material de enchimento (m);

N_a – 5% da necessidade anual de água não potável (litros);

NS – dimensão nominal do separador;

P – Precipitação de projeto (mm);

P_a – Precipitação média anual no local da instalação (mm);

P_{Ad} – Precipitação efetiva adicional face à incerteza de disponibilidade de capacidade de armazenamento (mm);

P_b – perímetro da base (m);

P_d – Altura de precipitação a desviar (mm);

Q –caudal (m^3/s);

Q_r –caudal máximo de águas pluviais a tratar (l/s);

Q_s – caudal máximo de águas residuais a tratar (l/s);

Q_{s1} – somatório de caudais de torneiras (l/s);

Q_{s2} – caudal de lavagem de automóveis (l/s);

Q_{s3} – caudal de toneira de alta pressão (l/s);

q – coeficiente de infiltração obtido por testes de percolação (m/h; m/s);

R – rácio entre a área drenada e área de infiltração;

r' – raio da secção do poço, (m);

S – distância entre furos (m);

t – tempo (segundos);

$t_{1/2}$ – tempo de esvaziamento de metade do volume, (h);

U – número de utilizadores do edifício;

V – volume de retenção de lamas (l);

V_A – volume total armazenado (m^3);

V_a – volume anual de água pluvial aproveitável (litros);

V_d – volume a desviar do sistema (litros);

V_f –volume do meio filtrante (m^3);

V_p – 5% do volume anual de água pluvial produzido (litros);

V_s – volume de atenuação suportado pelo meio filtrante (m^3);

V_s – volume de armazenamento de sedimento na bacia (m^3);

V_t – volume de água a tratar para um período de retorno de 2 ano (m^3);

$V1$ – volume aproveitável (litros);

$V2$ – volume consumido (litros);

V_{50} – Proporção efetiva de capacidade de acumulação adicional ao aumentar o volume do reservatório em $1 m^3$;

$V_{1,2}$ – volume de armazenamento entre o nível 1 e 2 (m^3)

W – largura da zona escavada, (m);

$2b$ – afastamento entre tubagens (m);

η_f – Eficiência hidráulica da filtragem;

v_s – velocidade de sedimentação das partículas alvo (m/s);

θ – ângulo entre parede lateral e eixo da soleira (graus);

y_n – altura crítica na tubagem (m).

1 - INTRODUÇÃO

Serão discutidas neste trabalho soluções sustentáveis na drenagem urbana, que têm a capacidade de integrar o fator urbano, ambiente e paisagismo. Estes sistemas começaram a ser aplicados no Norte da Europa de modo a fazer face às precipitações intensas, controlar a qualidade da água no meio recetor de efluentes pluviais e combater o deficit de água infiltrada no solo devido à impermeabilização massiva do solo em meios urbanos.

A filosofia “*Sustainable Urban Drainage Systems – SUDS*”, é aplicada em diversos países que por via dos custos avultados originados pelas inundações, manutenção e construção de sistemas de drenagem de grandes dimensões para servir grandes áreas impermeabilizadas, necessitaram de abordar a temática da drenagem urbana de forma diferente.

A utilização de metodologias que aproximem a drenagem urbana da forma de controlo que os solos não impermeabilizados permitem, possibilita que se criem zonas verdes em meios urbanos que para além do conceito estético, permitam que sejam utilizadas como equipamentos de drenagem.

Sem necessidade de uma pesquisa aprofundada, facilmente se consegue informações de inundações súbitas em cidades por todo o mundo, quer por via de precipitações intensas anormalmente frequentes, quer por deficiência de funcionamento das redes de drenagem.

A necessidade de reformulação das redes de drenagem com funcionamento deficiente, em cidades históricas com infraestruturas desatualizadas, cria uma oportunidade de corrigirmos os erros criados pela falta de ordenamento do território urbano e desinteresse pela criação de sistemas de drenagem sustentável.

O fator ambiental encontra-se cada vez mais presente em todas as atividades na área da Engenharia Civil, no entanto a temática da sustentabilidade não se tem vindo a aplicar de igual forma nas infraestruturas de drenagem. Começamos a ouvir falar em questões como o Plano de Drenagem de Lisboa com um custo estimado de 170 milhões de euros, com o objetivo de corrigir as súbitas inundações nas zonas baixas da cidade, que ocorrem devido a precipitações intensas e insuficientes áreas permeáveis, originando caudais muito superiores ao suportado pela deficiente rede de drenagem.

Este plano prevê intervenções nas seguintes áreas:

- Controlo na origem;
- Reforço e reabilitação de coletores;
- Desconexão de ligações entre coletores da rede primária e secundária;
- Separação de caudais;
- Minimização de perdas de carga localizadas;
- Criação de reservas de armazenamento;
- Tuneis para o desvio de caudais das zonas baixas.

A urbanização massiva veio alterar tanto a paisagem natural como o ciclo hidrológico, (Figura 1). Vemos desta forma reduzidas as áreas permeáveis e vegetação, as quais permitem intercetar, reter e evapotranspirar a precipitação, bem como favorecer a sua infiltração, registando-se uma redução da recarga da água subterrânea. Os métodos de drenagem tradicionais, com recurso ao encaminhamento dos caudais para redes enterradas foram criados com o intuito de proteger a saúde pública e evitar inundações, sendo muitas vezes em cidades com infraestruturas antigas, misturados efluentes de origem doméstica e pluvial em redes unitárias. Neste tipo de sistemas pode gerar-se um significativo e imprevisível risco de existência de transbordo da rede de drenagem e em estações de tratamento de água, encaminhando diretamente para o meio ambiente efluentes não tratados. No caso de redes de drenagem urbana recentes, encontramos já a separação dos sistemas de drenagem, mas continuamos a transportar por escorrência de águas pluviais em meios urbanos poluentes sem qualquer tratamento, sendo posteriormente encaminhados diretamente para linhas de água.

Num ambiente natural encontramos pântanos, zonas de vegetação intensa que funcionam como mecanismos naturais que promovem a infiltração, evaporação e tratamento de efluentes pluviais.

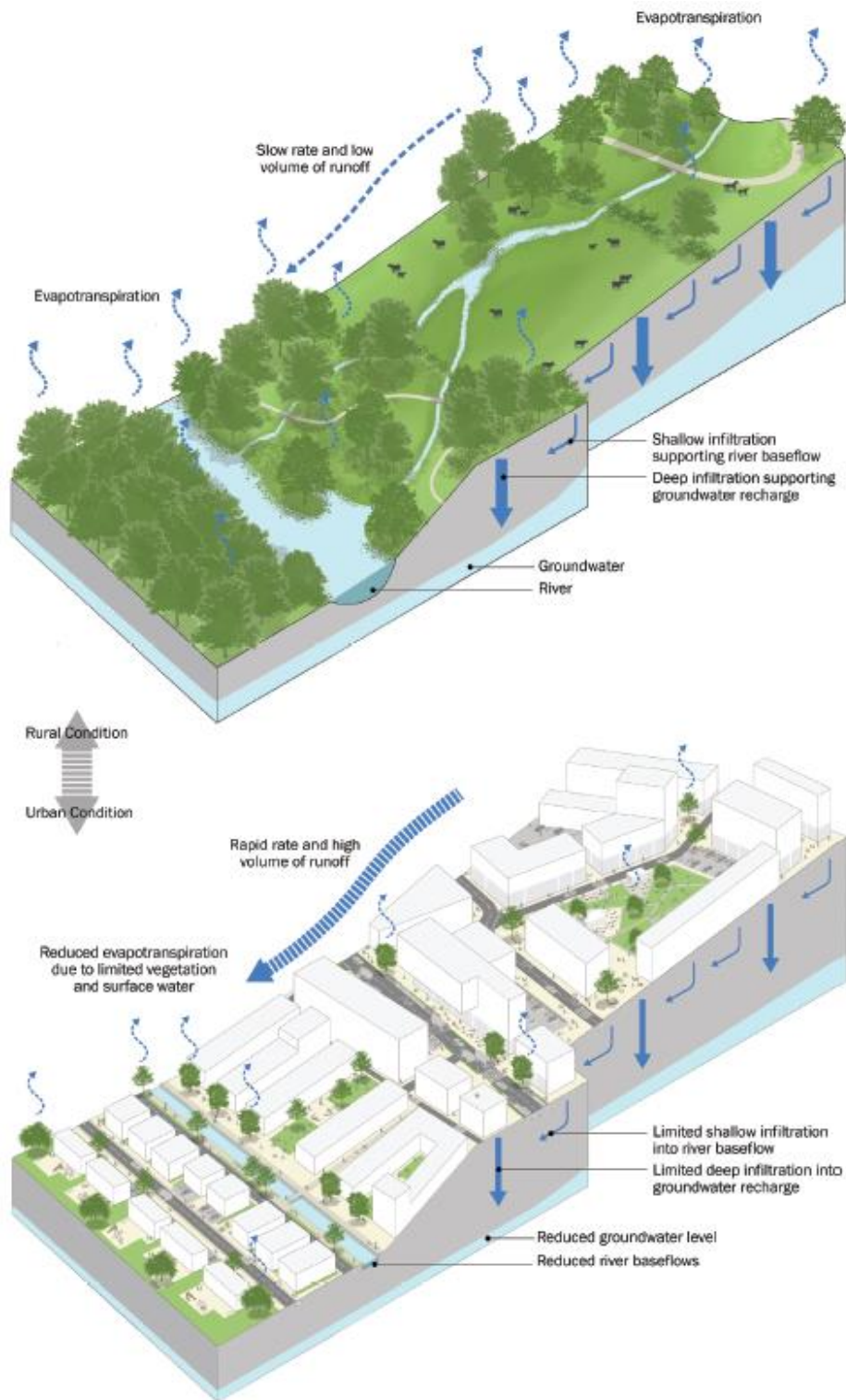


Figura 1 – Impacto da Urbanização no Escoamento de Águas Pluviais (Ballard, et al., 2015)

2 - ABORDAGEM DE CONCEPÇÃO DE SISTEMAS URBANOS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL

2.1 - Introdução

O objetivo da implementação de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável geralmente designada por SUDS, passa por se tentar aproximar o sistema de drenagem urbano ao escoamento natural dos solos.

Este tipo de abordagem à drenagem urbana permite a integração paisagística em meios urbanos dos sistemas de drenagem, por exemplo através da criação de zonas verdes com o objetivo de drenagem e/ou tratamento de efluentes de drenagem, que dependendo da abordagem de dimensionamento, podem ter como objetivo drenar e reter caudais de eventos de precipitação elevada, bem como a manutenção do ciclo hidrológico em meios urbanos, promovendo a infiltração e evapotranspiração de águas pluviais.

A implementação de um SUDS permite-nos:

- Utilizar de processos de tratamento natural associados à vegetação e a ação da luz solar;
- Facilitar a identificação de fontes de contaminação accidental ou crónicas a longo termo;
- Baixar o rácio custo/benefício na remoção de poluentes antes que estes cheguem às águas recetoras do efluente;
- Baixar o rácio custo/benefício em trabalhos de reparação.

Existem fortes indícios de que o clima esteja a sofrer alterações devido às atividades humanas, com invernos mais húmidos e com intensidades de precipitação mais elevadas, que tendem a aumentar o caudal escoado em meios urbanos e rurais, que no caso de cidades com sistemas de drenagem unitários, originam o transbordo e a descarga de esgotos domésticos para o ambiente a céu aberto. A erosão nos terrenos rurais também tende a aumentar, criando impactos ambientais.

Estes impactos podem ainda agravar-se devido à intensificação urbana, aumentando a densidade de áreas impermeáveis que por sua vez aumenta os caudais drenados.

A utilização sustentável da rede de drenagem oferece uma alternativa de gerir a precipitação em meios urbanos, controlando e gerindo os caudais de eventos com diferentes períodos de retorno, ao mesmo tempo que se cria áreas verdes em meio urbano. A utilização de drenagem superficial permite também uma melhor adaptabilidade a alterações climáticas, pois permitem uma maior liberdade na reformulação dos sistemas a um custo inferior ao de um sistema de condutas enterradas, (Figura 2).

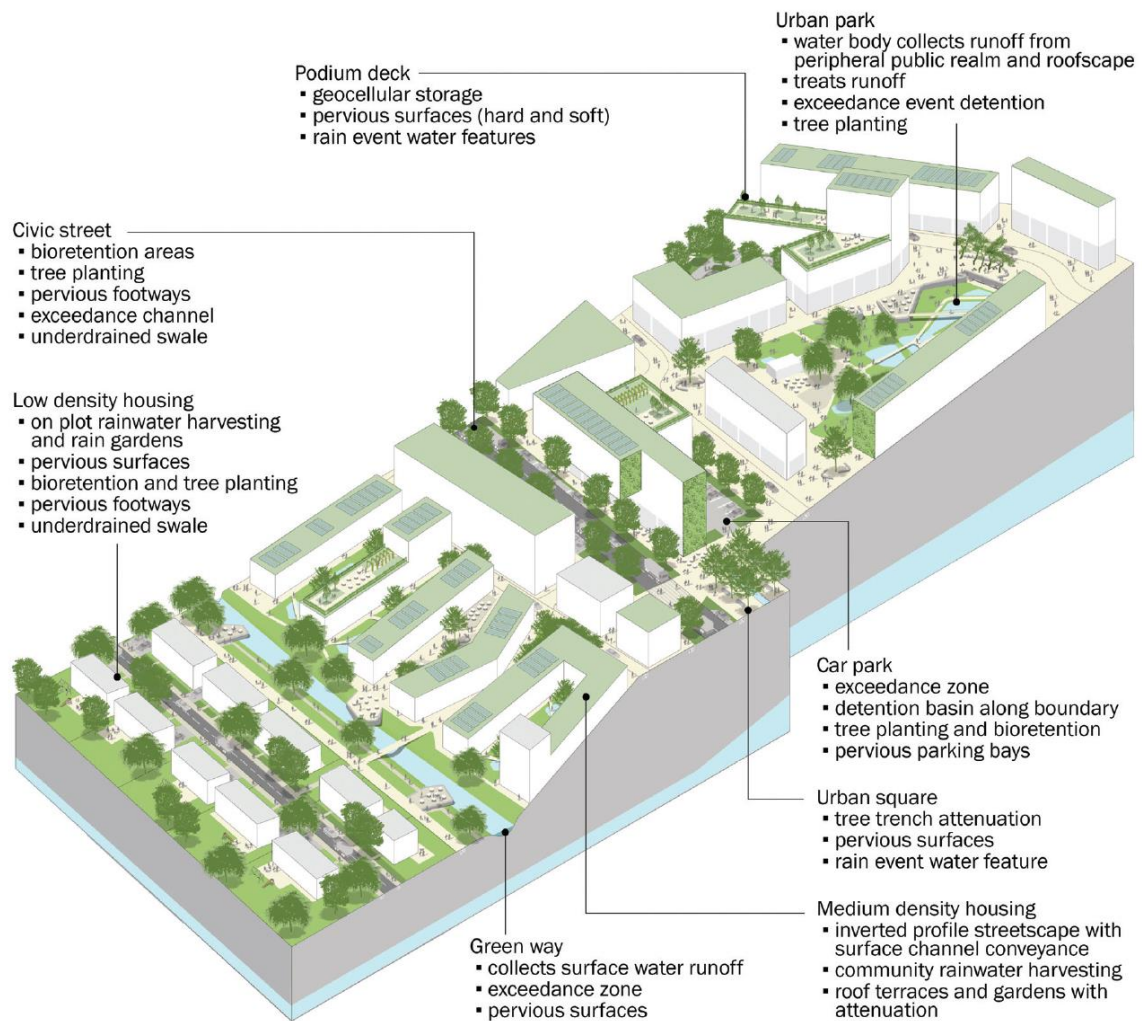


Figura 2 – Exemplos de aplicação de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável em meios urbanos (Ballard, et al., 2015)

Em termos legais, a Diretiva Europeia Quadro da Água, transposta para a legislação Portuguesa através da “Lei da Água” Lei nº 58/2005, 29 de dezembro de 2005 e pelo Decreto-Lei nº 77/2006, de 30 de março, tem como objetivo a proteção das massas de água e assegurar que são tomadas medidas para atingir os objetivos propostos.

A Diretiva Quadro da Água apoia uma aproximação mais sustentável à drenagem através de:

- Estabelecer uma aproximação holística à gestão dos recursos hídricos, com base em bacias hidrográficas, combinando a qualidade da água com a sua quantidade;
- Estabelecer objetivos de qualidade para todas as águas recetoras de modo a atingir a boa qualidade;
- Estabelecer um sistema de classificação da qualidade de águas superficiais, que incluem indicadores químicos, hidromorfológicos e ecológicos;
- Estabelecer um sistema de classificação da qualidade das águas subterrâneas, e requisitos destas massas de água, de modo a não criarem danos aos ecossistemas terrestres;
- Estabelecer controlos em relação à poluição de águas recetoras de fontes difusas e pontuais;
- Prevenir a deterioração da qualidade das linhas de água;
- Promover a utilização da água de forma sustentável baseada na proteção a longo termo dos recursos aquíferos;
- Attingir os objetivos através de um custo eficácia reduzido.

A adoção de medidas para prevenir ou controlar fontes de poluição difusas, é um requisito básico da diretiva, quer isto dizer que todas as descargas provenientes do meio urbano deverão ser geridas de modo a que o seu impacto no meio recetor seja mitigado. Para tal é necessário que os caudais provenientes de meios urbanos sejam abrandados e sejam sujeitos a tratamento. A utilização de uma drenagem sustentável é uma abordagem que permite a abordagem de muitos dos requisitos acima mencionados.

Para além do cumprimento de alguns requisitos acima mencionados, uma drenagem sustentável permite também a gestão de inundações, e a criação de um sistema de drenagem urbano resiliente quanto a questões de alterações climáticas.

2.2 - Princípios de Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável

O principal princípio aplicado à filosofia dimensionamento SUDS é tirar o maior benefício possível de caudais de escoamento de águas pluviais.

Os tipos de benefícios obtidos pela utilização de sistemas de drenagem SUDS de maneira geral podem enquadrar-se em 4 pilares base, (Figura 3).

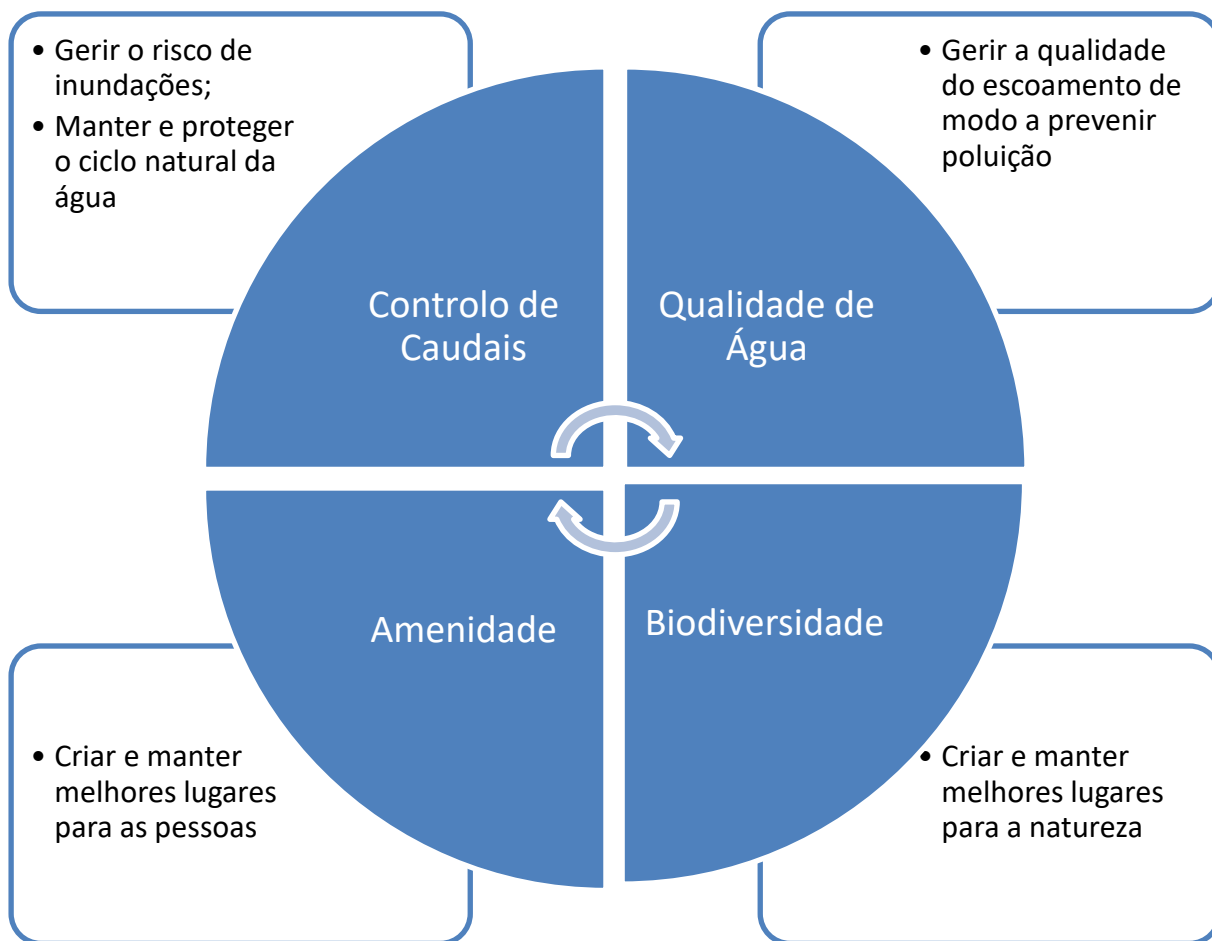


Figura 3 – Pilares base de concepção em Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável

Estes tipos de sistemas deverão ser analisados para todos os tipos de desenvolvimentos urbanos, sendo a sua forma de aplicabilidade dependente das características locais. Os critérios qualidade de água e controlo de caudais serão os principais a ter em causa num sistema de drenagem deste género.

Os princípios apresentados (Figura 3) não são dependentes uns dos outros, podendo um sistema preencher de uma vez os 4 requisitos base.

A aplicação deste tipo de sistemas terá o maior benefício e eficiência quando considerado em fases iniciais de desenvolvimento de sistemas de drenagem ou processos de desenvolvimento urbano.

Tendo em conta que o principal objetivo deste trabalho a apresentação de sistemas urbanos de drenagem sustentável na temática da Engenharia Civil – Ramo de Hidráulica, os critérios Amenidade e Biodiversidade não serão abordados em profundidade.

2.3 - Controlo de Caudal

O controlo de Caudal deve assentar nas premissas de não existir impacto nas pessoas, ambiente e propriedades, devendo ser gerido através do sistema de drenagem, do tempo de concentração e caudal descarregado no meio recetor.

Um controlo de caudal obtido desta forma pode tornar-se mais eficiente para elevadas intensidades de precipitação e para tempos de duração pequenos a médios.

Um caudal de ponta de uma área com elevado grau de impermeabilização é sempre consideravelmente superior à mesma área no seu estado original (permeável). Isto deve-se à diminuição do tempo de concentração originado pelo aumento da velocidade de escoamento, existindo conseqüentemente um aumento da intensidade de precipitação de projeto que origina um caudal escoado elevado, e também à reduzida taxa de infiltração, bem como à redução da retenção de água pela vegetação.

As conseqüências para uma linha de água que receba um caudal de uma determinada área urbanizada são elevadas, desde desassoreamento das margens, transporte de sedimentos, poluição difusa e aumento da velocidade de escoamento.

Na comparação de um hidrograma de uma área pré-impermeabilização e pós-impermeabilização, pode-se observar que o caudal máximo é bastante mais elevado e atingido num período de tempo mais reduzido em situações de pós-impermeabilização que situações de pré-impermeabilização (Figura 4).

O objetivo de um controlo de caudal, é limitar o caudal máximo descarregado pela rede de drenagem ao valor do caudal pré-impermeabilização. Numa fase inicial do escoamento, o caudal atenuado tem um andamento idêntico ao do hidrograma pós-impermeabilização, isto indica que um controlo de caudal apenas tem efeito para caudais elevados, não tendo geralmente

efeitos significativos para caudais reduzidos, que inicialmente eram maioritariamente infiltrados no solo ou evaporavam-se através da evapotranspiração da vegetação.

O comportamento de um hidrograma amortecido em meios urbanos tende a verificar uma ligeira inflexão quando o caudal se aproxima do caudal máximo inicial, a partir do qual entra em funcionamento o controlo de caudal (Figura 5) através de, por exemplo armazenamento temporário de volumes de água, conseguindo-se uma retenção do excesso de caudal mantendo o valor do caudal descarregado igual ao caudal inicial da área em causa, mas por um período de tempo mais elevado.

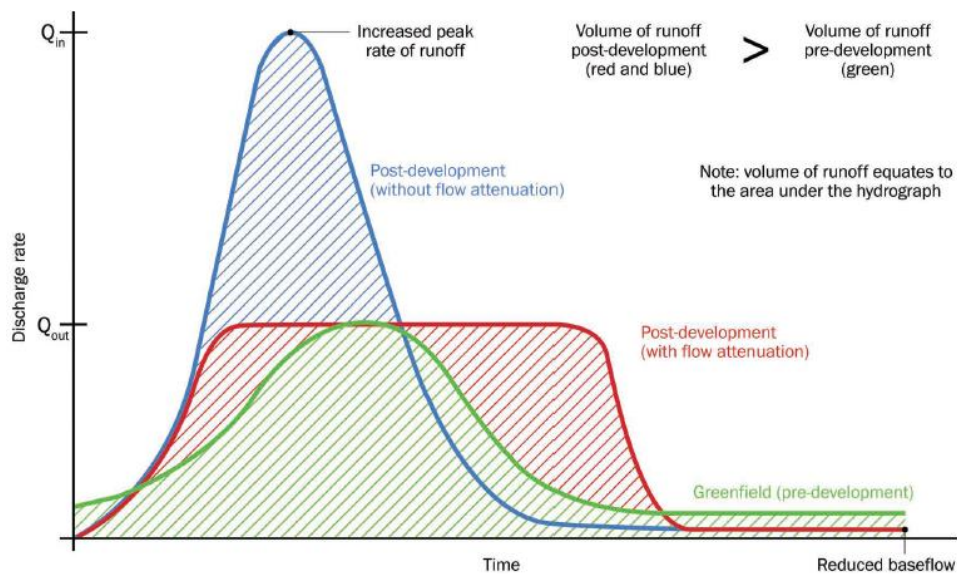


Figura 4 - Comparação entre um hidrograma de uma área impermeabilizada (azul), a mesma área pré-impermeabilização (verde) e a área impermeabilizada sujeita à medidas corretivas (vermelho) (Ballard, et al., 2015)

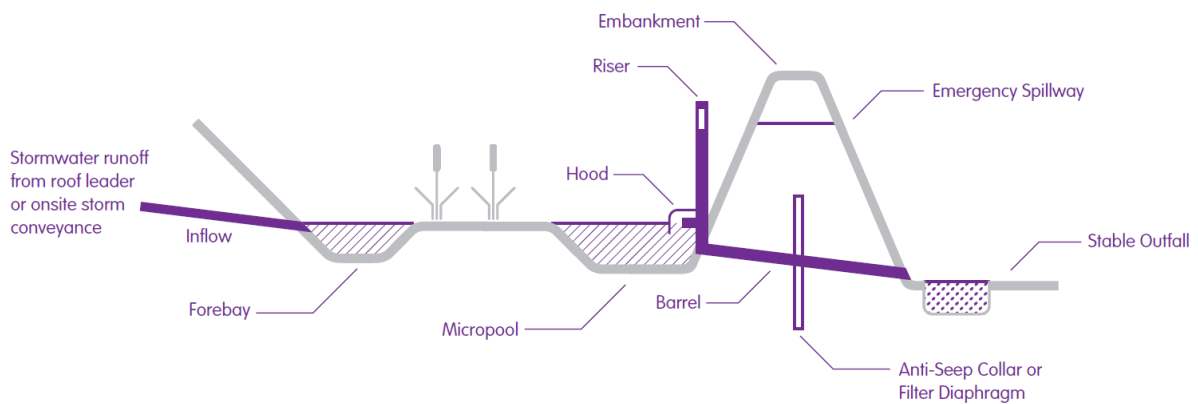


Figura 5 – Exemplo de dispositivos de atenuação de caudais através de armazenamento temporário (NYC Department of Design and Construction, 2010)

Analisando o comportamento de uma atenuação de caudal aplicada ao nível das sub-bacias de uma bacia hidrográfica, pode-se observar que o caudal total originado por diversas sub-bacias cujo caudal tenha sido atenuado para o seu limite pré-impermeabilização continua superior ao caudal inicial, existindo ainda a possibilidade de ocorrência de inundações. Este aumento deve-se ao volume total descarregado ser superior ao volume originado pelo escoamento em terreno vegetal (Figura 6).

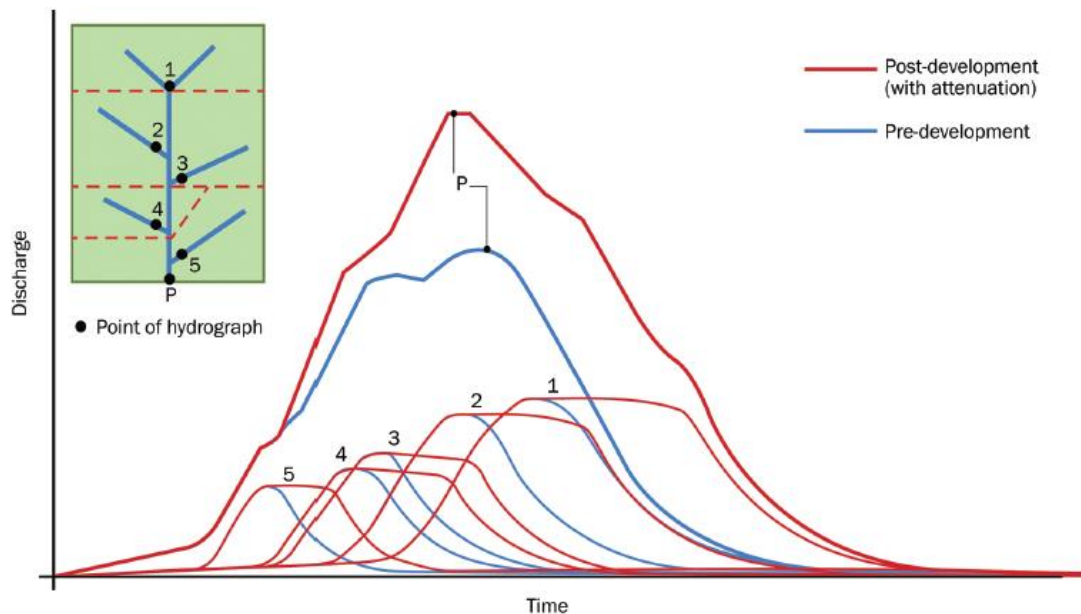


Figura 6 - Exemplo da combinação do efeito de múltiplos sistemas de atenuação (Ballard, et al., 2015)

2.4 - Qualidade da Água

A poluição difusa proveniente de meios de drenagem urbanos é um fator com significado no que toca à qualidade da água nos aquíferos e meios recetores, e igualmente com elevado peso no que toca ao cumprimento da Diretiva Quadro da Água.

O estabelecimento de redes de drenagem urbana tem como objetivo o encaminhamento de águas pluviais provenientes de escorrência superficial, mas ao mesmo tempo que esta é encaminhada através de uma rede de coletores e dispositivos, vários tipos de poluentes arrastados pelas águas pluviais em áreas impermeabilizadas são também transportados.

A utilização de sistemas de drenagem SUDS permite que de forma natural se proceda à remoção e retenção de matérias suspensas no escoamento. Estes dispositivos podem ser integrados na paisagem urbana, sendo facilmente evidente a falta de manutenção do sistema, bem como a integração da sua manutenção na manutenção dos espaços onde se encontram integrados.

O tipo de poluentes encontrados ao nível da drenagem urbana, encontra diretamente relacionado com o tipo de utilização de cada zona, (Tabela 1).

Tabela 1 – Tipo de poluição de zonas impermeáveis (Ballard, et al., 2015)

Tipo de Poluição	Poluentes	Origem
Deposição atmosférica	Fosforo, nitrogénio, enxofre, metais pesados ¹ , hidrocarbonetos, partículas sólidas	Atividades industriais, agrícolas e tráfego rodoviário contribuem para a poluição atmosférica. A chuva ao absorver a poluição atmosférica transporta-a de novo para o nível do solo, encontrando-se presente no escoamento. A poluição atmosférica pode também ser depositada em coberturas de edifícios, posteriormente conduzidas para a rede de drenagem.
Trafego rodoviário - Exaustão	Hidrocarbonetos, cádmio, platina, paládio, ródio	As emissões gasosas de veículos incluem os hidrocarbonetos aromáticos policíclicos, e combustível não queimado e partículas libertadas por catalisadores.
Trafego rodoviário - Circulação	Partículas sólidas, metais pesados ¹	A abrasão dos pneus e a corrosão dos veículos.
Fugas e derrames	Hidrocarbonetos, fósforo, metais pesados ¹ , glicol, álcool	Fugas de óleo de motores, fluidos hidráulicos e anticongelantes. Óleos lubrificantes contêm fósforo e metais.
Lixo / Fezes animais	Bactérias, viroses, fósforo, nitrogénio	Lixo com facilidade de decomposição quando concentrado em grandes quantidades pode favorecer a produção de bactérias. Carcaças de animais em decomposição bem como fezes animais também favorecem a libertação de bactérias para a rede de drenagem.
Vegetação e manutenção de jardins	Fósforo, nitrogénio, herbicidas, inseticidas, fungicidas, matéria orgânica	O corte de relva e folhas são uma fonte de matéria orgânica. Químicos utilizados para proteção de plantas e vegetação podem tornar-se uma fonte de poluição com dimensões significativas.
Erosão do solo	Sedimentos, fósforo, nitrogénio, herbicidas, inseticidas e fungicidas	O escoamento em áreas vegetais com pouca vegetação, pode favorecer a erosão do solo e arrastamento para a rede de drenagem.
Remoção de gelo de estradas	Areia, cloreto, sulfatos, metais pesados ¹ , glicol, cianeto, fosfatos	A remoção de gelo das estradas é comumente feita com recurso ao sal, podendo também conter cianeto e fosfatos como inibidores de corrosão, metais pesados e etileno glicol.
Atividades de limpeza	Sedimentos, fósforo, nitrogénio, detergentes, hidrocarbonetos	A lavagem de veículos e janelas e a lavagem à pressão de superfícies, leva à libertação de sedimentos, matéria orgânica, detergentes e hidrocarbonetos.
Ligações de esgotos domésticos	Bactérias, detergentes, matéria orgânica e têxteis	A ligação acidental (mas ilegal) de esgotos domésticos à rede de drenagem pluvial em zonas com redes do tipo separativas.
Despejo ilegal de químicos e óleos	Hidrocarbonetos, químicos variados	A descarga ilegal de óleos ou outros químicos podem ocorrer ao nível residencial ou industrial.

Nota

1 – Metais pesados incluem: chumbo, cádmio, cobre, níquel, zinco e mercúrio. Nem todos os tipos de metal estão presentes em todos os casos.

O impacto que a urbanização poderá trazer às zonas de descarga de águas pluviais depende do tipo de poluentes, concentração máxima de poluentes e carga total de poluentes.

Ao nível dos impactos nas águas de superfície receptoras do efluente de drenagem urbana, podem ser observadas alterações através do aumento da carga de sedimentos do leito do rio e redução da capacidade de penetração da luz, causando impactos no ecossistema, podendo em casos extremos provocar a eutrofização da zona de descarga.

Pode também ser observada a redução dos níveis de oxigénio natural no caso de existência de poluentes dissolvidos e hidrocarbonetos, acumulação de metais dissolvidos, contaminação de organismos bentónicos e a morte de peixes e animais. Em situações de descargas de efluentes domésticos no meio receptor, pode ocorrer o desenvolvimento significativo do nível de patogénicos, acarretando perigo para a saúde pública.

A poluição de águas subterrâneas, apesar de menos provável, caso ocorra tende a criar situações irreversíveis. A qualidade das águas subterrâneas pode ser colocada em risco em situações de poluição pontual ou poluição difusa, sendo que a alteração da sua qualidade poderá colocar em perigo a biodiversidade, ou saúde pública, dependendo do tipo de utilização dada à massa de água.

A utilização dos dispositivos de drenagem adequados para diminuir o nível de poluentes para valores aceitáveis, diminui o risco de contaminação dos meios receptores provocada pela drenagem urbana e conseqüentemente a melhoria da qualidade da água de forma geral.

A concentração máxima de poluentes ocorre geralmente nas fases iniciais do escoamento, antes de se atingir o caudal máximo originado pela área drenada. Dai a importância de se tratar os volumes de água originados no início do escoamento. Em áreas drenadas com elevados percursos de escorrência superficial sem pontos de recolha intermédios, pode-se observar que nas fases iniciais do evento a concentração de poluentes tem um aumento significativo, vindo depois a decair e a ocorrer um segundo pico de concentração de poluentes que diz respeito ao escoamento de zonas mais distantes da área impermeabilizada, (Figura 7).

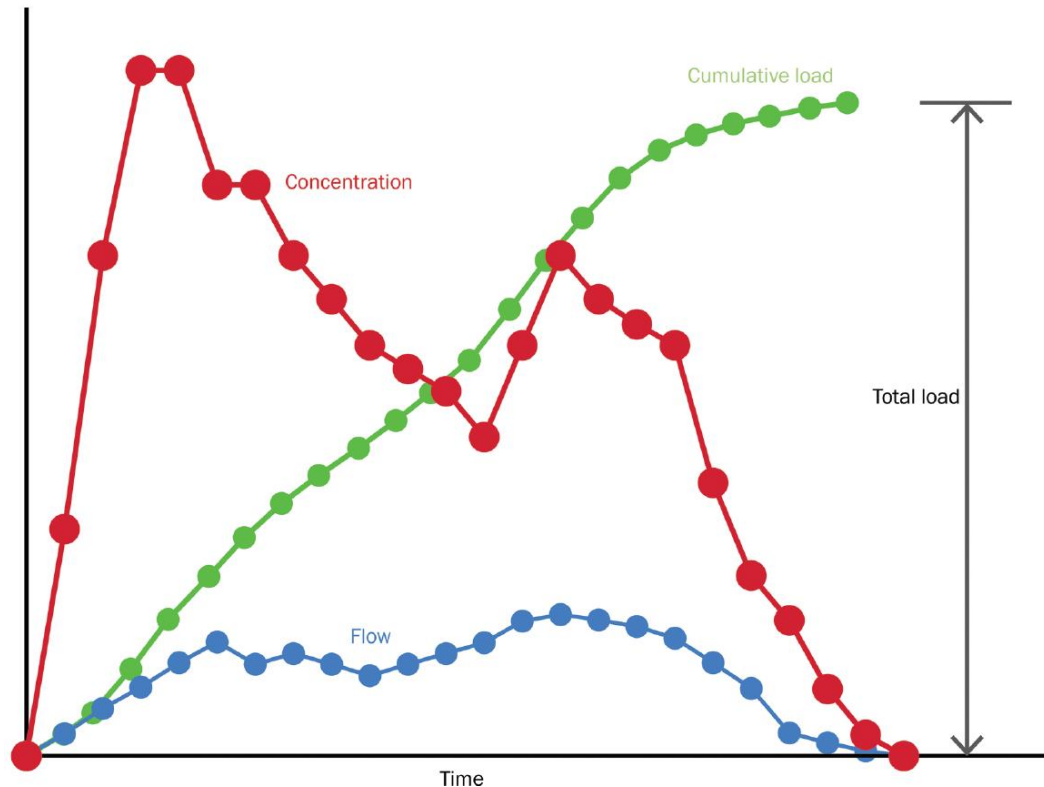


Figura 7 - Exemplo do nível de concentração e carga de poluentes num determinado caudal originado durante um evento de precipitação (Ballard, et al., 2015)

2.5 - Amabilidade

A amabilidade urbana envolve aspetos diversos, de natureza social e económica, tendo como principal objetivo o desenvolvimento do território, geralmente associada a um equipamento ou serviço agradável.

No caso da drenagem urbana, quando levado a cabo um bom planeamento de ordenamento dos territórios, podemos encontrar zonas de valorização das amenidades, como jardins, parques e zonas verdes, que poderão integrar a rede de drenagem como zonas de apoio ao tratamento de efluentes, retenção de caudais em situações de precipitação extremas, criação de linhas de água artificiais ou manutenção e melhoramento das atuais, sempre com o objetivo de criação de ambientes urbanos habitáveis.

Os benefícios da amabilidade urbana proporcionada pela utilização de sistemas de drenagem urbana sustentável podem ser refletidos na melhoria da habitabilidade dos espaços urbanos.

2.6 - Biodiversidade

Da mesma forma que as áreas verdes como jardins, parques e zonas verdes melhoram a amenidade do local de implantação do sistema SUDS, esses mesmos locais proporcionam o desenvolvimento de habitats ou melhoria de habitats existentes. A melhoria da biodiversidade em meio urbano, tem impacto na qualidade de vida dos habitantes e utilizadores das zonas.

O encaminhamento de águas pluviais para dispositivos de drenagem, irá proporcionar o crescimento de plantas, vegetação e animais, podendo-se obter estas melhorias desde o sistema mais pequeno ao mais complexo e de grandes dimensões, fornecendo abrigo e alimento às espécies que nessas zonas se irão estabelecer e desenvolver.

Questões como a biodiversidade em sistemas de drenagem urbana, são temáticas desenvolvidas por ecologistas e ambientalistas, mas como todos os aspetos destes sistemas, é também em termos genéricos uma área transversal às outras especialidades. É de grande importância que a temática de paisagismo e hidráulica tenha conhecimento dos princípios básicos necessários de modo a uma fácil integração e trabalho da equipa de projeto e implementação do sistema.

3 - SISTEMAS PREDIAIS DE APROVEITAMENTO DE ÁGUAS PLUVIAIS

3.1 - Introdução

Os Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais em edifícios, têm vindo a ser adotados em vários países como uma forma de retenção de caudal na origem e/ou servindo também como fonte de reutilização e poupança de água potável fornecida pela rede pública.

Alguns dos benefícios deste tipo de sistema são:

- Ir de encontro algumas necessidades de água do edifício, permitindo benefícios de sustentabilidade no seu funcionamento;
- Redução do volume de água escoado do local;
- Redução do volume de água num sistema de atenuação de um determinado local.

Este tipo de sistemas permite uma variada utilização em situações em que não há necessidade de água potável (descargas de autoclismos, rega, lavagem de pavimentos e automóveis, etc.), podendo ser adotado tanto em edifícios habitacionais como de serviços ou industriais, bem como em sistemas de rega urbanos.

O dimensionamento apresentado apenas terá em conta o dimensionamento do volume de água necessário para o aproveitamento de águas pluviais, podendo ter em conta dois fatores, o aproveitamento de água para reutilização ou controlo de caudais.

As soluções utilizadas nos são geralmente do tipo:

- Sistemas gravíticos;
- Sistemas pressurizados;
- Sistemas mistos.

Em ambos os tipos de Aproveitamento de Água Pluvial, é sempre necessário garantir uma forma de abastecimento alternativo através de rede pública, devendo ser tomadas todas as precauções de modo a evitar a possível contaminação da rede a montante do sistema.

3.2 - Objetivos de Dimensionamento

Aproveitamento de água para abastecimento:

O dimensionamento do sistema é efetuado tendo em conta as necessidades do edifício em causa, sendo o reservatório dimensionado de modo a reter e acumular uma quantidade de água apropriada indo de encontro aos requisitos de funcionamento do edifício.

Este tipo de sistemas não tem em conta a retenção de caudais de cheia pelo que o seu contributo para a retenção de volume de água no sistema de drenagem é considerado como nulo.

Sistema passivo de aproveitamento de água para abastecimento e controlo de caudais:

Neste tipo de sistema o dimensionamento dos reservatórios é efetuado tendo em conta as necessidades de consumo do edifício e o volume necessário para acomodar uma determinada altura de precipitação proveniente de um evento com elevada intensidade.

Pelo facto deste tipo de sistemas terem a capacidade de encaixe de volumes de águas pluviais dependente do balanço entre as necessidades do edifício. Esta capacidade de encaixe é possível de prever com maior precisão em edifícios em que se tenha um volume de água consumido constante, como edifícios comerciais, industriais e urbanizações. Em edifícios do tipo habitacional a probabilidade de o reservatório de ter o volume necessário para receber um determinado volume de água com o intuito de gestão de caudais é baixa.

Sistema ativo de aproveitamento de água para abastecimento e controlo de caudais:

Um sistema onde o reservatório de água seja ativamente gerido garante que este tem a capacidade de ir de encontro aos objetivos da gestão de águas pluviais definida independentemente das necessidades. Nestas situações, antes da ocorrência de um evento com uma determinada intensidade de precipitação, o nível de água existente no reservatório é reduzido para valores que permitem a receção do volume de água recolhido na drenagem de água superficial.

Para que um sistema deste género funcione é aconselhável a existência de sistemas de comunicação entre o equipamento e o centro de previsão.

3.3 - Tipos de Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais

A seleção do tipo de sistema utilizado deverá ser efetuada ponderando os seguintes pontos:

- Tipo de edifício em causa (habitação, serviços ou industrial)
- Constrangimentos a níveis estruturais e/ou de espaço no edifício;
- Acessibilidades para efeitos de manutenção de forma fácil e segura.

A utilização de reservatórios enterrados garante o controlo de temperatura da água armazenada, reduzindo a proliferação de bactérias. No entanto é necessário ter em conta as necessidades da qualidade do terreno de modo a suportarem as sobrecargas geradas pelo reservatório, resistência estrutural contra impulsos quando se encontra vazio e flutuação do mesmo em terrenos com tendência a níveis freáticos elevados.

3.3.1 - Sistemas Gravíticos

Um Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais com funcionamento gravítico compreende a recolha e encaminhamento de águas pluviais provenientes da cobertura de um edifício e o seu armazenamento em reservatório a um nível imediatamente abaixo ao da cobertura, ou em zonas do edifício com cota superior à dos dispositivos a servir de modo a que o seu abastecimento seja gravítico. Este tipo de solução tem uma exploração e manutenção mais económica uma vez que não é necessário recorrer a sistemas de pressurização, mas apresenta custos de construção iniciais mais elevados uma vez que a estrutura do edifício necessita comportar a sobrecarga do peso adicional do reservatório.

Pode também ser considerado um sistema gravítico em sistemas com recolha de água proveniente de coberturas em reservatórios de reduzida dimensão, com montagem apoiada ao nível do pavimento para rega manual de jardins.

Os principais critérios de dimensionamento a ter em conta são:

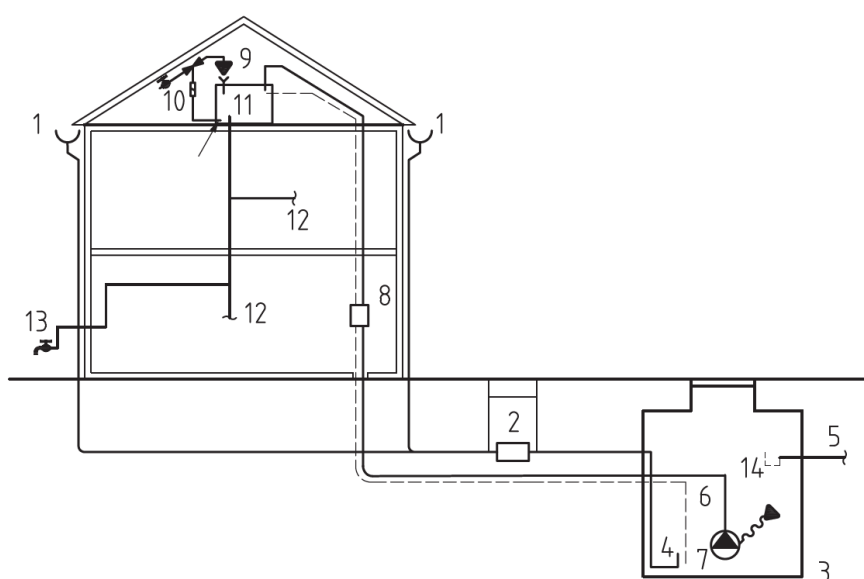
- A capacidade estrutural do edifício de armazenar água numa posição elevada;
- Caudal de recolha de água é limitado á áreas drenadas a uma cota superior à do reservatório;
- Pressão de funcionamento limitada;
- Temperatura da água armazenada favorável à proliferação de bactérias.

3.3.2 - Sistemas Pressurizados

Um sistema pressurizado contempla a utilização de um equipamento de pressurização para abastecimento da rede de distribuição de água não potável.

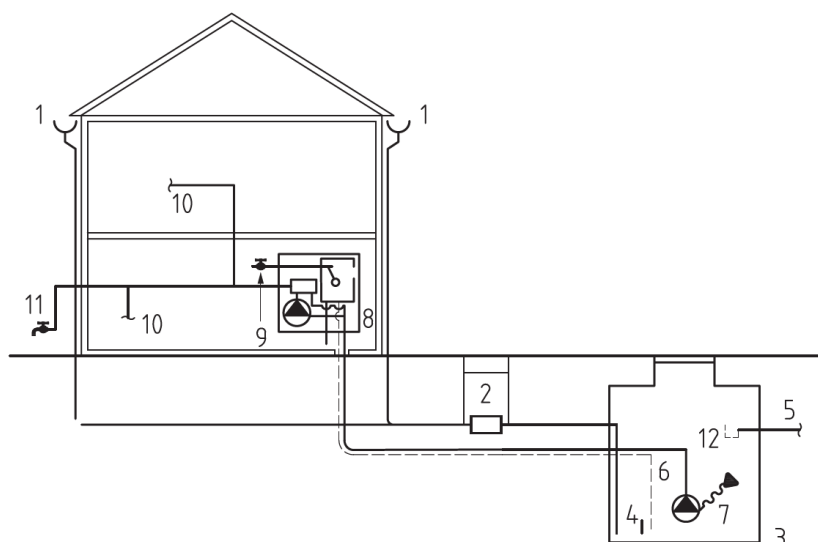
Existe a possibilidade de utilização de dois tipos de bombagem:

- Bombagem com armazenamento acima da cota dos dispositivos de utilização, (Figura 8);
- Bombagem direta para a rede de distribuição, (Figura 9).



- Key**
- 1 Gutter/downpipe
 - 2 Filter
 - 3 Storage tank
 - 4 Calmed inlet
 - 5 Overflow pipe
 - 6 Sensor/float switch
 - 7 Submersible pump with floating extraction
 - 8 Pump control with dry-running protection
 - 9 Type AA air gap in accordance with BS EN 1717 and BS EN 13076
 - 10 Solenoid valve for back-up water supply
 - 11 Cistern in loft
 - 12 Non-potable applications, e.g. WC, washing machine
 - 13 Garden tap
 - 14 Optional outlet trap

Figura 8 – Esquema conceptual de um Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais com bombagem e reservatório elevado (BSI, 2013)



Key

- 1 Gutter/downpipe
- 2 Filter
- 3 Storage tank
- 4 Calmed inlet
- 5 Overflow pipe
- 6 Sensor/float switch
- 7 Floating extraction
- 8 Module including pump, pump control with dry-running protection and back-up water supply with Type AB air gap in accordance with BS EN 1717 and BS EN 13077
- 9 Back-up water supply
- 10 Non-potable applications, e.g. WC, washing machine
- 11 Garden tap
- 12 Optional outlet trap

Figura 9 - Esquema conceptual de um Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais com abastecimento de dispositivos diretamente através de bombagem (BSI, 2013)

3.4 - Dimensionamento de Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais

O dimensionamento de Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais, deverá ter em conta cinco fatores de dimensionamento:

Precipitação Média Anual - deverá recorrer a séries históricas de precipitação correspondentes a períodos não inferiores a 10 anos para a obtenção de valores;

Intensidade de Precipitação – o calculo do valor de intensidade máxima de precipitação deverá ser obtido através do Anexo IX do Decreto Regulamentar nº. 23/95, de 23/8, sendo usualmente utilizados os valores de precipitação de dimensionamento de redes de drenagem de águas pluviais prediais tendo em conta um período de retorno de 5 anos para um tempo de concentração de 5 minutos.

Consumos – o consumo de água não potável pode ser determinado com base em valores de referência tabelados, (Tabela 2).

Tabela 2 – Consumos de água não potável (ANQUIP, 2015)

CONSUMOS UNITÁRIOS E ANUAIS POR DISPOSITIVO OU UTILIZAÇÃO				
Dispositivo ou utilização		Consumo unitário	Consumo anual estimado	
Autoclismos (categoria "A") ¹ em residências		24 l/(pessoa.dia)	8800 l/pessoa	
Autoclismos (categoria "A") ¹ em edifícios de serviços (escritórios, etc.)		12 l/(pessoa.dia)	4400 l/pessoa	
Autoclismos (categoria "A") ¹ em edifícios escolares		6 l/(pessoa.dia)	2200 l/pessoa	
Lavagem de roupa (máquina da categoria "A") ²		10 l/(pessoa.dia)	3700 l/pessoa	
Limpezas gerais	Lavagem de pavimentos	5 l/m ²	1000 l/pessoa ³	
	Lavagem de automóveis (self-service)	50 l/automóvel		
Zonas verdes (valores para anos médios) ⁴	Valores totais (em 6 meses) - Abril a Set. -	Relvados ⁵	450 a 800 l/m ²	
		Jardins ⁶	60 a 400 l/m ²	
		Campos de golfe ^{7,8}	200 a 450 l/m ²	
	Valores máximos (por dia) - no Verão -	Relvados ⁵	5 a 7 l/m ²	-
		Jardins ⁶	1,5 a 5 l/m ²	-
		Campos de golfe ^{7,8}	2 a 4,5 l/m ²	-

¹ Autoclismo de 6 litros com dupla descarga.

² Máquina com consumo de 9 a 12 litros por kg.

³ Trata-se de uma estimativa grosseira para residências, pois o global pode variar de forma muito significativa.

⁴ Considera-se que, em Portugal, a rega de espaços verdes deve ser considerada como uma utilização temporalmente limitada nos SAAP, dado que as maiores necessidades de rega surgem nos períodos de estiagem mais prolongados. Por este motivo, entende-se que não há interesse em considerar valores totais superiores aos indicados como estimativas médias semestrais. Deve ainda salientar-se a tendência actual para a realização de jardins sem necessidade de rega.

⁵ Função do tipo de relva, do tipo de solo e da zona do país.

⁶ Função do tipo de culturas, do tipo de solo e da zona do país (considerando um misto de relvados e zonas arbustivas).

⁷ Valor médio, ponderando as áreas destinadas a *greens e tees*, a *fairways e surrounds*, a *roughs e semi-roughs* e a zonas de enquadramento.

⁸ Função do tipo de solo e da zona do país.

Nível de ocupação – a ocupação dos edifícios é obtida através do tipo de utilização e geralmente determinada no início do projeto.

Coefficientes de escoamento – o coeficiente de escoamento é obtido através de valores tabelados (Tabela 3), que contêm diferentes coeficientes, tendo em conta o tipo de cobertura.

Tabela 3 – Valores recomendados para o coeficiente de escoamento C em coberturas (ANQUIP, 2015)

Tipo de cobertura	Valor de C a considerar quando o dimensionamento da cisterna seja feito com base nas pluviosidades médias mensais	Valor médio de C a considerar para a pluviosidade anual
Coberturas impermeáveis (telha, betão, etc.)	0,80	0,80
Coberturas verdes intensivas, sem rega (espessura $e > 150$ mm)	De acordo com estudo experimental	0,30
Coberturas verdes extensivas, sem rega (espessura $e \leq 150$ mm)	De acordo com estudo experimental	0,50

3.4.1 - Dimensionamento Hidráulico segundo a Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais

Este dimensionamento proposto pela Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais, têm apenas em conta a necessidade de água não potável a abastecer e a área que contribui para a recolha de águas pluviais, não sendo neste dimensionamento dada importância relativamente ao controlo de caudais.

3.4.1.1 - Desvio das Primeiras Águas

Tendo em conta a variabilidade de áreas expostas à precipitação que origina escorrências passíveis de recolha para aproveitamento, deverá analisar-se as possibilidades de existência de contacto de superfícies com fontes poluidoras, como pavimento rodoviários e de estacionamento automóveis suscetíveis à existência de hidrocarbonetos.

Uma vez que o território nacional é alvo de grandes períodos sem precipitação, é recomendável que as primeiras águas não sejam aproveitadas uma vez que existe a possibilidade de estas transportarem uma elevada quantidade de matéria poluente. Para tal é aconselhado a utilização um dispositivo para desvio do escoamento inicial (first flush), preferencialmente de funcionamento automático.

Os dispositivos de desvio de escoamento inicial podem ter em conta dois fatores, o volume de água desviado e tempo de desvio. De acordo com a ANQUIP, poderá recorrer-se à Equação 3.1 para a determinação do volume a desviar, é recomendado que neste caso e na ausência de dados ou estudos das condições locais que corresponda a um volume mínimo correspondente a uma altura de precipitação de 2 mm, no caso de ser adotado o fator tempo de desvio, este não deverá ser inferior a 10 minutos após longos períodos sem precipitação.

$$V_d = P_d \cdot A \quad (3.1)$$

Onde:

V_d – Volume a desviar do sistema (litros);

P_d – Altura de precipitação a desviar (mm);

A – Área de captação (m^2).

3.4.1.2 - Volume de Água Aproveitável

A Equação 3.2 é recomendada para a determinação do volume anual de águas pluviais a aproveitar.

$$V_a = C \cdot P_a \cdot A \cdot \eta_f \quad (3.2)$$

Onde:

V_a – Volume anual de água pluvial aproveitável (litros);

C – Coeficiente de escoamento;

P_a – Precipitação média anual no local da instalação (mm);

η_f – Eficiência hidráulica da filtragem (geralmente 0,9 salvo informação em contrário).

3.4.1.3 - Reservatórios e Filtros

Os reservatórios de SAAP de uma forma geral deverão garantir as mesmas condições que reservatórios de água potável, tais como zonas angulosas boleadas, inclinação no fundo para zona de descarga, sistema de descarga de fundo, ventilação e acesso de manutenção. Deverão ser abrigados da luz e instalados de forma a manter uma temperatura que não favoreça o desenvolvimento de microrganismos ou temperaturas negativas.

Na entrada do reservatório é recomendado a instalação de um filtro (malha 0,2 mm a 0,8mm) e descarga de superfície. Deverá igualmente ser instalado um sistema que reduza a turbulência na entrada do reservatório de modo a não favorecer a ressuspensão de partículas já decantadas.

A aspiração deverá ser efetuada através de sistemas anti vórtice ou a baixas velocidades, de preferência através de toma de água flutuante, a uma altura de 10 a 15cm abaixo da linha de água.

Todo o sistema deverá permitir uma fácil manutenção, sendo dotado de válvulas de seccionamento à entrada e saída bem como em ligações entre diferentes células.

É recomendável que o volume total seja no mínimo superior em 20% ao volume útil. Os períodos de reserva a ter em conta no dimensionamento deverão ser entre os 20 e 30 dias, podendo caso as condições de armazenamento permitam, prolongar-se a um máximo de 90 dias.

Num dimensionamento simplificado para utilização em edifícios habitacionais, administrativos e serviços, onde o consumo de água é uniforme, pode-se recorrer a um sistema de equações para o dimensionamento simplificado apresentado nas Equações 3.3, 3.4 e 3.5.

$$V = \text{Min}\{V_1 \text{ ou } V_2\} \quad (3.3)$$

com

$$V_1 = 0,0015 \cdot P_a \cdot A \cdot N \quad (3.4)$$

e

$$V_2 = 0,003 \cdot U \cdot C_{AE} \cdot N \quad (3.5)$$

Onde:

V – Volume do sistema (litros);

V1 – Volume aproveitável (litros);

N – Número máximo de dias de retenção da água no reservatório;

V2 – Volume consumido (litros);

U – Numero de utilizadores do edifício;

C_{AE} – Consumo anual estimado (litros).

Na análise de sistemas de dimensionamento mais complexos deverá ser tida em conta em situações como:

- Sistemas de grande dimensão;
- Situações com consumos irregulares e/ou sazonais;
- Otimização de volume do reservatório;

São geralmente utilizados métodos tradicionais de otimização de volumes, através das diferenças de volumes, exigindo dados de precipitações locais e diagramas de consumo do edifício.

3.4.2 - Dimensionamento Hidráulico segundo a British Standard

O dimensionamento segundo a British Standard **BS 8515:2009 + A1:2013**, utilizado no Reino Unido, apresenta seis métodos distintos de dimensionamento do sistema de aproveitamento de águas pluviais:

- Método simplificado – armazenamento de água;
- Método intermédio – armazenamento de água;
- Método simplificado de gestão de caudais – controlo de caudais passivo;
- Método intermédio de gestão de caudais – controlo de caudais passivo;
- Método detalhado de gestão de caudais – controlo de caudais passivo
- Método de gestão de caudais – controlo de caudais ativo.

Este dimensionamento tem em conta fatores como:

- Consumo regular de água não potável;
- Área que contribui para a recolha de água pluvial;
- Características locais de precipitação;
- O tipo de utilização aplicável à utilização do tanque.

Este tipo de sistemas pode também ser dimensionado através de uma modelação matemática, tendo em conta o consumo de água não potável, series de precipitação locais e modelo de escoamento, na maioria das situações, pode-se aplicar aproximações simplificadas apresentadas neste capítulo.

Em qualquer dos casos é assumido que existe um procura diária regular, caso exista uma procura não usual deve-se partir do dimensionamento através de modelo matemático.

3.4.2.1 - Armazenamento de água pluvial para abastecimento

O dimensionamento do reservatório para armazenamento de água é geralmente baseado num valor inferior a 5% da procura de água anual no edifício ou 5% do caudal anual originado pela superfície drenada. Assume-se que a percentagem proposta de 5% do ano (18 dias) é tempo suficiente para que a precipitação obtida se aproxime da precipitação média.

Método simplificado

Neste método a **BS 8515:2009 + A1:2003** apresenta uma representação gráfica que permite a determinação do volume do reservatório de acumulação de água pluvial (Figura 10), tendo em conta fatores como o número de ocupantes, área drenada e precipitação média anual, sendo assumido um coeficiente de escoamento de 80%, consumo de 50 l/ocupante/dia e um armazenamento de 18 dias.

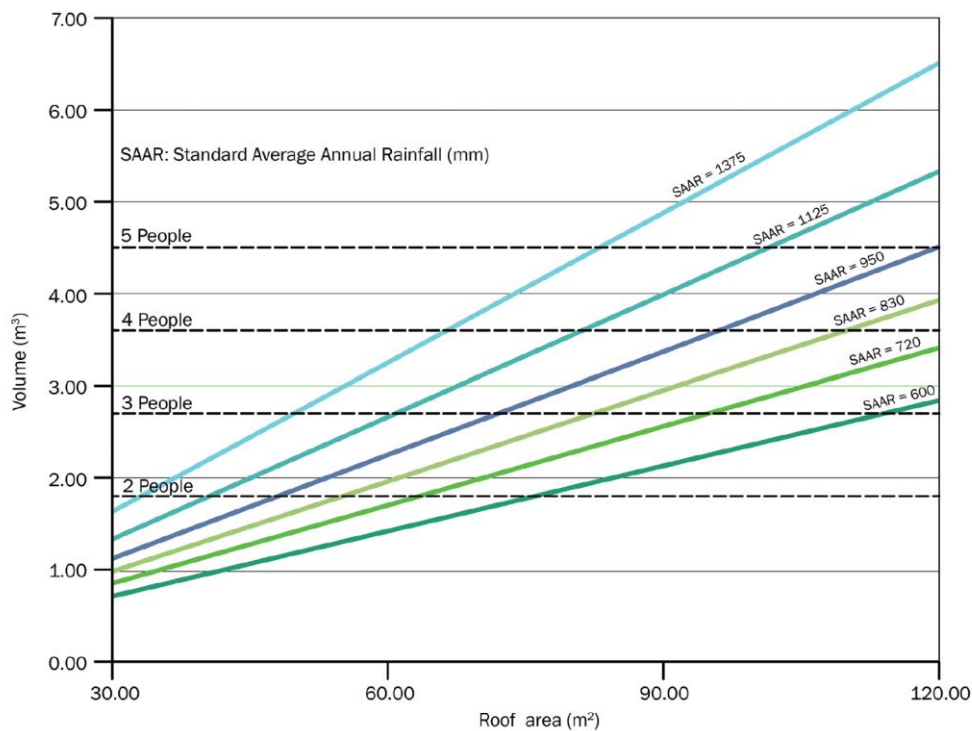


Figura 10 – Dimensionamento de reservatórios em Sistema de Aproveitamento de Águas Pluviais, método simplificado (Ballard, et al., 2015)

Método Intermédio

Este método consiste no calculo do menor valor de 5% da necessidade de água anual no edifício e 5% do caudal anual originado pela superfície drenada. Como já referido os 5% representam aproximadamente 18 dias que é um valor conservativo necessário para assegurar o armazenamento do volume de água requerido, não tendo em conta a variabilidade dos padrões de precipitação e necessidade de água do edifício.

A determinação de 5% do escoamento médio anual originado pela precipitação é dado pela Equação 3.6.

$$V_p = A \cdot C \cdot P_a \cdot \eta_f \cdot 0,05 \quad (3.6)$$

Onde:

V_p – 5% do volume anual de água pluvial produzido (litros);

C – Coeficiente de escoamento;

P_a – Precipitação média anual no local da instalação (mm);

A – Área de captação (m^2);

η_f – Eficiência hidráulica da filtragem.

Como alternativa, pode ser tido em conta a Equação 3.7, que tem em conta o numero de eventos de precipitação no ano, bem como as perdas iniciais.

$$V_p = [P_a - (150 \cdot d_a)] \cdot C_2 \cdot \eta_f \cdot A \cdot 0,05 \quad (3.7)$$

Onde:

C_2 – Coeficiente de escoamento após preenchimento das depressões;

d_a – Volume de água armazenado nas depressões do plano que origina o escoamento (mm);

Na determinação das necessidades de água não potável para um determinado edifício, é considerada a Equação 3.8.

$$N_a = U \cdot V_d \cdot 365 \cdot 0,05 \quad (3.8)$$

Onde:

N_a – 5% da necessidade anual de água não potável (litros);

U – Numero de utilizadores do edifício;

V_d – Volume de água diário necessário por ocupante (litros).

3.4.2.2 - Armazenamento de água pluvial para controlo de caudais com controlo passivo

Este tipo de dimensionamento, considera que o reservatório tem capacidade para armazenamento de uma precipitação com intensidade considerada adequada ao projeto e a necessidade de água é superior à pluviosidade média anual.

O dimensionamento de um reservatório para reutilização de água pluvial para um determinado edifício, tem variáveis como a ocupação do edifício e as necessidades reais de água, ou a sazonalidade dos eventos de precipitação.

Relativamente à sazonalidade dos eventos de precipitação, quando se prevê que esta tenha impacto no funcionamento do sistema e/ou do edifício, deverá ser efetuada uma análise de dados meteorológicos disponíveis.

O nível de ocupação de um edifício e as necessidades de água, podem não ir de encontro ao previsto em projeto, sendo que a pior situação no que diz respeito ao controlo passivo de caudais é que estes valores sejam inferiores aos previstos, originando que o volume de água no reservatório não seja suficientemente baixo para que num dado evento de precipitação este possa acomodar todo o volume originado. Neste caso na determinação de caudais a escoar pela rede urbana, é considerado que num conjunto de edifícios com controlo de caudal de água pluvial individual, 30% não consegue ter o volume necessário no reservatório para comodar o volume de água originado pelas superfícies impermeáveis.

A incerteza relativa ao nível de ocupação de um edifício e necessidades de água, é inferior caso o sistema de reutilização de água seja do tipo comunitário, abrangendo uma série de edifícios do tipo habitacional, bem como a incerteza quanto às necessidades de água em edifícios comerciais tem uma previsibilidade maior.

Método Simplificado

Neste método o rácio V_p/N_a , deverá ser inferior a 0,7. Desta forma calcula-se separadamente a componente volume de água necessário para utilização no edifício e volume de água necessário para atenuação de caudais, somando-se no final os dois volumes necessários. Caso exista uma procura três vezes superior ao volume anual produzido ($V_p/N_a < 0,33$), o volume total necessário será limitado ao volume necessário para controlo de caudais. A determinação do volume é obtida através das Equações 3.9 a 3.13.

Quando:

$$N_a - 3,0 \cdot V_p < 0 \quad (3.9)$$

Temos:

$$Volume\ total = V_A \quad (3.10)$$

com:

$$V_A = \frac{A \cdot P \cdot C \cdot \eta_f}{1000} \quad (3.11)$$

Quando:

$$V_p / N_a < 0,7 \quad (3.12)$$

Temos:

$$Volume\ total = V_A + V_P \quad (3.13)$$

Onde:

V_A – Volume total armazenado (m^3);

P – Precipitação de projeto (mm).

Método Intermédio

Este método efetivamente é apenas o método simplificado com alteração dos pressupostos. Assume-se nesta forma que o rácio V_p/N_a , se encontra compreendido entre 0,33 e 0,7, considerando-se que a água no interior do reservatório pode ser descarregada de modo a reduzir a necessidade do volume no reservatório de aproveitamento de água pluvial. O dimensionamento tem em conta então as Equações 3.11 a 3.13.

Método Detalhado

Neste tipo de dimensionamento existe a possibilidade de dimensionamento do sistema para um rácio $V_p/N_a < 0,9$, sendo que esta metodologia evita a análise de séries de precipitação contínuas, (Ballard, et al., 2015). Não é previsto que o caudal seja retido na totalidade dos eventos, sendo admitido que o sistema tem capacidade para controlo de caudal em 90% das situações.

A determinação do volume necessário para o reservatório é obtida através das Equações 3.14 a 3.26.

Quando:

$$0,33 < V_p/N_a < 0,7 \quad (3.14)$$

Temos:

$$Volume\ total = V_A + V_p \quad (3.15)$$

com:

$$V_A = A \cdot P - 0,5 \cdot (N_a - V_p) \quad (3.16)$$

Quando:

$$D_N - 3,0 \cdot V_p < 0 \quad (3.17)$$

Temos:

$$V_A = \left[\frac{A \cdot (P \cdot C \cdot \eta_f - P_{50} + P_{Ad})}{1000 \cdot V_{50}} \right] + 1,0 \quad (3.18)$$

Determinação de P_{50} :

$$P_{50} = \frac{1000 \cdot C_S}{A} \quad (3.19)$$

se $V_p/N_a < 0,6$:

$$C_S = 1 \quad (3.20)$$

se $0,6 < V_p/N_a < 0,9, P_a < 750mm$

$$C_S = -0,677 \cdot (V_p/N_a) + 1,40 \quad (3.21)$$

se $0,6 < V_p/N_a < 0,9, P_a > 750mm$

$$C_S = -0,847 \cdot (V_p/N_a) + 1,49 \quad (3.22)$$

Determinação de P_{Ad} :

$$P_{Ad} = 31,06 \cdot (V_p/N_a)^2 + 15,08 \cdot (V_p/N_a) + 0,36 \quad (3.23)$$

Determinação de V_{50} :

$$\text{se } V_p/N_a < 0,6: \quad (3.24)$$

$$V_{50} = 1$$

se $0,6 < V_p/N_a < 0,9, P_a < 750mm$

$$V_{50} = -3,29 \cdot (V_p/N_a)^2 + 4,16 \cdot (V_p/N_a) - 0,3 \quad (3.25)$$

se $0,6 < V_p/N_a < 0,9, P_a > 750mm$

$$V_{50} = -4,06. (V_p/N_a)^2 + 4,94. (V_p/N_a) - 0,5 \quad (3.26)$$

Onde:

P_{50} – Precipitação efetiva (P. C. η_f) que é servida por $1m^3$ de volume do reservatório (mm);

V_{50} – Proporção efetiva de capacidade de acumulação adicional ao aumentar o volume do reservatório em $1m^3$;

C_S – Coeficiente função de V_p/N_a ;

P_{Ad} – Precipitação efetiva adicional face à incerteza de disponibilidade de capacidade de armazenamento (mm).

3.4.2.3 - Gestão de caudais com controlo ativo

Este método é utilizado em zonas sensíveis a inundações e onde seja crucial que o sistema de aproveitamento de água pluvial garanta uma determinada atenuação de caudal. Parte-se do princípio que o sistema de controlo ativo garante que o volume do reservatório seja utilizado na totalidade para o armazenamento de um evento de precipitação previsto. Este tipo de sistema permite assim que o nível de água armazenada atinga o limite do volume destinado para a atenuação de caudal, existindo uma descarga do reservatório de modo a garantir que esse mesmo volume necessário para efeitos de atenuação se encontra disponível em caso de ocorrer um evento de precipitação.

A ação de descarga do reservatório não é efetuada imediatamente após a ocorrência de um evento de precipitação, sendo efetuada quando o caudal descarregado não crie efeitos negativos ao sistema de drenagem a jusante. Para algumas bacias urbanas, a duração crítica do sistema de atenuação de caudal é elevado, pelo que será necessário determinar a duração crítica da bacia de modo a se determinar a altura indicada para a descarga do caudal retido (Figura 11). Se o período de espera entre o evento de precipitação e a descarga do reservatório for elevado, o risco estatístico de ocorrência de outro evento aumenta, apesar de pouco provável.

Os benefícios de utilização de controlo ativo do reservatório são:

- Volumes de armazenamento de água reduzido para rácios $V_p/N_a > 0,7$;
- Possibilidade de utilização do sistema para rácios $V_p/N_a > 1,0$;
- O pressuposto de 30% da totalidade dos sistemas de aproveitamento de água pluvial de um conjunto de edifícios não garantir o armazenamento da precipitação de projeto não é aplicável.;

Quando os sistemas de aproveitamento de água pluvial de uma determinada bacia são tidos em conta no dimensionamento de um sistema de controlo de caudais urbano, o volume necessário para armazenamento para a totalidade da bacia pode ser reduzido.

O dimensionamento destes sistemas deve ser efetuado de forma análoga ao dimensionamento de sistemas passivos através do método intermédio tendo em conta o rácio $V_p/N_a < 0,7$ aplicando as Equações 3.11 e 3.13.

O dimensionamento deverá também resultar num volume inferior ao método detalhado para o mesmo tipo de sistemas, tendo em conta o rácio $V_p/N_a > 0,7$, aplicando as Equações 3.14 a 3.26.

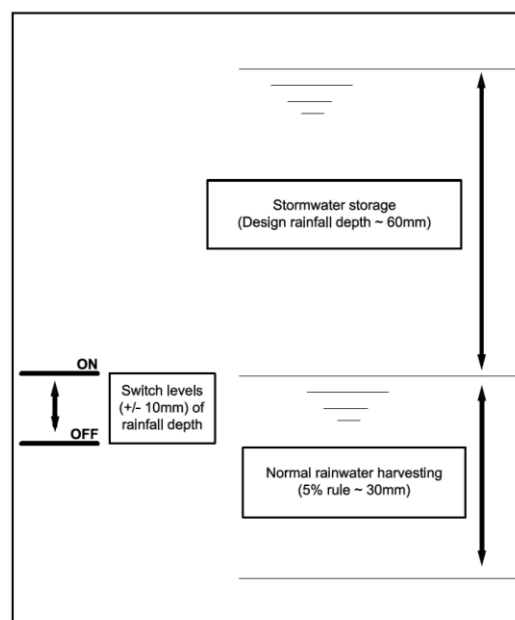


Figura 11 – Esquema de funcionamento de sistema de controlo ativo de reservatórios de atenuação de caudal (BSI, 2013)

3.5 - Coberturas ajardinadas

Coberturas ajardinadas consistem em coberturas de edifícios com vegetação como revestimento final, com benefícios estéticos, valor ecológico, em alguns casos melhorias térmicas do edifício em termos de redução de temperatura dos edifícios e redução de caudal inicial de águas pluviais face à mesma área sem vegetação. Uma cobertura ajardinada bem desenvolvida irá necessitar a colaboração entre várias especialidades como, Estabilidade, Hidráulica, Arquitetura, Paisagismo e Agronomia, podendo esta solução ser aplicada tanto em coberturas visitáveis, como não visitáveis, Tabela 4.

Podem ser integrados em sistemas de aproveitamento de águas pluviais, servindo estes como retenção natural de detritos e de atenuação do caudal a entrar no reservatório de acumulação. Geralmente a sua aplicação dá-se em coberturas de grandes dimensões, onde o caudal gerado é elevado e as perdas para o substrato não causam perdas na capacidade de abastecimento de água não potável.

Tabela 4 - Tipos de Coberturas Ajardinadas (Ballard, et al., 2015)

Tipo	Coberturas não visitáveis	Coberturas visitáveis
Acessibilidade	Acessíveis para efeitos de manutenção	Utilização tipo espaço publico ou jardim
Espessura de camadas constituintes do substrato	20 a 150mm	Superior a 150 mm
Rega	Durante crescimento inicial de plantas	Ocasional a frequente
Manutenção	Mínima a nenhuma	Pouca a elevada
Vantagens	Sobrecarga estrutural reduzida; Adequado para coberturas com inclinações até 1:3; Necessidade de rega reduzida; Adequado para situações de reabilitação; Custo de construção reduzido.	Condições de desenvolvimento da vegetação mais favoráveis; Contribuição para o comportamento térmico do edifício; Cria um ambiente envolvente aprazível; Acessível para efeitos recreativos; Boa capacidade de retenção de caudais.
Desvantagens	Reduzidas capacidades de desenvolvimento da vegetação; Reduzida contribuição para o comportamento térmico do edifício; Reduzida retenção de caudais.	Sobrecarga estrutural elevada; Necessidade de rega elevada; Custo de construção elevado

Uma cobertura ajardinada pode melhorar o desempenho térmico de um edifício devido ao arrefecimento provocado pela evapotranspiração durante épocas quentes, apesar de nas épocas frias a capacidade de isolamento proporcionado depender do nível de saturação do solo, sendo que quanto maior a quantidade de água que se encontra armazenada pior a capacidade de isolamento térmico.

A constituição da camada vegetal de cobertura verde é dividida por camadas de vários materiais sobrepostos de maneira a garantir a cobertura vegetal pretendida e as características de drenagem desejadas. Cada cobertura necessita de uma avaliação e estudo, existindo diferentes tipos de constituição, (Figura 12, Figura 13).

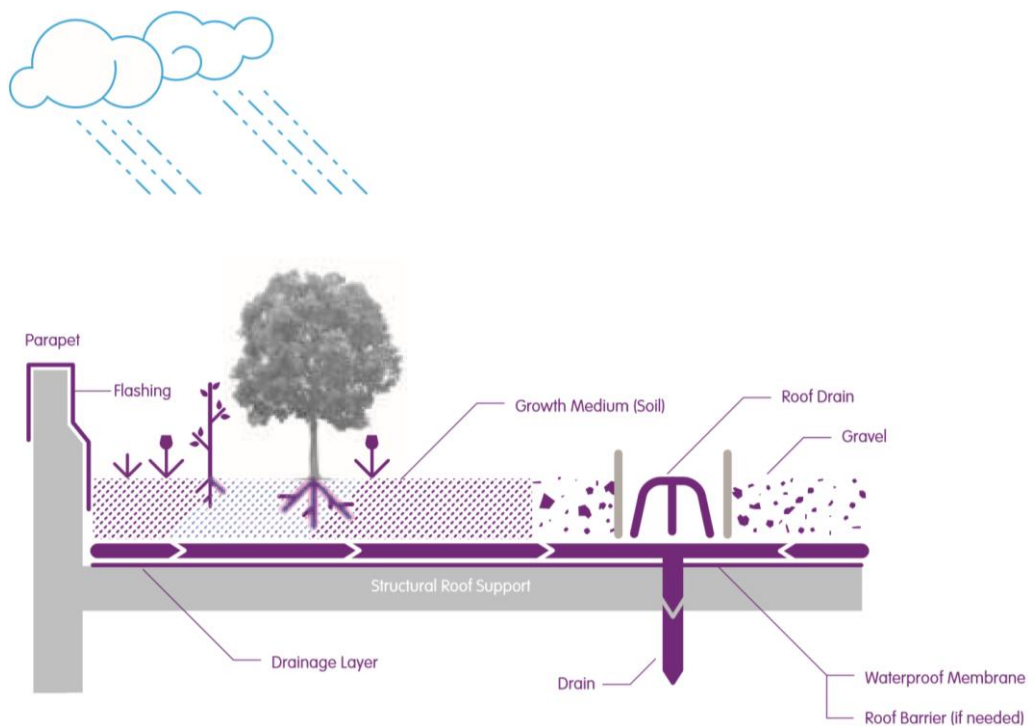


Figura 12 – Esquema de constituição de uma cobertura ajardinada (NYC Department of Design and Construction, 2010)

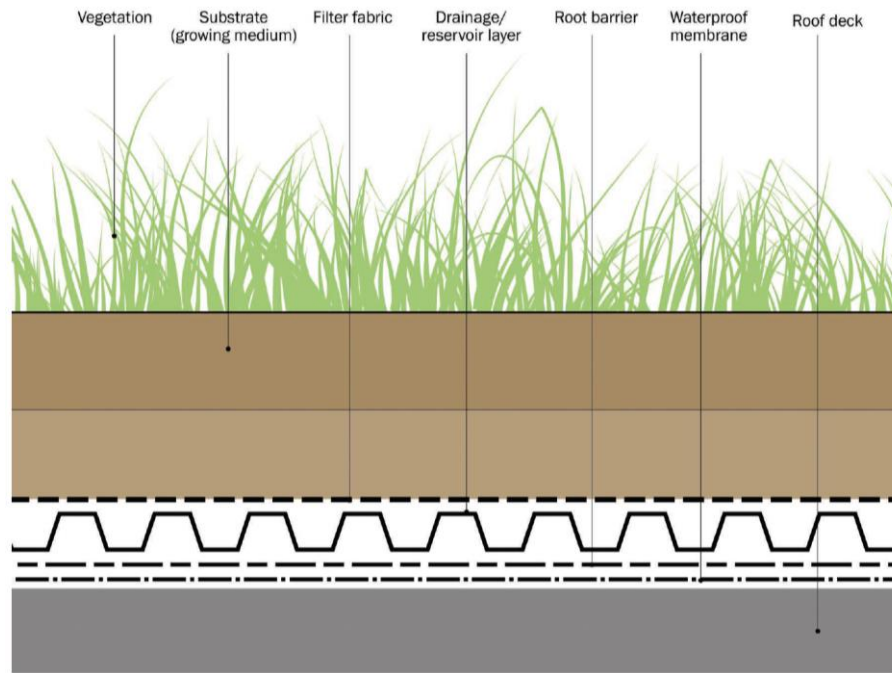


Figura 13 – Esquema das camadas constituintes de uma cobertura ajardinada (Ballard, et al., 2015)

A aplicação deste tipo de sistema em remodelações de edifícios pode ser considerada desde que verificada a capacidade estrutural da cobertura e a possibilidade de execução de um sistema de impermeabilização adequado.

Em edifícios novos com estruturas convencionais (lajes em betão armado), as necessidades de sobredimensionamento das lajes de cobertura são reduzidas, uma vez que face aos requisitos térmicos que os edifícios se encontram obrigados a cumprir, as alturas necessárias nas camadas constituintes dos revestimentos de coberturas, criam uma sobrecarga aproximada à de uma cobertura ajardinada. Caso sejam tidos em conta os benefícios térmicos da cobertura vegetal, poderá obter-se uma redução das camadas de revestimento térmico inicialmente previstas, o que permitirá a utilização da sobrecarga dispensada deste modo para instalação de uma cobertura ajardinada.

No dimensionamento de coberturas ajardinadas, apesar da capacidade de reter a maioria da precipitação proveniente de chuvas frequentes, existe sempre a necessidade de prever a descarga do caudal em excesso após saturação do substrato.

O comportamento de uma cobertura ajardinada cujo substrato esteja saturado tende a ter um comportamento idêntico a uma cobertura convencional, devendo ser aplicados os princípios de

dimensionamento previstos no Decreto Regulamentar nº. 23/95, de 23/8 ou a mais recente Norma Europeia **EN 12056-3** ainda não transposta para a nossa legislação.

Tendo em conta a reduzida capacidade de retenção de caudais, a análise de adoção deste sistema para efeitos de atenuação de caudais deverá ser efetuada mediante uma análise detalhada de um determinado evento de precipitação, face à condicionante que uma cobertura apresenta para efeitos de retenção de caudais:

- O volume disponível encontra-se diretamente relacionado com questões estruturais;
- Após eventos de precipitação prolongados, a capacidade de absorção de água do substrato ser quase nula;
- As melhores prestações do sistema acontecem em épocas quentes devido à evapotranspiração proporcionada por temperaturas elevadas.

Pode-se então concluir que a contribuição para efeitos de retenção de caudais nas alturas em que é mais necessária (eventos de curta duração com tempo de retorno elevado) é baixa. Esta conclusão não invalida o seu benefício para efeitos de melhoria do meio ambiente em zonas urbanas, como sistema de retenção de poluentes atmosféricos.

3.6 - Exemplo de Aplicação

O exemplo de aplicação demonstrado, irá consistir na comparação nos dois métodos de cálculo apresentados, pela ANQUIP, e pela BS 8515:2009 + A1:2003, de modo a se compararem as variações que podem existir nos dimensionamentos propostos.

Para tal será considerada a captação de águas pluviais de uma cobertura de um edifício de escritórios com 350 m², que será ocupado por 50 funcionários, sendo prevista a utilização do aproveitamento de água pluviais para alimentação de descargas de sanitas. O sistema considerado será do tipo pressurizado, sendo considerado um reservatório enterrado, munido de grupo de pressurização de água para abastecimento dos equipamentos previstos.

Como dados caracterizadores do local, serão considerados os seguintes:

- Precipitação média acumulada – 800 mm;
- Área a drenar – 350 m²;
- Coeficiente de escoamento da cobertura – 0,80;
- Eficiência do filtro – 0,90;
- Numero de dias de armazenamento de água pluvial – 30 dias.

3.6.1 - Dimensionamento de acordo com a Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais

Seguindo a metodologia de cálculo da ANQUIP, começamos por determinar o volume de água a desviar do sistema considerando o valor de precipitação a necessitar ser desviada de 2 mm. Aplicando a Equação 3.1 temos um volume de água a desviar de 700 Litros.

$$V_d = 2 \times 250 = 700 \text{ litros};$$

Procede-se então ao cálculo de volume anual de água pluvial aproveitável, através da Equação 4.2:

$$V_a = 0,8 \times 800 \times 350 \times 0,9 = 201600 \text{ litros};$$

Finalmente, determina-se o volume real de armazenamento, através das Equações 3.3, 3.4 e 3.5:

$$V1 = 0,0015 \times 800 \times 350 \times 30 = 12600 \text{ litros};$$

$$V2 = 0,003 \times 50 \times 4400 \times 30 = 19800 \text{ litros};$$

$$V = \text{Min}\{12600; 19800\} = 12600 \text{ litros}.$$

Temos então, o dimensionamento de acordo com a ANQUIP, tendo os condicionamentos acima descritos, o volume aconselhado de armazenamento de águas pluviais é de 12600 litros.

3.6.2 - Dimensionamento de acordo com a British Standard

De modo a ser determinado o volume de água a armazenar de forma análoga ao dimensionamento no capítulo anterior, serão aplicadas as Equações 3.6 e 3.8, considerando o menor valor como o volume mínimo a considerar para o reservatório.

$$V_p = 350 \times 0,80 \times 800 \times 0,90 \times 0,05 = 1080 \text{ litros};$$

$$N_a = 50 \times 4400 \times 0,05 = 11000 \text{ litros}.$$

No dimensionamento de acordo com a British Standard, obtemos um valor mínimo através do dimensionamento acima de 1080 litros.

3.6.3 - Conclusão

Tendo em conta o dimensionamento apresentado para o dimensionamento de um sistema de aproveitamento de água pluvial de acordo com duas metodologias de cálculo diferentes, para um edifício com as mesmas características, pode-se verificar que o dimensionamento de acordo com a British Standard é mais conservativo que o dimensionamento da ANQUIP.

4 - SISTEMAS DE TRATAMENTO

4.1 - Considerações Gerais

Os sistemas de tratamento aplicados em redes de drenagem urbana são constituídos por equipamentos fabricados para remoção de poluentes específicos identificados numa determinada zona a drenar. A sua utilização torna-se importante uma vez que permite a redução de manutenção do sistema de drenagem público e garante a retenção, remoção e tratamento de efluentes potencialmente perigosos para o ambiente ou de matérias sólidas descarregadas na linha de água recetora do caudal pluvial, bem como em algumas situações a prevenção e controlo de derrames acidentais.

Cada sistema poderá necessitar de maior ou menor manutenção, dependendo do tipo de utilização e da sua conceção, não devendo esta ser descurada de modo a se garantir o seu bom funcionamento e que o objetivo inicialmente previsto seja cumprido.

Geralmente este tipo de sistemas são instalados abaixo do pavimento, não sendo visíveis, nem criando impacto visual. No entanto quando executados de acordo com a temática SUDS poderão ser aplicadas soluções que permitam um tratamento e controlo de caudais ao nível da superfície, como pavimentos porosos (grelhas de enrelvamento, linhas de água artificiais, etc.), ou através de sistemas combinados à superfície e abaixo do pavimento através de decantadores ou reservatórios.

Os processos de tratamento com aplicação mais usual na drenagem urbana sustentável são:

- Filtração biológica;
- Filtração;
- Decantação
- Remoção física de sedimentos;
- Remoção física de materiais suspensos;
- Degradação promovida por humedecimento e secagem.

Na Tabela 5 é apresentado um resumo do tipo de sistemas que se podem aplicar no tratamento de águas pluviais.

Tabela 5 – Tipos de sistemas de tratamento (Ballard, et al., 2015)

Tipo de Sistema	Descrição	Processo de tratamento
Sistemas de biorretenção privativos em estruturas de betão ou outro material.	Dispositivos de filtração que utilizam solos ou meios filtrantes, que suportam o crescimento de plantas ou biofilmes de bactérias.	Adsorção, filtração, biorretenção.
Canais de tratamento.	Canais dimensionados para a recolha e tratamento de águas pluviais através de meio filtrante no seu interior, podendo ter septos no seu interior de modo a criar zonas de retenção de óleos e matérias flutuantes.	Remoção de sedimentos, óleos, degradação por humedecimento e secagem.
Separadores hidrodinâmicos ou vortex	Equipamentos que utilizam a gravidade e força centrífuga para separar e recolher sedimentos (63 a 250 µm), lixos e detritos. A remoção de partículas inferiores a 250µm pode ser conseguida através da variação de caudal ao longo do sistema.	Remoção de sedimentos por efeito da gravidade.
Sistemas de filtração privativos	Dispositivos que filtram a água através da passagem por meios filtrantes, geralmente contruídos abaixo do pavimento.	Filtração e adsorção.
Separadores de hidrocarbonetos	Equipamentos projetados para a remoção de hidrocarbonetos e partículas suspensas (>250 µm), permitem que líquidos leves não dissolvidos flutuem no topo do sistema e que partículas de grandes dimensões se depositem no seu interior. Dispõem de filtros coalescentes e septos para aceleração do processo.	Remoção de flutuantes e sedimentos por efeito da gravidade.
Processos múltiplos	Sistemas que conjugam vários processos de tratamento em série.	Vários.

4.2 - Sistemas de Biorretenção

Tratam-se de sistemas para onde é encaminhado o afluente pluvial, compostos por zonas ajardinadas que reduzem o coeficiente de escoamento e o volume de água escoado e tratam as águas pluviais através do seu atravessamento por várias camadas de diferentes tipos de camadas granulares.

Estes sistemas são bastante flexíveis em termos de integração em variadas zonas verdes, quando se trata de um sistema de grandes dimensões poderá também ter a função de retenção de caudais provenientes de precipitações para tempos de retorno reduzidos.

O escoamento recolhido é retido temporariamente na superfície, após essa retenção dá-se o processo de filtração através da vegetação e de diferentes camadas de solos de granulometrias variadas, podendo também ser previstas zonas de tratamento anaeróbico de modo a promover a remoção de nutrientes.

O efluente pode depois ser encaminhado para a rede de drenagem através de drenos ou infiltrar-se caso o terreno o permita. Em termos hidráulicos o benefício deste sistema é promover a atenuação de caudais, podendo ser utilizados dispositivos de descarga para fazer face à precipitação proveniente de eventos de tempos de retorno elevados.

Os principais componentes de um sistema de biorretenção (Figura 14), compreendem um meio filtrante, camada de transição (geotêxtil), camada drenante, descarga de emergência e dreno.

Sempre que seja instalado junto de edifícios e não seja prevista uma camada impermeável a separar a zona de tratamento com o restante solo, deverá ser previsto o afastamento a fundações e elementos estruturais de acordo com descrito no capítulo de **6.2**.

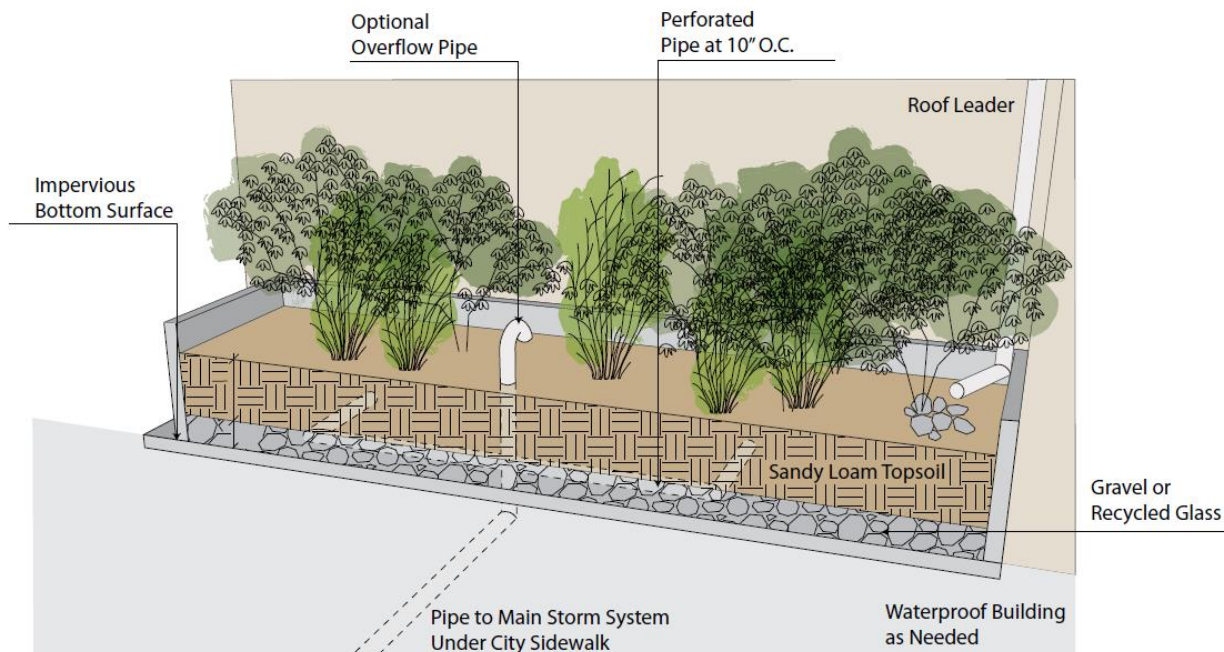


Figura 14 – Principais componentes de um sistema de biorretenção (NYC Department of Design and Construction, 2008)

4.2.1 - Tipos de sistemas de Biorretenção

Existem diferentes tipos de sistemas de biorretenção com possibilidade de integração numa rede de drenagem e arranjos paisagísticos, tais como:

- **Jardins de Inverno e Hortas** – Usualmente utilizados para receber a precipitação de áreas impermeabilizadas reduzidas, como coberturas de habitações. São geralmente compostos por admissão, camada filtrante com ou sem vegetação, drenos e/ou descarga de emergência, (Figura 15).

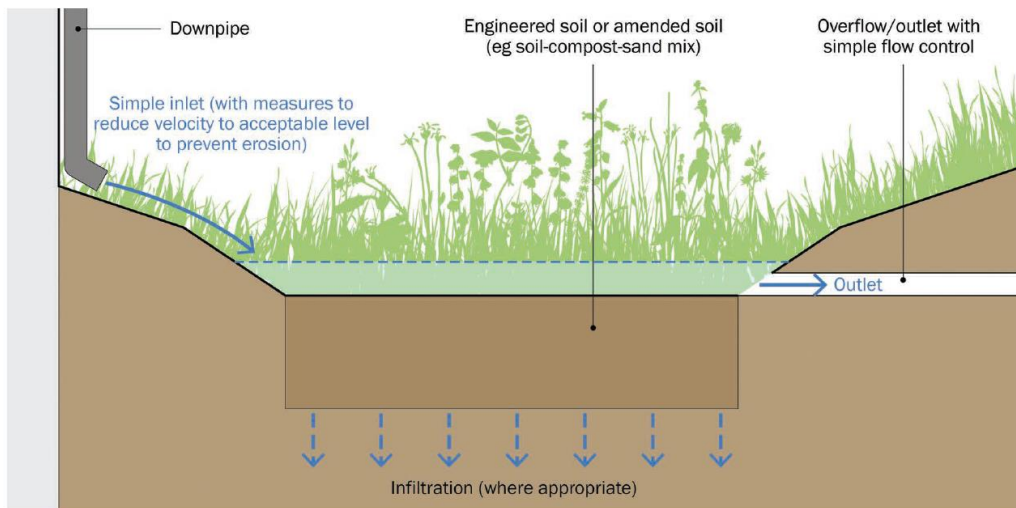


Figura 15 – Corte esquemático de um jardim de inverno (Ballard, et al., 2015)

- **Poços-arvores** – Esta solução utiliza uma zona de terreno destinada à plantação de árvores para funcionar como zona de biorretenção. Nestes casos deverão ser tidas em conta volumes de terra necessários para o desenvolvimento das árvores, (Figura 16).

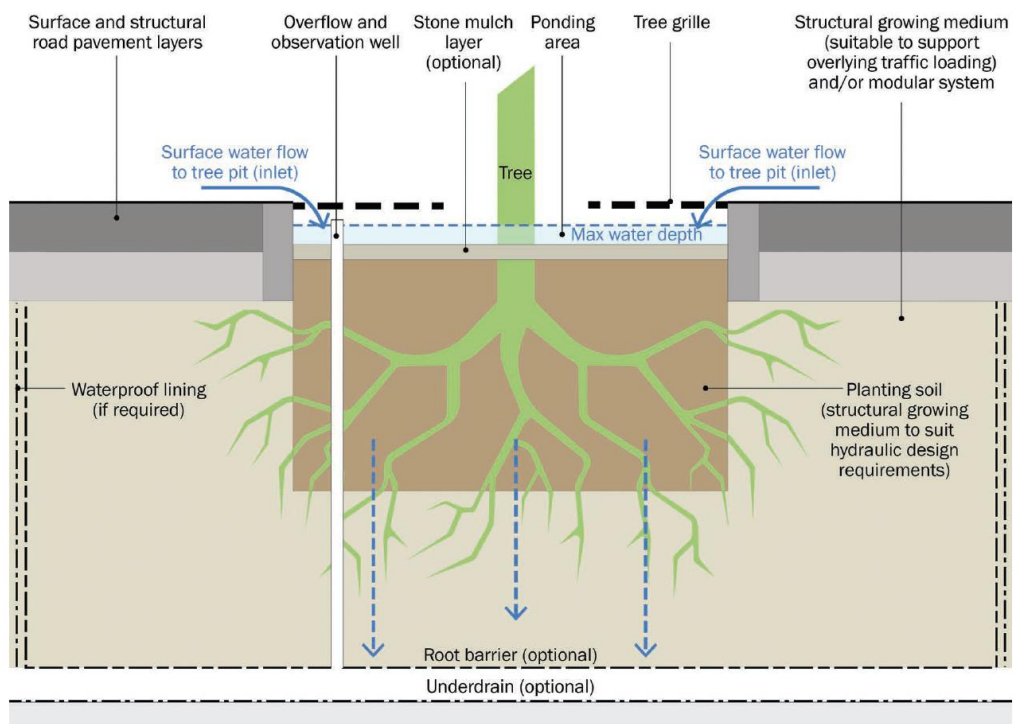


Figura 16 – Corte esquemático de um poço para árvores (Ballard, et al., 2015)

- **Trincheiras** – São geralmente utilizadas para drenagem de águas superficiais, utilizando uma determinada capacidade de armazenamento de água para posterior infiltração no terreno ou drenagem através de drenos de fundo. O seu funcionamento é idêntico a um canal não revestido, existindo uma base de solos de diversas granulometrias, que promovem a biorretenção e retenção de água nos seus vazios intersticiais. Esta solução é descrita com maior pormenor no seu capítulo **6.4**.
- **Biorretenção anaeróbica** – Esta solução implica a existência de um nível de água permanente no fundo da bacia. O nível de água permite que as raízes absorvam a água existente no fundo, assistindo o tratamento de alguns poluentes como o nitrogénio. Existem estudos em que um sistema de biorretenção anaeróbico cuja zona submersa seja composta por uma fonte de carbono (por exemplo 5% de casca de arvore), o processo de tratamento é melhorado quanto à remoção de nitratos e metais pesados (Ballard, et al., 2015), (Figura 17).

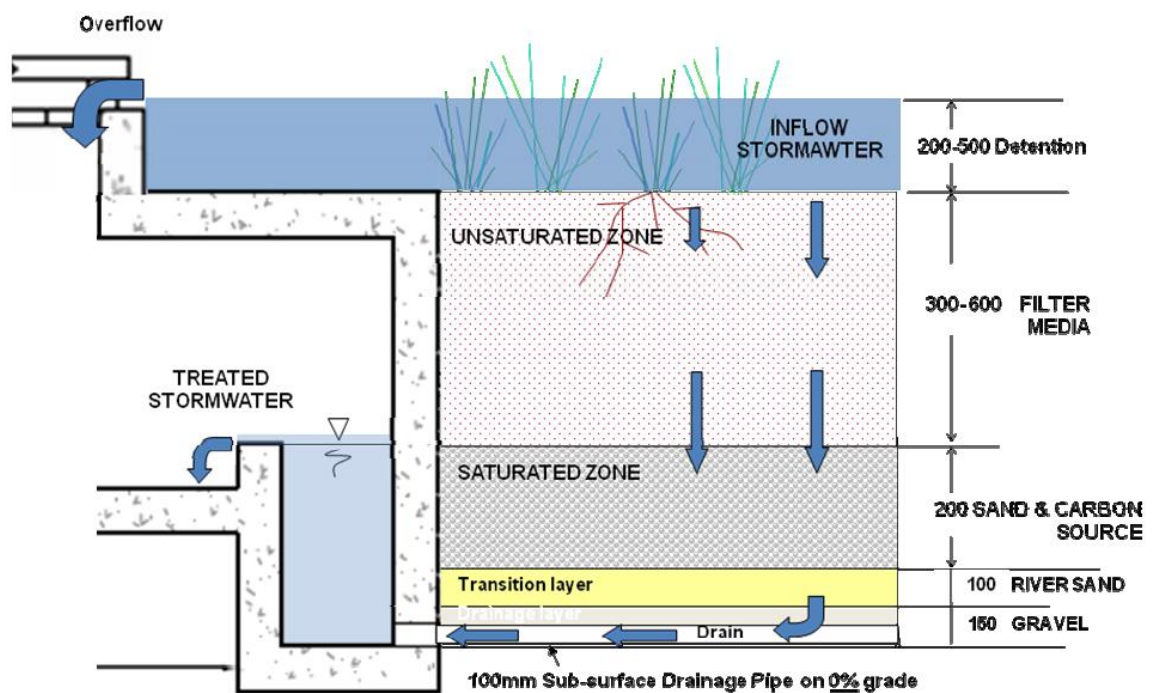


Figura 17 – Corte esquemático de um sistema anaeróbico (Facility for Advancing Water Biofiltration, 2008)

4.2.2 - Dimensionamento Hidráulico

O correto funcionamento de um sistema de biorretenção passa pela capacidade de entregar o caudal a tratar numa superfície de filtração, sem que ocorra erosão das camadas filtrantes, sendo aconselhada uma velocidade na ordem dos 0,5m/s ou, no caso de um período de retorno extremo, é aceitável uma velocidade de entrada no sistema na ordem dos 1,5m/s.

As zonas de infiltração, bem como as diferentes camadas do leito filtrante, devem ter uma distribuição horizontal, de modo a permitir a distribuição uniforme do escoamento.

As chuvas originadas por precipitações de eventos frequentes são tratadas através da passagem da água pelos meios filtrantes. Todo o caudal excedente é desviado através de um descarregador de emergência. Na constituição do sistema devem-se ter em conta os seguintes fatores:

- Área de superfície e altura acima do meio filtrante suficiente, para conter o volume necessário para tratamento, de modo a permitir o seu atravessamento através do meio filtrante (geralmente 150 a 300mm);
- Tempo de permanência adequado de modo a garantir que os poluentes e sedimentos sejam retidos;
- Volume de armazenamento extra na zona inferior do filtro para atenuação dos caudais.

Além das características referidas atrás, para o bom funcionamento deste tipo de sistemas, é importante a seleção de um meio filtrante adequado. A permeabilidade de um meio filtrante pode apresentar valores muito distintos tendo em conta a sua constituição podendo ser enquadrados nos intervalos de 100 mm/h a 2500 mm/h, de modo a fazer face à colmatação de vazios inicial (que tende a ser compensada pelo crescimento de raízes), o dimensionamento deverá ser feito tendo em conta 50% da condutividade inicial do meio filtrante.

De modo a existir uma boa performance do sistema, o seu dimensionamento deverá prever o tratamento de eventos de precipitação de um período de retorno de 2 anos, com uma duração igual à duração do tratamento para o volume de água precipitado. Como referido atrás deverá ser previsto também um volume de armazenamento suficiente para a retenção dos caudais afluentes até que estes sejam tratados. É recomendado que o tempo de esvaziamento do sistema seja na ordem das 24h a 48h.

4.2.2.1 - Área de Infiltração

O cálculo da área de superfície necessária para um sistema de biorretenção é determinado através da Equação 4.1.

$$A_f = \frac{V_t \cdot L}{k \cdot (h_{med} + L) \cdot t} \quad (4.1)$$

Onde:

A_f – área superficial do meio filtrante (m^2);

V_t – volume de água a tratar para um período de retorno de 2 anos (m^3);

k – coeficiente de permeabilidade (m/s);

L – altura do meio filtrante (m);

h_{med} – altura média de água acima do meio filtrante (m);

t – tempo requerido para obter o nível de tratamento requerido 24h a 48h (segundos).

Quando o sistema de biorretenção se encontra associado a um sistema de infiltração, deverão ter-se em conta as capacidades de infiltração dos solos circundantes.

Sempre que se a capacidade de infiltração do solo for superior à do meio filtrante este irá ditar o coeficiente de infiltração.

Em situações em que a capacidade de infiltração do terreno é 10 vezes superior à do meio filtrante, pode ocorrer que o percurso favorável ao escoamento se efetue pelas paredes laterais do sistema de biorretenção, devendo ser previsto nestes casos a instalação de telas impermeabilizantes de modo a obrigar que o escoamento se efetue através do filtro e garantido que o processo de tratamento de dê.

Para efeitos de controlo de caudal, a aplicação destes sistemas pode em alguns casos proporcionar uma redução do caudal máximo escoado. Para intensidades de precipitação reduzidas a maioria do caudal originado é intercetado e retido no sistema de tratamento. Para intensidades de precipitação elevadas o volume de água armazenado no interior do sistema irá ajudar à diminuição do volume necessário de um sistema de atenuação de caudais, podendo ser determinado utilizando uma simples análise do volume possível de armazenar nos interstícios do meio filtrante recorrendo à Equação 4.2.

$$V_s = V_f \cdot k \quad (4.2)$$

Onde:

V_s – volume de atenuação suportado pelo meio filtrante (m^3);

V_f – volume do meio filtrante (m^3).

Deve ser prevista a instalação de uma descarga de emergência para eventos de elevada precipitação de modo a se permitir o livre escoamento do caudal excedente após saturação dos sistemas, podendo recorrer-se a uma soleira descarregadora, ou um tubo de descarga de nível máximo. O dimensionamento destes dispositivos deve ser efetuado tendo em conta o dimensionamento hidráulico descrito nos capítulos seguintes.

4.2.2.2 - Pré-tratamento e Dispositivos de Entrada

A necessidade de controlo do caudal de entrada no sistema acarreta o dimensionamento de obras de entrada, de modo a que não se dê o desassoreamento do sistema ou se danifique a vegetação.

A entrada no sistema pode ser feita de modo direto, através de uma zona de dissipação de energia do escoamento, ou através de uma zona de retenção de sedimentos com transbordo sendo garantido neste caso uma retenção de detritos dos caudais a tratar, (Figura 18).

O pré-tratamento é usualmente aplicado em zonas de caudais elevados, não sendo usualmente aplicado em drenagens de coberturas. Em alternativa ao dispositivo de entrada para pré-tratamento pode ser previsto uma bacia de retenção de caudais para posterior encaminhamento para o sistema de biorretenção.

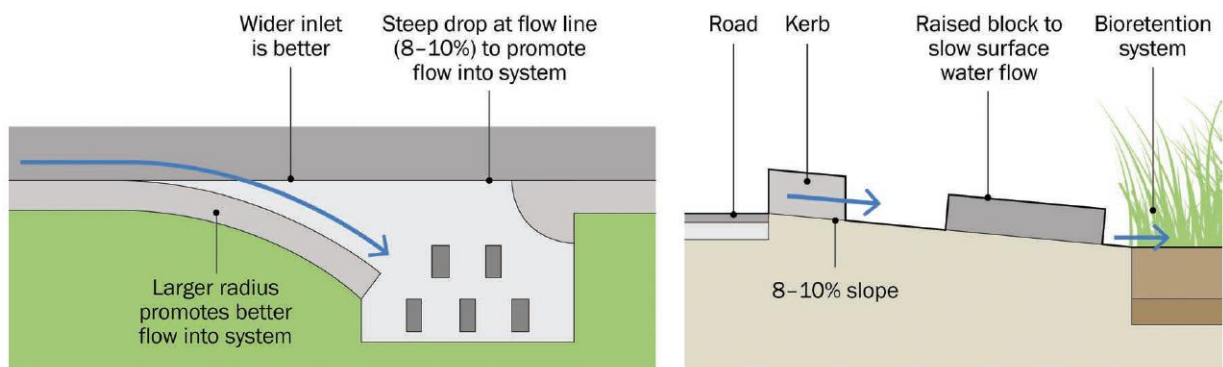


Figura 18 – Exemplo de dispositivos de entrada em sistemas de biorretenção (Ballard, et al., 2015)

O dimensionamento da bacia de retenção deve prever a remoção de 80% das partículas superiores a 1 mm de diâmetro, e prever uma capacidade de armazenamento suficiente para a deposição dos sedimentos entre ações de manutenção do sistema, bem como uma dissipação de energia suficiente para os caudais entrados. O dimensionamento deverá ser efetuado de acordo com as Equações 4.3 e 4.4.

$$V_s = A \cdot R_c \cdot L_0 \cdot F_c \quad (4.3)$$

Com:

$$A_f = \frac{n \cdot Q}{v_s} \cdot \left((1 - R)^{-1/n} - 1 \right) \quad (4.4)$$

Onde:

V_s – volume de armazenamento de sedimento na bacia (m^3);

A – área drenada (ha);

R_c – eficiência de captura (recomendado 0,8);

L_0 – taxa de carga de sedimentos ($m^3/ha/ano$);

F_c – frequência de limpeza desejada (*anos*);

v_s – velocidade de sedimentação das partículas alvo (0,1 m/s para partículas com 1mm de diâmetro);

Q – caudal para evento com tempo de retorno anual (m^3/s);

A_d – área mínima para deposição (m^2);

n – turbulência (recomendado 0,5);

A altura da bacia de retenção deverá estar compreendida entre 200 e 300 mm, devendo ser acautelada a ressuspensão de sedimentos, verificando a capacidade de funcionamento para eventos de precipitação com maior frequência.

4.2.2.3 - Filtros

No que diz respeito ao tratamento de água, os dispositivos de biorretenção são muito eficazes, garantindo:

- Remoção de sedimentos e poluentes associados através do atravessamento da cobertura vegetal;
- Remoção de sedimentos finos através do atravessamento das camadas filtrantes;
- Captação biológica garantida pela vegetação e biota do solo;
- Remoção de poluentes dissolvidos através da sorção (absorção e adsorção) no meio filtrante.

Um sistema de biorretenção corretamente dimensionado e cuja manutenção seja efetuada regularmente, apresenta em diversos estudos uma retenção de matérias poluentes de acordo com a Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de referência na remoção de poluentes em sistemas de biorretenção

Poluente	Eficiência de Remoção
Total de sólidos suspensos	>90%
Fósforo total	>80%
Nitrogénio	Na média 50%
Zinco, Chumbo e Cadmium	>90%
Cobre	Até 60%

A utilização de fertilizante orgânico deve ser evitada sempre que existe possibilidade de encaminhamento de caudais excedentes para a rede de drenagem a jusante do sistema. Em alternativa a utilização de gravilha ou seixos rolados como cobertura do sistema garante que o sistema não sofra erosão da camada filtrante em situações de caudais com velocidades de escoamento elevados.

O meio filtrante irá garantir o correto funcionamento do sistema, garantindo as eficiências de remoção de poluentes desejadas. Existem diferentes possibilidades de constituição das camadas filtrantes, e sempre que seja prevista a plantação de árvores devem consultar-se as necessidades específicas do terreno em termos de tipos de solo e resistência.

Antes da instalação definitiva do sistema devem ser previstos testes de condutividade do meio filtrante numa camada compactada de modo a simular a compactação que irá ocorrer ao solo após aplicação do mesmo.

A título de exemplo apresentam-se de seguida as características de um meio de filtração de um sistema de biorretenção tipo.

- Permeabilidade – Entre 100 mm/h e 300 mm/h (a avaliar no local);
- Porosidade – Superior a 30%;
- Dimensões dos agregados constituintes da camada filtrante de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 – Exemplo de dimensões dos agregados constituintes da camada filtrante

Dimensão do Peneiro (mm)	% Material Passado
6 (gravilha fina)	100
2 (areia grossa)	90 - 100
0,6 (areia média)	40 – 70
0,2 (areia fina)	5 - 20
0,063 (silte e argila)	<5

- Matéria Orgânica – entre 3 e 5%;
- pH – entre 5,5 e 8,5;
- Condutividade elétrica - <3300 μ S/cm;
- Nutrientes – Nitrogénio total entre 0,10 e 0,30%
Fosforo extraível entre 16 e 100 mg/l
Potássio extraível entre 120 e 900 mg/l

A definição do tipo de solo deverá ser suportada pela equipa responsável pelo paisagismo, de modo a garantir que a camada filtrante garanta o perfeito desenvolvimento e crescimento de plantas.

4.2.2.4 - Manutenção

Apesar de idêntico, um sistema de biorretenção tem necessidades de manutenção superiores à de uma área ajardinada convencional, devendo ser previstos em fase de projeto os períodos e as ações de manutenção a ter em conta de modo a ser garantido o correto funcionamento do sistema.

O mau funcionamento destes sistemas encontra-se usualmente relacionado com falta de manutenção e colmatagem da camada filtrante ou camada superior de proteção. A falta de manutenção de um sistema deste tipo é facilmente identificada quando se começa a verificar a falta de capacidade de escoamento da água acima da camada superficial.

Apresentam-se na Tabela 8 os requisitos de manutenção e inspeção de um sistema de biorretenção.

Tabela 8 – Requisitos de manutenção e inspeção de um sistema de biorretenção

Tipo de Manutenção	Ação	Frequência
Inspeções Regulares	Verificação de assoreamento das superfícies de infiltração, registo do tempo de esvaziamento do sistema, verificação da qualidade das águas paradas nos drenos submersos	Trimestral
	Verificação de funcionamento dos drenos.	Anual
	Verificação doenças ou infeções de plantas, crescimento deficiente, espécies invasivas e substituição se necessário.	Trimestral
	Verificação de bloqueios da descarga de emergência.	Trimestral
Manutenção Regular	Remoção de lixo, detritos e ervas	Trimestral (ou com maior frequência por questões estéticas)
	Substituição de plantas para manutenção da densidade	Quando necessário
	Remoção de sedimentos, detritos, lixo, melhoramento da proteção contra erosão	Trimestral a Semestral
Manutenção Ocasional	Preenchimento de zonas de desassoreamento da camada filtrante, melhoramento da camada de proteção	Quando necessário
	Substituição da camada de proteção	Quando necessário
Ações de Correção	Remoção e substituição da camada filtrante e vegetação superior	Conforme necessário (geralmente de 20 em 20 anos)

4.3 - Canais de Drenagem com Tratamento

Estes sistemas permitem a recolha de água superficial através de canais de drenagem convencionais, adaptados através de retentores ou defletores de modo a reduzir a velocidade de escoamento ou através de aplicação de meios filtrantes no seu interior.

As adaptações de canais convencionais permitem torná-los num equipamento de controlo na origem, que dada a reduzida velocidade de escoamento no seu interior permitem que se dê o depósito de sedimentos, ou se evite a emulsão de hidrocarbonetos, facilitando a sua separação.

O elemento chave para o bom funcionamento deste tipo de equipamento é permitir que drenem áreas relativamente pequenas por metro linear de canal, de modo a garantir um caudal baixo e reduzidas quantidades de poluentes (geralmente áreas inferiores a 25 m²/ml de canal com separação e 100 m²/ml para canais com filtração).

Temos então dois tipos de canais disponíveis diferenciados pelo seu processo:

- **Com separação** – onde se dá a separação gravítica através de deposição ou flutuação de partículas poluentes, recorrendo a baixas velocidades de escoamento no interior dos canais. Este tipo de sistema não permite a separação de partículas dissolvidas, e apenas tem capacidade de biodegradação de uma quantidade limite de hidrocarbonetos, este ultimo processo ocorre através da variação sazonal entre períodos secos e húmidos (Figura 19);
- **Com filtração** – os canais são preenchidos com uma camada filtrante com capacidade de remoção de poluentes dissolvidos. A biodegradação ocorre no interior dos filtros através da variação sazonal de períodos secos e húmidos, sendo a sua eficiência diretamente relacionada com a qualidade da camada filtrante aplicada. Os filtros podem ser aplicados em zonas dos canais que permitam o escoamento vertical ao longo das camadas com descarga de fundo.

A utilização de canais torna-se benéfica pela possibilidade de existir exposição a luz ultravioleta dos sedimentos (dependendo do grau de abertura das grelhas), e passagens cíclicas do estado seco para húmido. Torna-se também mais fácil a remoção dos lodos secos, não sendo necessária a remoção de água através de processos térmicos.

A manutenção de canais de drenagem com tratamento consiste na remoção de matéria sólida depositada, sendo a sua frequência variada pois irá depender da quantidade de sedimentos transportados. No entanto em caso de obstrução do escoamento por falta de manutenção, a utilização de canais irá originar o transbordo da secção do canal obstruída, sendo o caudal encaminhado para uma secção seguinte, permitindo que desta forma exista uma verificação visual em caso de mal funcionamento do sistema de drenagem.

O dimensionamento deste tipo de sistemas de tratamento é efetuado pelo fabricante, o qual tendo em conta os resultados obtidos em ensaios laboratoriais conseguirá indicar qual o sistema indicado para cada tipo de situação.

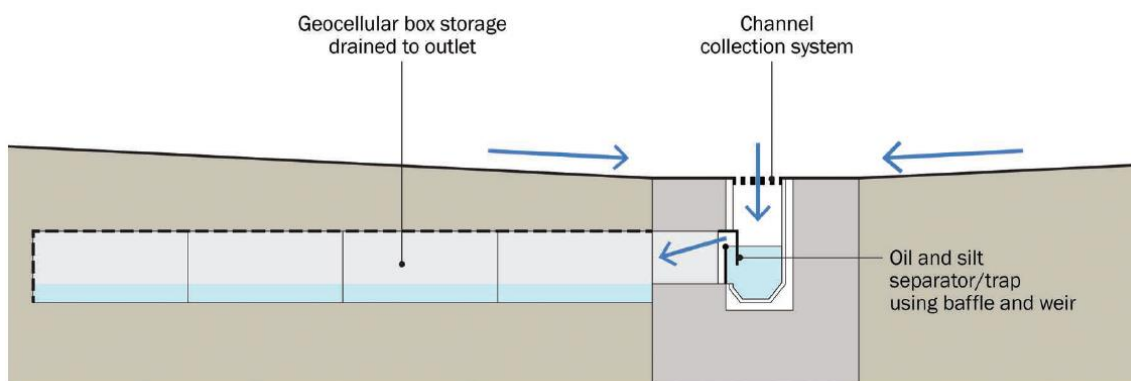


Figura 19 – Corte esquemático de sistema de canais de tratamento (Ballard, et al., 2015)

4.4 - Separação Hidrodinâmica

A separação hidrodinâmica ou separadores do tipo Vortex utiliza o movimento centrífugo da água de modo a permitir o processo de remoção de partículas suspensas num espaço relativamente pequeno face à decantação gravítica simples. O processo de separação que ocorre no seu interior é a sedimentação, tendo em conta o elevado tempo de permanência no interior do separador devido à distância de percurso elevada proporcionada pelo caminho elíptico no seu interior.

O movimento circular cria também um vórtice vertical, onde forças centrífugas originadas pelos movimentos circulares deslocam as partículas para o centro, onde as velocidades são mais reduzidas, criando um depósito de partículas no fundo do separador, (Figura 20).

Estes equipamentos podem ser dimensionados para acomodar a totalidade do caudal de projeto ou, uma vez que o arrastamento de partículas sólidas se dá no início do escoamento de águas superficiais, garante-se o tratamento de um determinado caudal inicial existindo um by-pass para o caudal excedente.

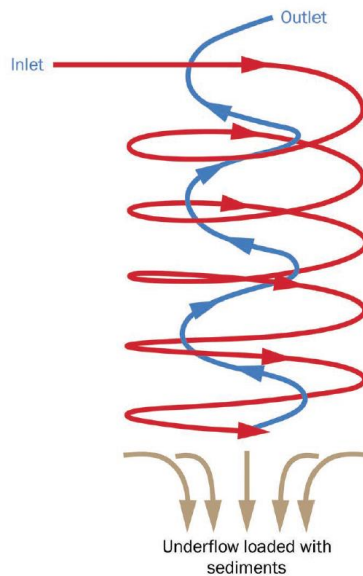


Figura 20 – Esquema simplificado de um separador hidrodinâmico (Ballard, et al., 2015)

Existem no mercado uma vasta gama de separadores hidrodinâmicos, com diferentes dimensões, formatos e equipamentos complementares de redução e controlo de caudais de entrada, sendo que as separações que proporcionam se encontram classificadas em dois tipos:

- **Separação Simples** – O campo de rotação centrífuga criado no interior do separador acelera a decantação gravítica, e a circulação cria um caminho percorrido pelo escoamento mais longo, aumentando o tempo de residência e permitindo um maior leque de dimensões de partículas removidas do escoamento.
- **Separação Avançada** – O princípio de separação é idêntico à separação simples, com a diferença do tipo de componentes internos no separador que permitem uma melhoria do funcionamento do efeito Vortex através da criação de zonas isoladas de recolha de sedimentos de modo a evitar a ressuspensão de matérias depositados, (Figura 22).

Os sistemas de separação por Vortex necessitam de manutenção de rotina de modo a garantir o seu correto funcionamento e capacidade de remoção eficiente. O funcionamento deficiente deste tipo de equipamentos é difícil de identificar, uma vez que a sua montagem é enterrada e com acessibilidade através de tampa de acesso. Durante as manutenções de rotina e sempre que seja necessário deverá ser removido o material depositado no seu interior.

O seu dimensionamento é efetuado em laboratórios, sendo fornecidas pelos fabricantes informações dos sistemas. A título de exemplo apresenta-se as capacidades de funcionamento de um modelo de separador Vortex e esquema de funcionamento (Figura 21 e Figura 22).

Model Diameter (m)	Treatment Flow Rate (l/s) ^{a)}	Hydraulic Capacity (l/s) ^{b)}	Oil Storage Capacity (l)	Sediment Storage Capacity (m ³)
1.2	42	120	270	0.7
1.8	96	270	1350	1.7
2.55	192	542	2500	3.8
3.0	265	750	4650	4.4

Notes:
a) Treatment flow rates based on >80% removal of US Silica Sand OK110 with no flow bypass. Sizing based on removal of finer or coarser sediment ranges or for free oil removal can be provided if required.
b) Maximum flow rate that can pass through the chamber without surcharge to the upstream network.
Head loss at the treatment flow rate is typically less than 500 mm.

Figura 21 – Modelos de separador Vortex fornecidos por fabricante (Hydro International, 2016)

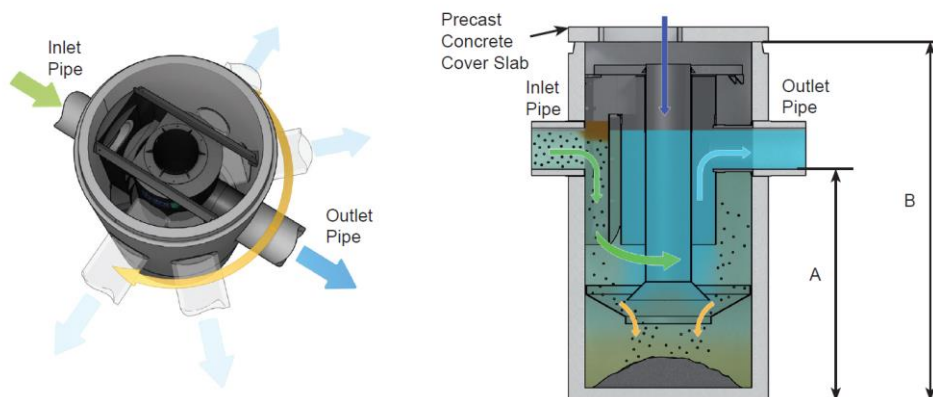


Figura 22 – Esquema de funcionamento de separador Vortex (Hydro International, 2016)

4.5 - Dispositivos de Filtração

Este tipo de dispositivo encontra-se comumente associado a um sistema de decantação primária ou separador Vortex e, dependendo do tipo de filtro aplicado, pode ter o objetivo de remoção de um determinado tipo de partículas ou remoção de poluentes dissolvidos que não são removidos através da decantação mecânica.

De forma análoga a outros sistemas, estes também podem ter um sistema de by-pass associado, de modo a conseguir escoar o caudal de ponta sem que este interfira com o tratamento do caudal inicial que geralmente apresenta níveis de sedimentos e poluentes elevados.

O seu meio filtrante pode ser constituído por vários materiais com diversos fins dependendo do tipo de poluente e/ou partículas que se pretende remover. Por exemplo, meios filtrantes em areia para a remoção de sedimentos, ou meios filtrantes fabricados de modo a permitir uma filtração reativa, removendo metais pesados, nutrientes e matéria orgânica.

A título de exemplo, apresenta-se uma tabela com o dimensionamento de filtros fornecida por um fabricante, bem como um corte esquemático do dispositivo, (Figura 23 e Figura 24).

Model	Chamber Size (m)	Number of Filter Modules	Treatment Flow Rate (l/s) ^{a)}	Hydraulic Capacity (l/s) ^{b)}	Operating Head (mm) ^{c)}	Oil Storage Capacity (l)	Sediment Storage Capacity (m ³)
Manhole	1.2 m diameter	1-6	1.3 - 7.8	170	750	190	0.7
Vault	Site specific	7-19	7.8 - 24.7	170	750	Site specific	Site specific

Notes:
a) Treatment flow rates based on >80% removal of Sil-Co-Sil 106 fine sand and silt ($D_{50} = 22 \mu\text{m}$).
b) Maximum flow rate that can pass through the chamber without surcharge to the upstream network.
c) Driving head for filter media.

Figura 23 – Dados de funcionamento de um sistema de filtração fornecidos por fabricante (Hydro International, 2016)

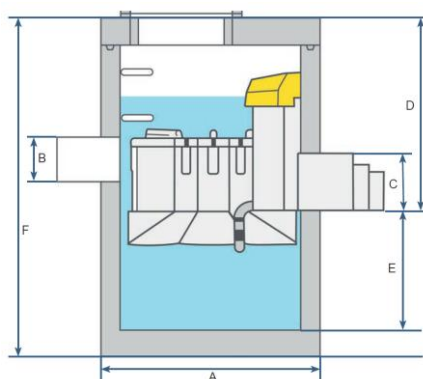


Figura 24 – Corte esquemático de sistema de filtração (Hydro International, 2016)

4.6 - Separadores de Hidrocarbonetos

A separação de hidrocarbonetos através de sistemas gravíticos é comumente aplicada em zonas em que é previsível uma acumulação deste tipo de poluente, tais como parques de estacionamento, oficinas, bombas de gasolina, fabricas, etc.

O dimensionamento deste tipo de separador é efetuado tendo em conta o tempo de residência no seu interior e a dimensão e densidade das partículas. O funcionamento deste tipo de sistemas tem geralmente três fases:

- Óleos com densidade baixa – flutuam e são armazenado na zona superior do separador;
- Água – atravessa a zona central do separador e é descarregada na rede de drenagem a jusante;
- Sedimentos - removidos através da decantação e do tempo de residência no interior do separador.

A remoção gravítica não pode ser aplicada em poluentes emulsionados ou dissolvidos, o que pode acontecer em eventos de precipitação intensa ou drenagem efetuada através de estações elevatórias. De forma análoga aos sistemas de separação Vortex ou filtração é instalado a montante ou no seu interior um dispositivo que permite o by-pass de caudais excedentes aos de dimensionamento dos equipamentos, (Figura 25).

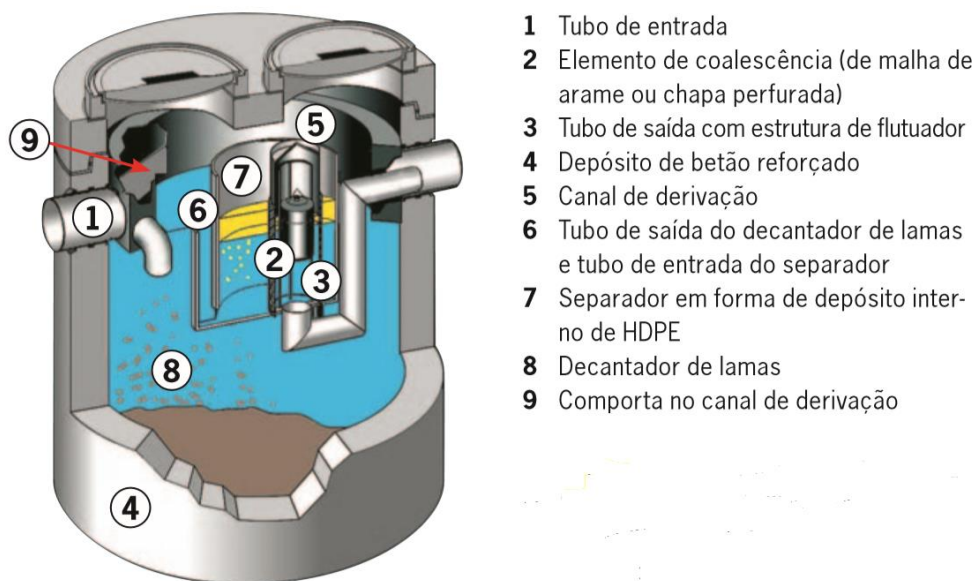


Figura 25 - Corte esquemáticos de separador de hidrocarbonetos de classe I (ACO IBERIA, 2016)

4.6.1 - Dimensionamento de Separadores de Hidrocarbonetos

O dimensionamento e instalação destes equipamentos deverá cumprir o definido pela norma **EN 858**, devendo ser efetuado de acordo com a Equação 4.5.

$$NS = (Q_r + f_x \cdot Q_s) \cdot f_d \quad (4.5)$$

Onde:

NS – dimensão nominal do separador;

Q_r – caudal máximo de águas pluviais a tratar (l/s);

Q_s – caudal máximo de águas residuais a tratar (l/s);

f_d – fator densidade do líquido a separar;

f_x – fator de risco dependendo da natureza da descarga.

A determinação do fator de risco da natureza da descarga é obtida através da seguinte relação na Tabela 9.

Tabela 9 – Valores mínimos para o fator f_x

Tipo de Descarga	f_x
Águas residuais provenientes de processos industriais, lavagem de veículos, lavagem de peças com óleo, postos de gasolina.	2
Tratamento de afluentes pluviais de áreas de pavimentos impermeáveis contaminadas com óleos, por exemplo parques automóveis, estradas e parqueamentos de zonas industriais.	Não relevante, ($Q_s = 0$)
Retenção de líquidos leves para proteção das áreas circundantes.	1

O fator densidade do líquido a separar depende do tipo de combinação e classe de separador (Tabela 10) a instalar, esta fator encontra-se definido na Tabela 11.

Tabela 10 – Classe de separadores de hidrocarbonetos

Classe de Separador	Concentração máxima de óleo residual mg/l	Tipo de separação
I	5,0	Separador coalescente
II	100	Separador gravítico

Tabela 11 – Valores mínimos para o fator f_d

Densidade g/cm^3	até 0,85	de 0,85 a 0,90	de 0,90 até 0,95
Combinação de separador	Fator densidade f_d		
Caixas de retenção, Separadores classe II, caixa de amostragem	1	2	3
Caixas de retenção, Separadores classe I, caixa de amostragem	1 ^a	1,5 ^a	2 ^a
Caixas de retenção, Separadores classe I e II, caixa de amostragem	1 ^b	1 ^b	1 ^b
^a Para separadores classe I gravíticos utilizar fator f_d de separador classe II			
^b Para separadores classe I e II			

Na determinação de caudais combinados de drenagem de águas residuais contaminadas e águas pluviais, caso a ocorrência simultânea de caudais não seja expectável de ocorrer, pode ser assumido o maior caudal dos dois.

Para a determinação do caudal de águas residuais, aplica-se a Equação 4.6, aplicando-se os caudais unitários da Tabela 12.

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_n \quad (4.6)$$

Onde:

Q_{s1} – somatório de caudais de torneiras (l/s);

Q_{s2} – caudal de lavagem de automóveis (l/s);

Q_{s3} – caudal de toneira de alta pressão (l/s);

Q_n – todos os caudais que contribuintes (l/s).

Tabela 12 – Caudais (Q_{s1}) de torneiras

Diâmetro nominal	Caudais de torneiras Q_{s1} em l/s, para pressões entre 4 e 5 bar				
	1º Ponto	2º Ponto	3º Ponto	4º Ponto	5º Ponto e seguintes
DN 15	0,50	0,50	0,35	0,25	0,10
DN 20	1,0	1,00	0,70	0,50	0,20
DN 25	1,70	1,70	1,20	0,85	0,30

Em todos os postos de lavagem de automóveis, sempre que seja expectável que as águas residuais produzidas contenham hidrocarbonetos, deve ser assumido um caudal $Q_{s2} = 2$ l/s.

Os pontos de utilização de torneiras de alta pressão, deverão prever um caudal $Q_{s3} = 1$ l/s

Os caudais provenientes de drenagem de águas pluviais com encaminhamento para tratamento através de separador de hidrocarbonetos, podem ser determinados de acordo com a Equação 4.7. Sempre que se trate de uma área a drenar de elevada dimensões, esta pode ser divididas em bacias de menores dimensões, cada uma equipada com um separador de hidrocarbonetos.

Tendo em conta a existência de grandes áreas a drenar quando se trata de estacionamento automóvel, e uma vez que os resíduos do pavimento são arrastados no início do escoamento, é normalmente considerado o tratamento de 10% do caudal inicial, sendo o restante caudal encaminhado para jusante do separador através de um dispositivo de by-pass.

$$Q_r = c \cdot i \cdot A \quad (4.7)$$

Onde:

c – coeficiente de escoamento;

i – intensidade de precipitação ($l/s \cdot ha$);

A – área a drenar (ha).

Nestes equipamentos é também necessário dimensionar o volume do decantador, podendo ser integrado no equipamento ou construído à parte. Para o dimensionamento deste volume é necessário ter em conta o tipo de instalação.

Em zonas com produção de pouca quantidade de lamas, como em zonas com recolha de águas pluviais com uma quantidade de resíduos pequena, deve ser utilizada a Equação 4.8. Esta equação apenas pode ser aplicada para separadores com uma dimensão nominal $NS \geq 10$.

$$V = \frac{100 \cdot NS}{f_d} \quad (4.8)$$

Onde:

V – volume de retenção de lamas (l);

NS – dimensão nominal do separador;

f_d – fator densidade do líquido a separar.

Em zonas de produção de uma quantidade intermédia de lamas, como em bombas de gasolina, lavagem de automóveis manual, lavagem de peças automóvel, lavagem de autocarros, zonas industriais como estações termoelétricas ou fabricas, o volume de retenção de lamas através da Equação 4.9, considerando sempre um volume mínimo de 600l.

$$V = \frac{200 \cdot NS}{f_a} \quad (4.9)$$

Em zonas de produção de elevadas quantidades de lamas, como lavagem de veículos de zonas industriais e máquinas agrícolas ou lavagem de camiões, deve-se dimensionar o volume de retenção de lamas através da Equação 4.10, considerando um volume mínimo de 600l.

$$V = \frac{300 \cdot NS}{f_a} \quad (4.10)$$

Em zonas de produção de elevadas quantidades de lamas, como lavagem de veículos lavagem automática de veículos, deve-se dimensionar o volume de retenção de lamas através da Equação 4.11, considerando um volume mínimo de 5000l.

$$V = \frac{300 \cdot NS}{f_a} \quad (4.11)$$

4.7 - Exemplo de Aplicação

Como exemplo de aplicação de sistemas de tratamento, será seleccionado o dimensionamento de um separador de hidrocarbonetos através da **EN 858**, a zona a instalar será um parque de estacionamento automóvel com zona coberta e zona descoberta, onde a zona de descarga de águas pluviais apresenta necessidade de tratamento do efluente.

Como características do local a drenar e encaminhar para tratamento apresenta-se as seguintes características:

- Intensidade de precipitação 1,75 l/min/m²;
- Área total descoberta 11000 m², com um coeficiente de escoamento de 0,90;
- Numero de torneiras de lavagem de pavimentos 15 x DN15;
- Densidade de óleos leves até 0,85 g/cm³;
- Descarga para proteção de linha de água;
- Separador Classe I.

Na determinação do caudal originado pela lavagem de pavimentos, considerando a Tabela 12 e a Equação 4.6, para os 15 pontos de utilização de água com diâmetro DN15, o caudal originado será:

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

com,

$$Q_{s1} = 1 \times 0,50 + 1 \times 0,50 + 1 \times 0,35 + 1 \times 0,25 + 11 \times 0,10 = 2,70 \text{ l/s} ,$$

$$Q_{s2} = 0,$$

$$Q_{s3} = 0,$$

tem-se então,

$$Q_s = Q_{s1} = 2,70 \text{ l/s}$$

Na determinação do caudal a tratar, aplica-se a Equação 4.7, que por questões práticas se converteu os valores de entrada, tendo:

$$Q_r = 11000 \times 1,75 \times 0,90 = 17325 \text{ l/min} = 288,75 \text{ l/s},$$

Considerando o tratamento de 10% do caudal originado pela precipitação na zona descoberta do estacionamento, temos então o valor de cauda de água pluviais final a tratar (Q_{rf}):

$$Q_{rf} = 288,75 \times 0,10 = 28,9 \text{ l/s}$$

Não se considerando a lavagem de pavimentos em simultâneo com alturas de precipitação, tendo em conta os valores de $Q_s = 2,70 \text{ l/s}$ e $Q_{rf} = 28,9 \text{ l/s}$, será considerado apenas o valor originado pela escorrência de águas pluviais.

Aplicando a Equação 4.5, considerando um valor $f_x = 1$, e $f_d = 1$.

$$NS = (28,9 + 1 \times 0) \times 1 = 28,9 \text{ l/s}$$

A determinação do volume do decantador, tendo em conta as características do local, é determinado através da Equação 4.8.

$$V = \frac{100 \times 30}{1} = 3000 \text{ litros}$$

A dimensão do separador a utilizar tendo em conta a disponibilidade comercial deverá ser de 30 l/s com by-pass para um caudal de 300 l/s, com uma capacidade de volume de lamas de 3000 litros, (Figura 26).



Art. 744565 - OLEOPASS® NG 30/300 – 3000 L

Separador de hidrocarbonetos **ACO Passavant**, coalescente (**Classe 1**), modelo "**OLEOPASS**", dimensão standard **NG 20/200**, para um caudal de **30 l/s** e **By-pass** para um máximo de **300 l/s**, de acordo com a norma DIN EN 858, com decantador incorporado de **3000 litros** e uma capacidade de armazenagem de **634 litros** de óleos separados.

Separador pré-fabricado em betão reforçado de acordo com a norma **DIN4281**, desenho monolítico, anti-flutuação, com revestimento interior à prova de líquidos minerais leves e biodiesel de acordo com a norma **DIN EN 858-1**;

Filtro coalescente, removível;

Descarga sifonada, equipada com dispositivo de vedação automática com obturador flutuante (bóia), para densidades até **0,90 g/cm³**;

Capacidade de armazenagem de líquidos minerais leves: **634 litros** aprox.;

Volume da zona de decantação: **3000 litros**;

Volume total: **5420 litros**;

Ligações **DN 500 / Ø500** de acordo com a DIN 19534/19537;

Profundidade de admissão a "**Tmin**"= **1510 mm**, medida do solo até à geratriz inferior do tubo de entrada;

Profundidade de admissão máxima "**Tmax**" = **5720mm**, devendo ser aplicado anéis de elevação do fabricante, incluindo anel vedante;

Tampa para o separador com 800 mm de diâmetro da Classe de carga **D400**;

H1= 1720 mm;
D= Ø2440 mm;

Peso total aproximado (vazio): **10550 Kg**;
Peça mais pesada: **7400 Kg**.

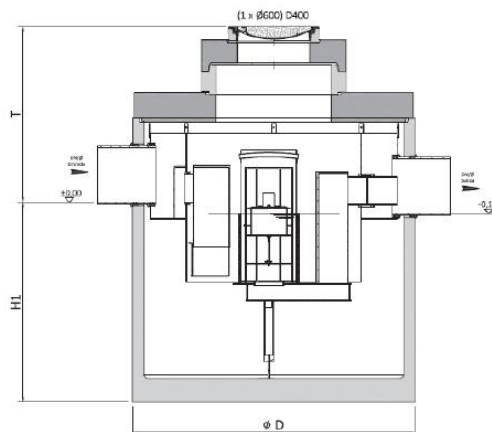
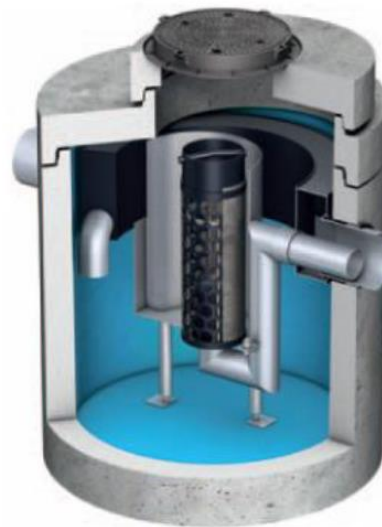


Figura 26 – Especificação de Separador de hidrocarbonetos 30 l/s com by-pass de 300 l/s (ACO IBERIA, 2016)

5 - PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

5.1 - Introdução

A utilização de pavimentos permeáveis tem como objetivo principal o combate à taxa de impermeabilização em meio urbano, permitindo desta forma aumentar as áreas com utilizações como circulação de pessoas, tráfego e/ou de estacionamento de veículos.

No que toca à drenagem sustentável, a utilização deste tipo de pavimentos permite que exista uma retenção de caudais nas camadas de base do pavimento, contribuindo assim diretamente para o controlo de caudais descarregados por uma determinada área impermeável na rede de drenagem pública. Existe também uma elevada contribuição em questões de tratamento de efluentes, que através do atravessamento nas diferentes camadas do pavimento proporcionam a filtração, adsorção, biodegradação e sedimentação dos poluentes existentes ao nível do pavimento, bem como dos precipitados através da água pluvial.

Este tipo de pavimentos pode-se enquadrar em dois tipos:

- **Pavimentos Porosos** – que têm a capacidade de infiltrar água através de todo o material que constitui a superfície do pavimento, por exemplo betuminoso poroso, betão poroso, cascalho, grelhas de enrelvamento, etc.;
- **Pavimentos Permeáveis** – formado por um material que é impermeável à água, mas que devido à disposição do material cria vazios que permitem a infiltração da água, por exemplo pavimentos em blocos de betão, calçada, etc.

No que diz respeito ao tipo de materiais e a seu tipo de aplicação, apresenta-se na Tabela 13 a utilização tipo de cada pavimento usualmente utilizado.

Tabela 13 – Tipo de aplicação de materiais porosos em pavimentos

Material	Aplicação Tipo
Blocos de material permeável (ex. calçada) e cascalho	Zonas de circulação pedonal; Acessos privados de automóveis; Parques de estacionamento; Estradas com tráfego ligeiro a moderado; Parques infantis; Escolas.
Betuminoso poroso	Acessos privados de automóveis; Parques de estacionamento; Estradas com tráfego moderado; Portos.
Grelhas de Enrelvamento	Acessos privados de automóveis; Parques de estacionamento de veículos ligeiros; Acessos automóveis de emergência ou com utilizações ocasionais.
Betão poroso	Parques de estacionamento; Estradas com tráfego moderado.

5.2 - Tipos de Drenagem em Pavimentos Porosos

Em relação à de drenagem da base de um pavimento poroso, podem-se considerar três abordagens, considerando infiltração total, infiltração parcial e sem infiltração.

Infiltração Total – a água que atravessa o pavimento é retida nas camadas base do pavimento permeável até que consiga infiltrar na totalidade no solo. Nestes casos deve ser considerada uma descarga de emergência em caso de eventos de precipitação elevada, em que as camadas porosas do pavimento não têm capacidade de retenção suficiente, ou caso se verifique uma redução das taxas de infiltração do solo, (Figura 27).

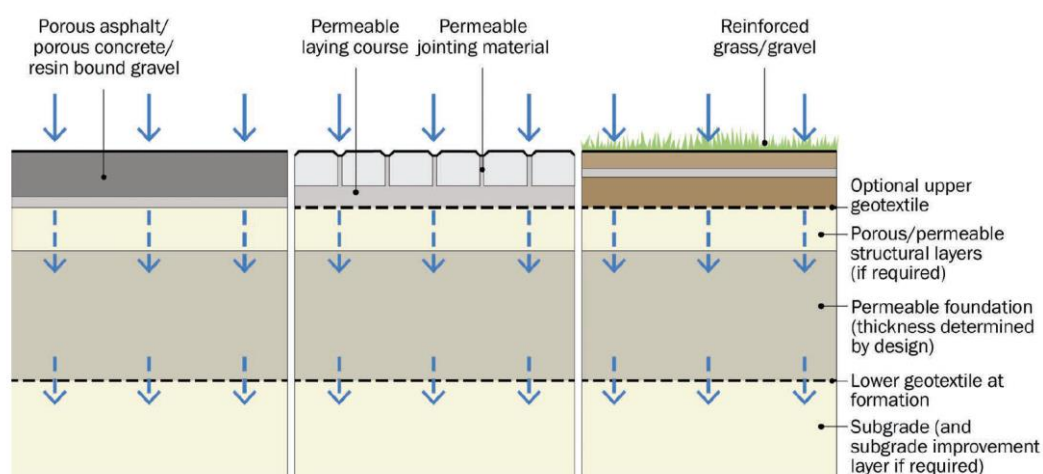


Figura 27 – Esquema de drenagem de um pavimento poroso com infiltração total (Ballard, et al., 2015)

Infiltração Parcial – com funcionamento análogo à drenagem de um pavimento poroso com infiltração total, mas equipado com descarga de excesso de água através de drenos ou mantas geocompósitas dispostas horizontalmente entre a sub-base e a camada estrutural ou verticalmente junto das extremidades do pavimento, (Figura 28).

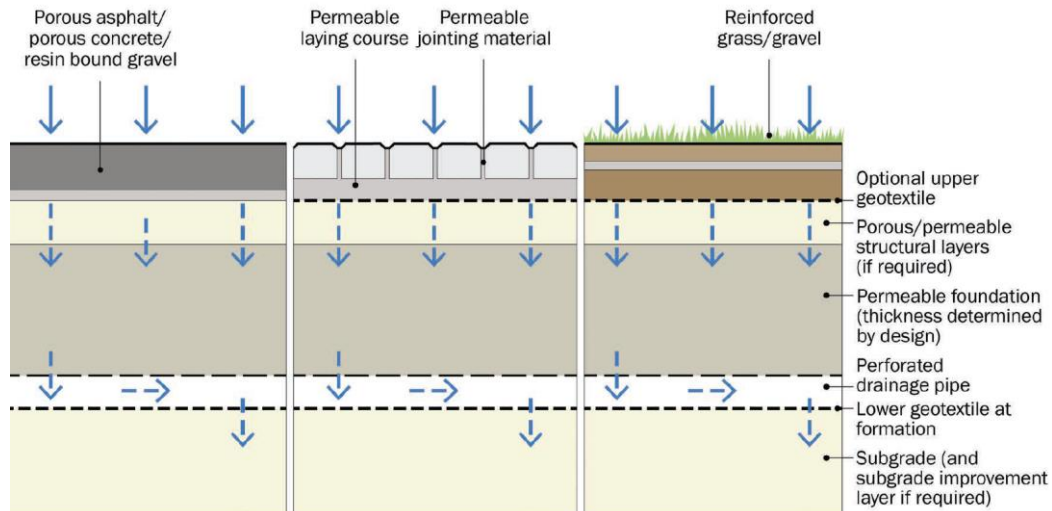


Figura 28 - Esquema de drenagem de um pavimento poroso com infiltração parcial (Ballard, et al., 2015)

Sem Infiltração – o sistema é isolado do solo através de mantas impermeáveis, sendo a sua base drenada através de drenos. A sua aplicação dá-se em casos de solos com reduzida capacidade de infiltração ou capacidade de resistência reduzida, sistemas de reutilização de água pluvial, proteção de aquíferos subterrâneos, nível freático a menos de 1 metro da camada base, possibilidade de contaminação do local drenado ou risco de mobilização de poluentes para o solo, (Figura 29).

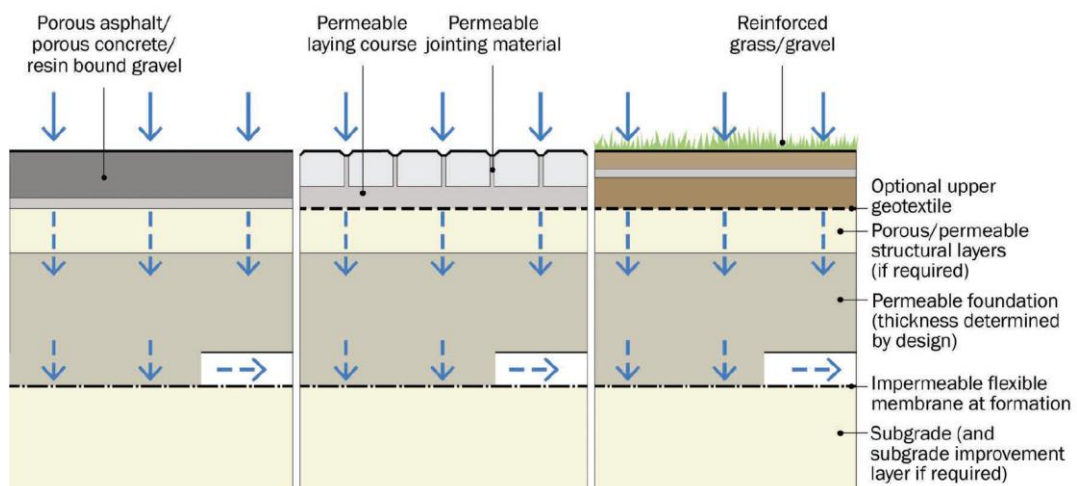


Figura 29 - Esquema de drenagem de um pavimento poroso sem infiltração (Ballard, et al., 2015)

5.3 - Considerações Gerais

A seleção da solução adequada para um pavimento poroso é de elevada importância quando ao correto funcionamento do sistema. As utilizações destes pavimentos podem geralmente ser complementadas com a utilização de outros tipos de sistemas como bacias de atenuação de caudais ou sistemas de aproveitamento de águas pluviais, (Figura 30).

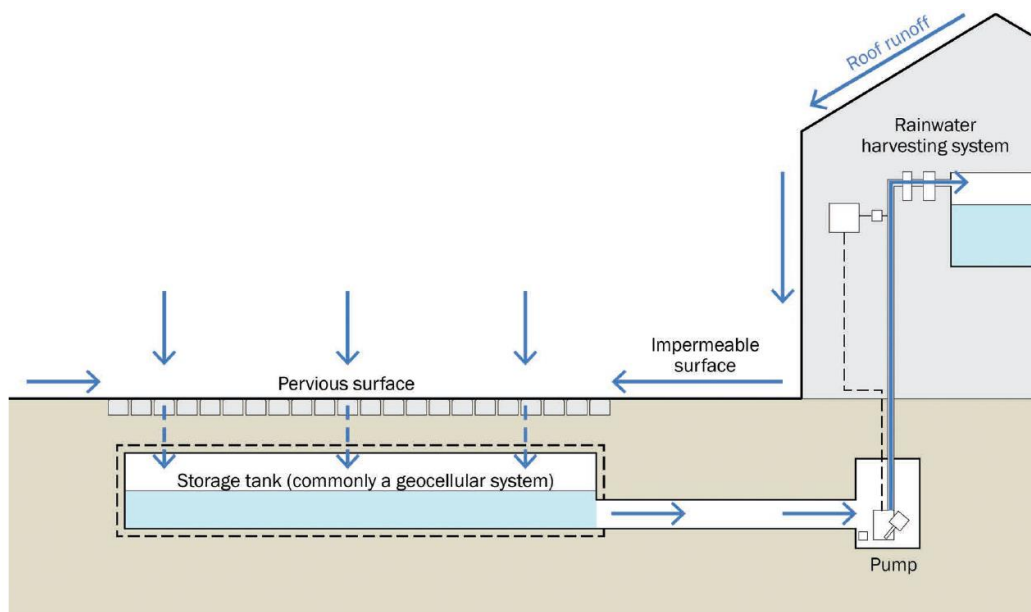


Figura 30 – Pavimento poroso em sistema de aproveitamento de água pluvial (Ballard, et al., 2015)

A sua utilização como solução alternativa para o cumprimento de índices de impermeabilização em construções novas, permite a utilização de espaços destinados a áreas verdes como zonas de circulação pedonal ou estacionamento.

Este tipo de sistemas tem vindo a ser aplicado em países com o Reino Unido e Estados Unidos da América, em drenagem de estradas com tráfego moderado e velocidades baixas e parques de estacionamento. A construção de um pavimento deste género para utilização em zonas com tráfego rodoviário deverá ser estudada em conjunto com o fabricante do pavimento e com recurso às necessárias sondagens geotécnicas de modo a se determinar com elevado grau de certeza a caracterização do solo na zona, permitindo também a avaliação do efeito da acumulação de água na capacidade de resistência do solo.

5.4 - Dimensionamento

O dimensionamento hidráulico proposto neste capítulo contempla apenas a necessidade do funcionamento direto do pavimento poroso tal como a verificação da capacidade de infiltração do pavimento, capacidade de armazenamento e dimensionamento de drenos. Questões relativas à capacidade de infiltração no solo serão abordadas no **Capítulo 6**.

Infiltração através de pavimentos porosos

A capacidade de infiltração no pavimento deverá ser superior à precipitação de projeto, de modo a poder garantir-se que não existe acumulação de água durante o período de precipitação de ponta de projeto. Na obtenção do caudal escoado pelo pavimento, deverá também ser avaliado o caudal que afluí através de escorrência superficial de áreas impermeáveis junto à zona a aplicar o pavimento poroso.

A capacidade de infiltração através de um pavimento é fornecida pelos fabricantes. Não existindo ainda normas Europeias que definam claramente quais os testes a efetuar na avaliação do pavimento, pode-se tomar como referência as normas Americanas **ASTM C1781M-13** (Pavimentos com blocos de betão) e **ASTM C1701M-09** (Betão poroso). A última norma pode também ser aplicada na determinação da capacidade de infiltração de pavimentos em betuminoso poroso e grelhas de enrelvamento.

Ao longo da utilização de um pavimento poroso, dependendo da sua constituição, poderão ocorrer situações de acumulação de detritos de pequenas dimensões e sequente colmatação de zonas do pavimento. Não é expectável que esta colmatação se estenda por todo o pavimento, devendo para tal prever-se que a capacidade de infiltração seja superior à precipitação de projeto, sendo recomendável que o fator de segurança seja de 10 (Ballard, et al., 2015), por exemplo para uma intensidade de precipitação de 180 mm/h, a capacidade de infiltração do pavimento deverá de ser de 1800 mm/h. Na Tabela 14 é apresentado valores de referência de colmatação observada em diferentes tipos de pavimento.

Tabela 14 – Tipos de colmatção verificados em diferentes tipos de pavimentos porosos

Tipo de Pavimento	Tipo de Colmatção	Processo de Tratamento	Mecanismos de Reabilitação
Grelhas de enrelvamento	Vazios preenchidos por areia e sedimentos depositados na superfície.	Colmatção de 6 a 12 mm; perda de 60 a 75% de superfície inicial de infiltração em simulação de 35 anos de utilização.	Remoção de areias através de escovagem mecânica, parte da relva terá de ser replantada após limpeza.
Betuminoso e betão poroso	Poeiras e sedimentos retidos na superfície.	Pode-se verificar a colmatção dos primeiros 25 a 75 mm caso não se proceda a manutenção ou correto dimensionamento do pavimento.	Escovas rotativas e lavagem a alta pressão; prever o agregado da superfície com granulometria reduzida e aumentar a sua dimensão ao longo das diferentes camadas.
Blocos de betão	Poeiras e sedimentos retidos na superfície.	Perda de 70 a 90% da capacidade de infiltração nos primeiros anos, com tendência a manter-se contante; em situações de tráfego intenso pode-se verificar a colmatção total dos vazios entre bloco.	Escovagem e sucção da superfície, substituição dos primeiros 20 mm de material aplicado nas juntas, aplicação de herbicidas.

Capacidade de Armazenamento

A altura da base do pavimento necessária depende diretamente da intensidade de precipitação definida em projeto, condicionantes de descarga e áreas impermeáveis a drenar para o pavimento poroso. O valor correto para garantir o armazenamento do volume de água necessário para funcionamento do sistema, deverá ser calculado do mesmo modo que no dimensionamento de reservatórios de retenção de caudais abordado no **Capítulo 8**.

O volume disponível na base do pavimento, é determinado pela percentagem de vazios do material utilizado, sempre que seja indicado uma percentagem de vazios superior a 30% é recomendável que sejam efetuados testes em obra.

Em situações que a inclinação do pavimento é acentuada, a capacidade de armazenamento de água na sub-base vai ser reduzida, nestes casos é aconselhável a construção de barreiras ou construção do pavimento em patamares, de modo a proporcionar vários níveis de armazenamento de água e consequentemente aumentar a capacidade de retenção, (Figura 31).

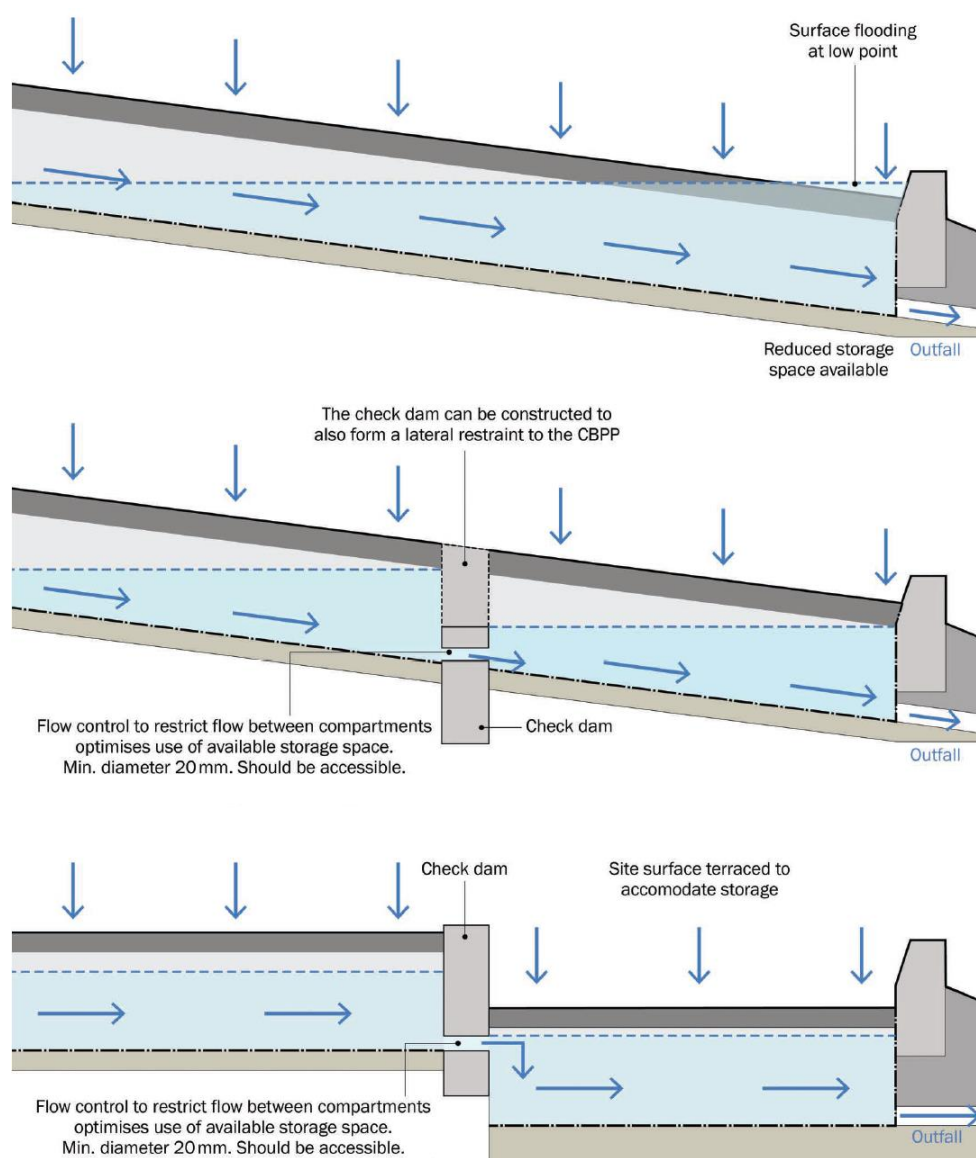


Figura 31 – Controlo de volumes no interior de pavimentos com inclinações elevadas (Ballard, et al., 2015)

Dimensionamento de Drenos

Para o correto funcionamento da base do pavimento, é necessário prever a instalação de drenos em pavimentos porosos com necessidade de descarga. Na avaliação global do sistema, dependendo das necessidades de controlo, poderá ser necessária a utilização de dispositivos de controlo de caudais. Os drenos também têm função de recolha de água na sub-base e encaminhamento para um sistema de aproveitamento de água pluvial.

A equação 5.1, permite determinar o afastamento entre drenos, (Figura 32).

$$q = k \cdot (h/b)^2 \quad (5.1)$$

Onde:

q – intensidade de precipitação máxima que pode ser drenada numa determinada espessura de sub-base (m/s);

b – ½ do afastamento entre tubagens (m);

k – coeficiente de permeabilidade (m/s).

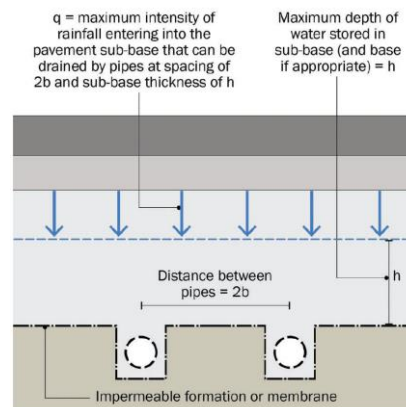


Figura 32 – Espaçamento entre drenos (Ballard, et al., 2015)

A determinação do caudal a escoar pela tubagem pode ser determinada de forma grosseira através da lei de Darcy, Equação 5.2.

$$Q = A_t \cdot k \cdot I \quad (5.2)$$

Onde:

Q – caudal (m³/s);

A_t – área transversal da sub-base pela qual se dá o escoamento (m²);

k – coeficiente de permeabilidade (m/s);

I – gradiente hidráulico (m/m) (considerando que se trata da inclinação da sub-base em direção à descarga, não é o verdadeiro gradiente hidráulico mas trata-se de uma simplificação conservativa);

A espessura do pavimento deverá ser dimensionada de acordo com as características geotécnicas e cargas a que se encontra sujeito.

6 - SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO

6.1 - Introdução

Um sistema de infiltração pode ser composto por vários tipos de dispositivos ou uma combinação de sistemas diferentes, tais como bacias, poços e trincheiras de infiltração, canais não revestidos e zonas onde se dê o escoamento e/ou armazenamento de água pluvial cuja base seja porosa e permita a infiltração no solo ao longo de um período de tempo.

Esta metodologia também é válida para o dimensionamento das bases de infiltração de sistemas de biorretenção e pavimentos porosos.

A infiltração, dependendo das características do solo, pode contribuir para uma atenuação do caudal escoado em meio urbano, ao mesmo tempo que se garante uma recarga natural de água no subsolo.

6.2 - Bacias de Infiltração

Bacias de infiltração são geralmente zonas planas ajardinadas que recebem um determinado volume de água proveniente de uma zona de drenagem urbana, que armazenam o volume de modo a permitir que a esta seja infiltrada no solo. Pelo facto de se tratar de uma zona verde, a água infiltrada sofre um processo de filtração natural, retendo à superfície os detritos e alguns poluentes transportados pelo escoamento, (Figura 33).

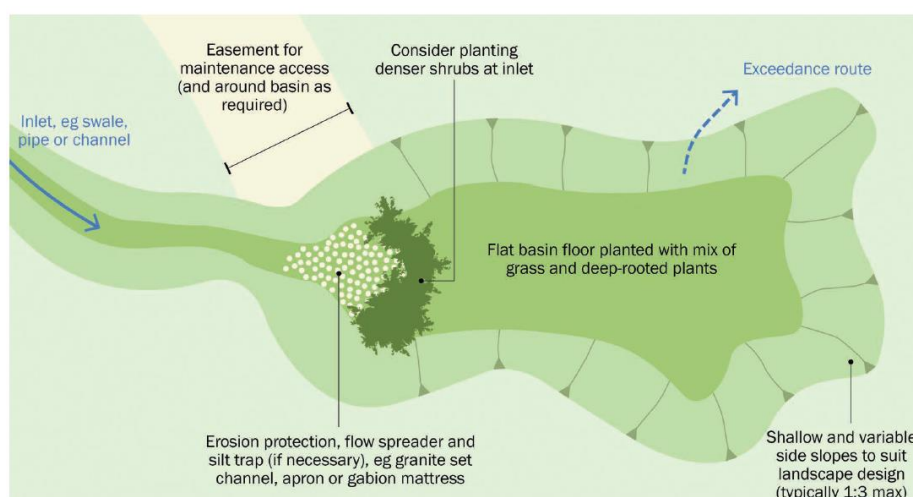


Figura 33 – Exemplo de uma bacia de infiltração em planta (Ballard, et al., 2015)

A manutenção de uma bacia de infiltração assemelha-se à manutenção de uma área verde, devendo dar-se especial importância à limpeza de lixos ou objetos que possam obstruir os dispositivos de descarga de emergência. Na Tabela 15 são sugeridas metodologias de manutenção a adotar numa bacia de infiltração.

Tabela 15 - Requisitos de manutenção de uma bacia de infiltração

Tipo de Manutenção	Ação	Frequência
Manutenção Regular	Remoção de lixo e detritos.	Mensal
	Corte de relva na zona de acessos.	Mensal durante o período de crescimento e quando necessário após crescimento
	Corte de relva na restante bacia.	Primavera e Outono
	Controlo de vegetação e remoção de espécies parasitas.	Mensalmente no início e quando necessário após período de desenvolvimento da vegetação
Manutenção Ocasional	Replantação de zonas com pouca vegetação.	Anual ou quando necessário
	Aparação de árvores e arbustos.	Quando necessário
	Remoção de sedimentos do dispositivo de entrada.	Quando necessário
Ações de Correção	Replantação de zonas erodidas.	Quando necessário
	Reposicionamento de bacia de dissipação.	Quando necessário
	Reparação de dispositivos de entrada, descarga e descarga de emergência.	Quando necessário
	Reabilitar superfície de infiltração.	Quando necessário
	Regularização do leito de infiltração.	Quando necessário
Monitorização	Verificação das tubagens de admissão, descarga e descarga de emergência.	Mensal
	Verificação de danos nos componentes da bacia.	Mensal
	Verificação da acumulação de sedimentos nos dispositivos de entrada.	Semestral
	Verificação de efeitos de compactação na superfície de infiltração.	Mensal

6.3 - Poços de Infiltração

Têm a finalidade de infiltrar as águas pluviais no solo através da retenção do volume de água originado pelo escoamento de águas pluviais. Encontram-se geralmente dois tipos de sistemas:

- Zona escavada preenchida por material poroso como um sistema geocelular (Figura 34);
- Estrutura de retenção enterrada oca, com furações para infiltração lateral (Figura 35).

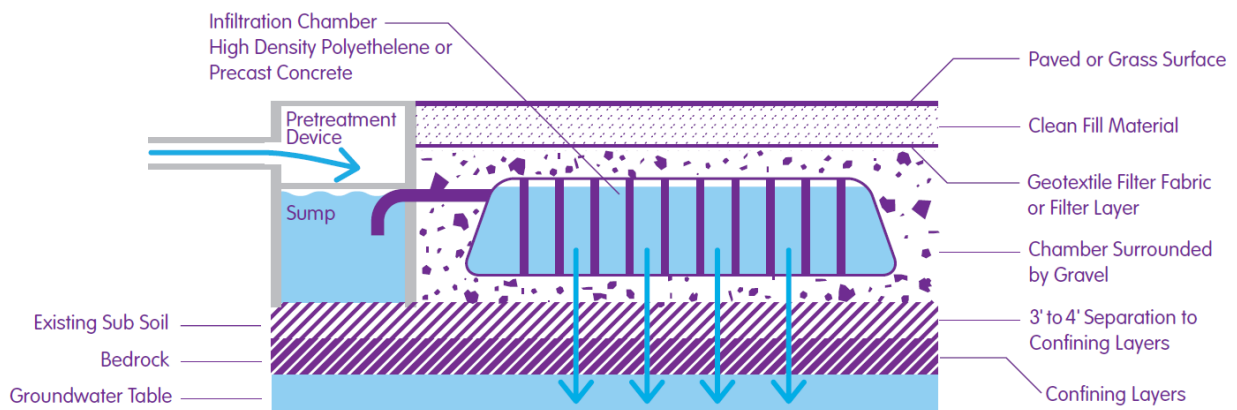


Figura 34 – Poço de Infiltração com material poroso (NYC Department of Design and Construction, 2010)

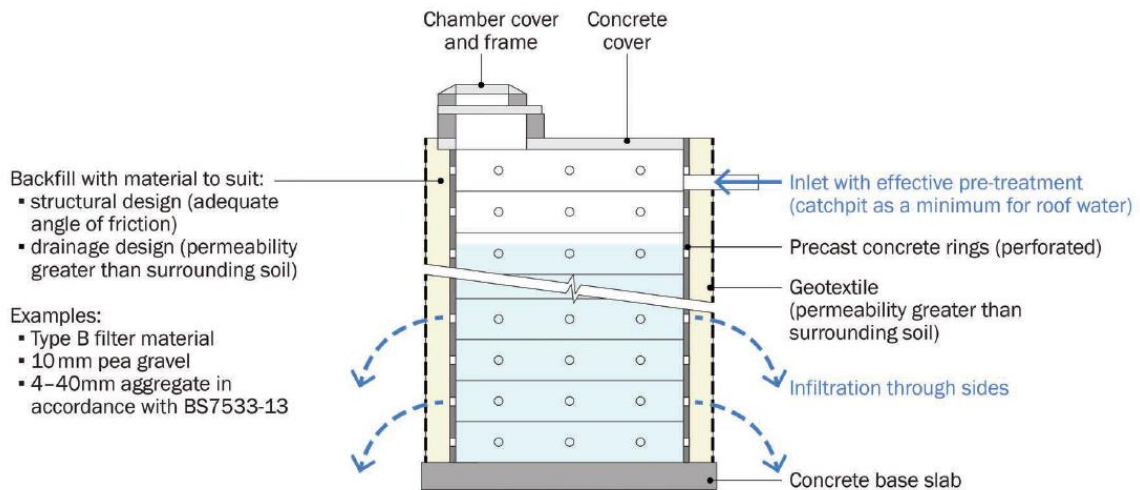


Figura 35 – Poço de Infiltração com estrutura perfurada (Ballard, et al., 2015)

Os poços de infiltração devem ser munidos de acessos que permitam a verificação do bom funcionamento do sistema. Em poços preenchidos por material poroso, é usualmente utilizado um tubo para verificação do nível de água no seu interior ou câmara de inspeção dependendo da dimensão do sistema. Quando os poços são construídos com uma estrutura de retenção, o seu interior não é preenchido, permitindo o acesso para efeitos de manutenção através de uma tampa de acesso. Na Tabela 16 apresenta-se uma proposta de manutenção deste tipo de sistemas.

Tabela 16 - Requisitos de manutenção de um poço de infiltração

Tipo de Manutenção	Ação	Frequência
Manutenção Regular	Verificação da existência de lixos e sedimentos no interior do dispositivo de entrada e no fundo do poço.	Anual
	Limpeza de tubagem de descarga, admissão e filtros.	Anual
	Limpeza de raízes no interior do poço que possam criar entupimentos.	Anual
Manutenção Ocasional	Remoção de sedimentos e lixos no interior de dispositivos de entrada e fundo do poço.	Quando necessário
Ações de Correção	Remoção e substituição da camada filtrante e vegetação superior.	Quando necessário
Monitorização	Verificação e registo do nível de acumulação de sedimentos.	Mensalmente no primeiro ano e depois anual
	Verificação do tempo de escoamento.	Anual

6.4 - Trincheiras de Infiltração

Sistemas que permitem a distribuição de um determinado volume de água através de valas de forma retangular ao longo de um determinado comprimento, (Figura 36). A utilização de trincheiras de infiltração permite que a área de contacto com o solo seja determinada pelo comprimento da trincheira, garantido que em solos com pouca capacidade de infiltração se consigam boas condições de infiltração através do comprimento da vala. Pode ser incluído no interior das camas que constituem a trincheira um tubo perfurado de modo a permitir uma melhor distribuição dos caudais ao longo da trincheira.

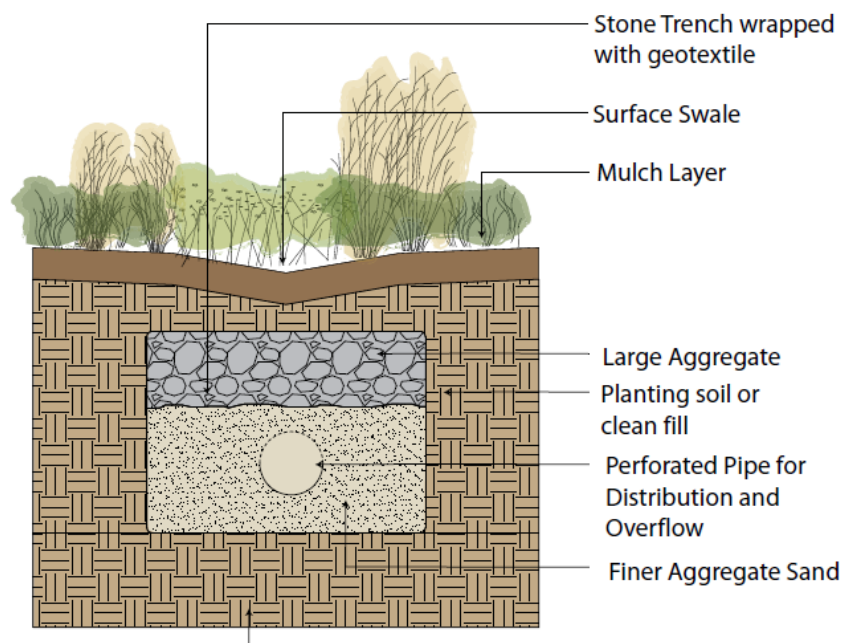


Figura 36 – Corte esquemático de uma trincheira de infiltração (NYC Department of Design and Construction, 2008)

Inspeções e manutenções regulares garantem o funcionamento de uma trincheira de infiltração de acordo com o definido em projeto, para tal na Tabela 17 são apresentadas algumas ações de manutenção a ter em conta.

Tabela 17 - Requisitos de manutenção e inspeção de um poço de infiltração

Tipo de Manutenção	Ação	Frequência
Manutenção Regular	Remoção de lixo e detritos da superfície.	Mensal
	Inspeção de superfície drenante, tubagens de admissão e descarga, obstruções, danos estruturais e zonas de água parada.	Mensal
	Verificação de acumulação de sedimentos e estabelecimento de uma frequência regular de remoção de sedimentos.	Semestral
	Remoção de sedimentos de dispositivos de entrada.	Semestral
Manutenção Ocasional	Remoção de raízes de árvores que cresçam nas zonas laterais das trincheiras.	Quando necessário
	Em zonas poluídas, substituição de geotêxtil e lavagem de camada superficial se aplicado filtro na superfície.	A cada 5 anos ou quando necessário
	Limpeza de drenos.	Quando necessário

6.5 - Avaliação Geotécnica

Em bacias de pequena dimensão a avaliação geotécnica deverá ser efetuada com recurso prospeções geotécnicas e a testes “*in situ*” da capacidade de infiltração dos diferentes solos que constituem a bacia em estudo.

Para efeitos de dimensionamento em fase de projeto é necessário arbitrar um valor de infiltração que o solo permita tendo em conta o tipo de solo identificado na zona. Para tal existem intervalos de valores de coeficientes de infiltração admissíveis, tendo em conta a sua constituição, Tabela 18.

Tabela 18 – Valores típicos de coeficientes de infiltração baseados na textura do solo

Textura do solo	Coefficiente de infiltração típico (m/s)
Gravilha	$3 \times 10^{-4} - 3 \times 10^{-2}$
Arenoso	$1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-5}$
Arenoso - Franco	$1 \times 10^{-4} - 3 \times 10^{-5}$
Franco - Arenoso	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$
Franco	$1 \times 10^{-7} - 5 \times 10^{-6}$
Franco - Siltoso	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-5}$
Franco – Argiloso - Arenoso	$3 \times 10^{-10} - 3 \times 10^{-7}$
Franco – Argiloso - Siltoso	$1 \times 10^{-8} - 1 \times 10^{-6}$
Argiloso	$< 3 \times 10^{-8}$
Rocha	$3 \times 10^{-9} - 3 \times 10^{-5}$

Em situações em que na fase de projeto não existem testes de infiltração “*in situ*”, deverão ser consideradas alternativas de descarga alternativas, de modo que em fase de execução do sistema em obra, se os testes efetuados no local mostrarem que o solo não permite cumprir o considerado em projeto exista possibilidade de drenagem da bacia.

Em solos cuja capacidade de infiltração seja inferior a 10^{-6} m/s, os sistemas de infiltração poderão ser úteis para criação de atenuação de caudal, mas a utilização do sistema para infiltração poderá não ter o custo/benefício desejado exceto se existir uma grande superfície de terreno disponível para o efeito.

O nível freático no local deverá ser avaliado tendo em conta as variações sazonais, devendo ser garantido que o sistema se encontre pelo menos 1,00 m acima do nível freático máximo estimado. Esta distância, assegura uma altura de solo não saturado que permitirá assegurar o desempenho do sistema de infiltração, e proteger a água subterrânea subjacente de contaminações superficiais.

A infiltração em solos parcialmente saturados ou com escoamento é determinada através de equações diferenciais não lineares. Tendo em conta a dificuldade de resolução dos sistemas de equações, é usualmente atribuído uma constante ou coeficiente de infiltração empírico, q , determinada através de testes infiltração ou valores experimentais tabelados (Tabela 18).

Quando existe um escoamento vertical num solo não saturado, com um caudal razoavelmente estável, é razoável assumir um gradiente hidráulico unitário ((Ballard, et al., 2015)). Nestas condições, o coeficiente de infiltração, q , é numericamente equivalente ao coeficiente de permeabilidade do solo, k .

A permeabilidade ou coeficiente de infiltração será elevada para solos arenosos e baixa em solos argilosos e siltosos.

A utilização de coeficientes de infiltração tabelados, Tabela 18, para os diferentes tipos de solo é um bom indicador para uma primeira análise, mas, devido a infiltração no terreno poder ser alterada e a diferentes fatores como a compactação do solo, a estrutura do solo e suas estratificações, o arrastamento e bloqueio dos vazios devido ao arrastamento de finos durante a construção de edifícios próximas ao local, a existência de rochas com elevada capacidade de infiltração inicial e reduzida ou nula quando saturadas, devendo sempre ser

efetuados testes no local para a determinação dos coeficientes. Estes testes deverão ser o mais dispersos possíveis de modo a evitar má interpretação da constituição do solo.

A classificação de solos não se encontra padronizada, sendo adotadas vários tipos de classificação dependendo do país e instituição que as publica. Apresenta-se de seguida a título de exemplo umas das muitas classificações de solos disponíveis para consulta (Figura 37).

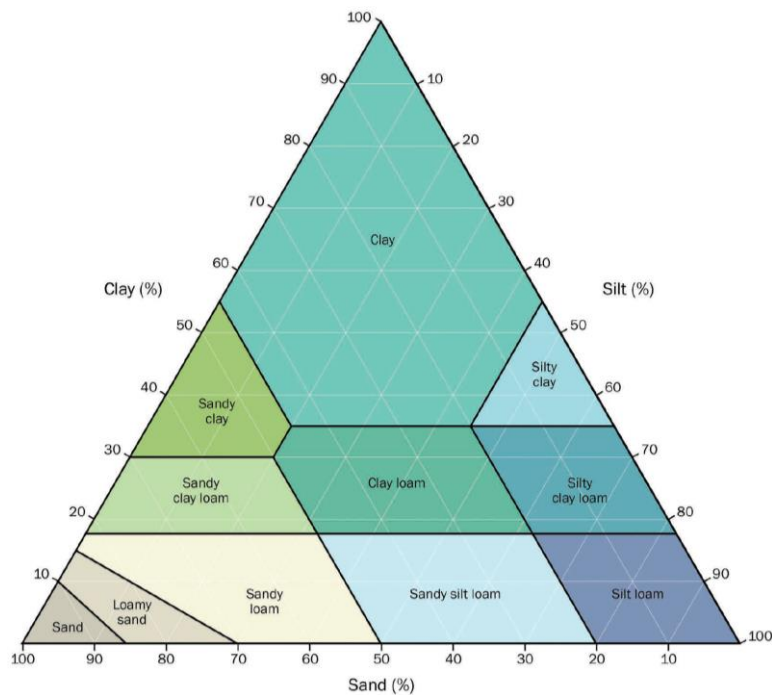


Figura 37 – Classificação de solos (Ballard, et al., 2015)

Os estudos geotécnicos a efetuar em fase de prospeção ou execução de obra, têm como principal função a avaliação das capacidades do solo e se necessário redimensionamento das áreas de infiltração necessárias.

A existência de construções junto do sistema requer que seja avaliada a capacidade do terreno de fundação quando saturado, a norma Alemã **DWA-A 138E**, recomenda que:

- Em edifícios com sistema de impermeabilização contra níveis freáticos elevados, a separação do sistema não é crítica, devendo ser observadas boas práticas de engenharia, garantido a segurança contra a flutuação de fundações e tensão de corte do terreno;
- Em edifícios onde o nível freático se encontre abaixo do ultimo piso e não seja necessário sistema de impermeabilização deverá ser garantida a distância mínima recomendada do sistema à fundações igual a 1,5 vezes a altura de escavação, (Figura 38);
- Em situações em que o limite superior do trainel de escavação é desconhecido, por exemplo em edifícios existentes, pelo lado da segurança, deverá ser considerada uma inclinação de 1:1;
- A separação de 0,50 m no limite superior do trainel de escavação, assegura que a água percolada não atinge diretamente a zona de enchimento da zona escavada, (Figura 38);
- Em edifícios sem pisos enterrados, em vez da altura de escavação, deverá ser adotada a profundidade das fundações;
- Em sistemas centralizados de percolação, a distância de separação de edifícios (caves, fundações etc.), deverá ser superior à largura média da bacia;
- A separação de sistemas de percolação dos limites de propriedades privadas, deverá ser efetuada tendo em conta o tipo de sistema de percolação, condições locais e topografia.

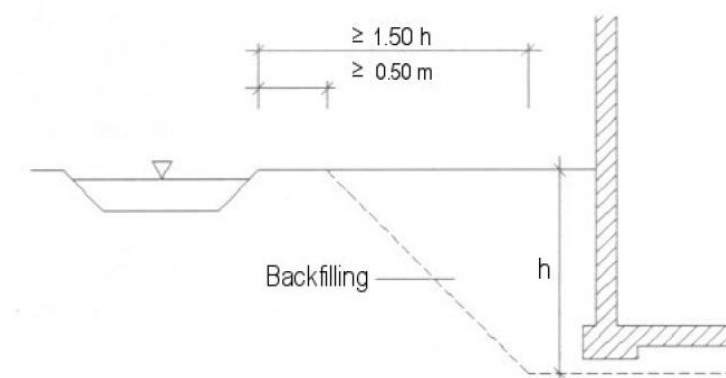


Figura 38 – Separação mínima de sistemas de infiltração às fundações de um edifício (German Association for Water, 2005)

6.6 - Considerações várias

Um sistema de infiltração de água pode ser aplicado na maioria dos tipos de solo, no entanto, no caso de solos contaminados, deverá ser avaliada a possível deterioração das águas subterrâneas na fase de estudo inicial.

Em situações em que o escoamento de águas de superfície provoque a contaminação dos solos, deverá ser avaliado o impacto da introdução destes poluentes no sistema de infiltração e a possibilidade de contaminação de águas subterrâneas. Em todo o caso, é aconselhável que sejam tomadas medidas de proteção em situações de possível poluição proveniente de águas superficiais, tais como equipamentos de separação ou decantação e retenção de sólidos e/ou contaminantes (por ex., separadores de hidrocarbonetos, filtros de metais pesados, etc..) na entrada dos sistemas.

6.6.1 - Metodologias de testes de percolação

A execução de testes de percolação permite obter uma taxa de infiltração expressa em m/s ou m/h, o teste deve ser efetuado de acordo com o relatório que acompanha o resultado, devendo o fosso da zona de teste ser cheio de água várias vezes de modo a garantir uma aproximação dos resultados o mais próximo possível à situação de um terreno humedecido em épocas de chuva. Cada vez que seja repetido o teste, irá ser apresentado um aumento do tempo de vazamento do fosso relativamente ao teste anterior, (Figura 39).

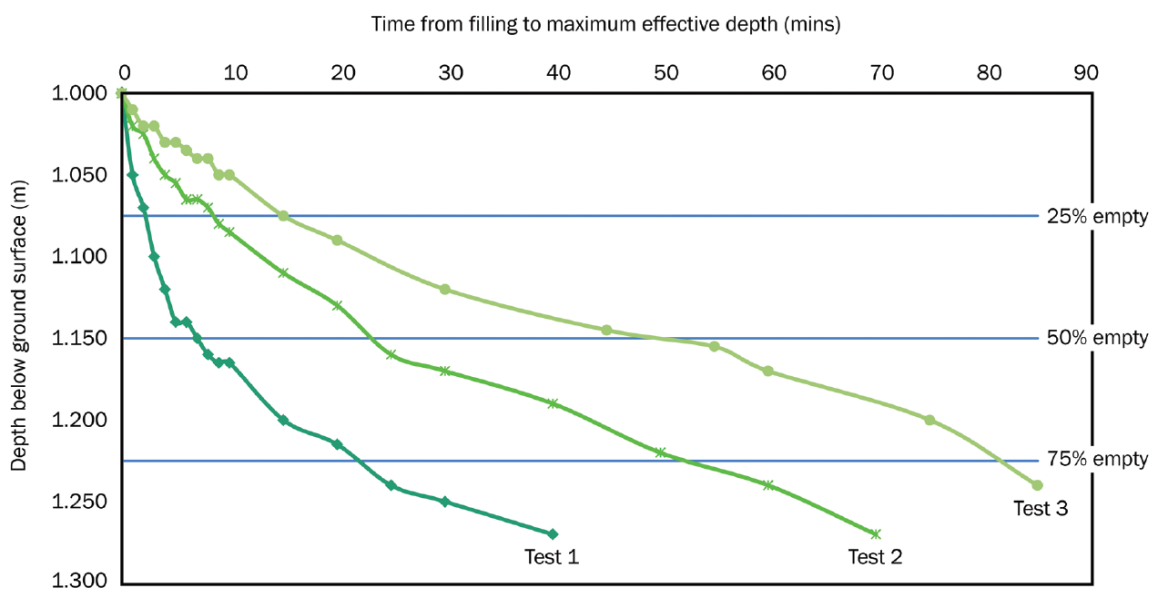


Figura 39 - Exemplo de redução da taxa de infiltração em testes sucessivos (Ballard, et al., 2015)

Um dos problemas neste tipo de sistemas é o risco de execução dos testes de percolação incorretamente, tanto devido a questões de prazos como custos. Caso os testes de campo sejam reduzidos devido a custos e os dados obtidos não permitirem a extrapolação de resultados, deverá ser considerado a pior taxa de infiltração obtida nos testes.

Apresenta-se de seguida Normas Europeias com informação complementar a ter em conta durante a execução destes testes:

- **EN ISO 22282-2:2012** – Water permeability tests in a borehole using open systems;
- **EN ISO 14688-1:2002** – Identification and classification of soil;
- **EN ISO 14689-1:2003** – Identification and classification of Rock.

Ao nível do impacto de sedimentos no desempenho do sistema, a escorrência em pavimentos proporciona a acumulação de areias e siltes, as quais poderão colmatar a zona permeável do sistema de infiltração, reduzindo o seu desempenho. De modo a evitar esta situação é aconselhável a instalação de dispositivos de remoção de sedimentos à entrada dos sistemas, e, quando se trate de um sistema de grandes dimensões deverá proceder-se à sua inspeção periódica de modo a verificar o desenvolvimento do depósito de sedimentos na sua base.

Esta situação poderá ser ignorada se o terreno tiver permeabilidade a sedimentos finos, ou se o dimensionamento do sistema apenas tiver em conta como a área de infiltração as paredes circundantes do sistema não sendo considerado a sua base, (Figura 40).

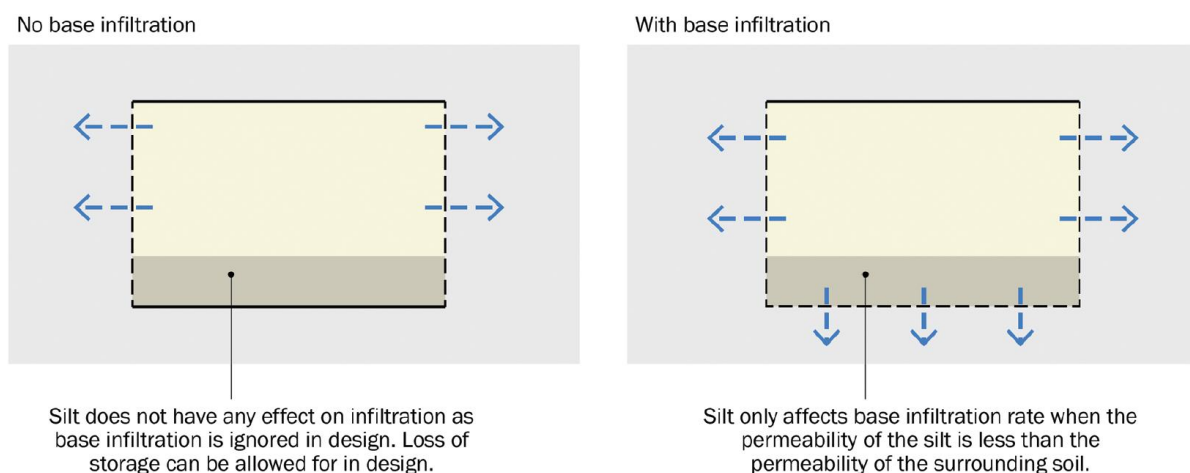


Figura 40 – Efeitos de depósitos no desempenho de sistemas de infiltração (Ballard, et al., 2015)

6.7 - Dimensionamento

Na maioria das situações, a área permeável a drenar é substancialmente superior à área disponível para construção do sistema de infiltração. Isto originará um caudal entrado no sistema superior à capacidade de infiltração, devendo para tal ser estimado um volume de armazenamento para que o sistema infiltre todo o volume acumulado ao longo de um determinado período de tempo.

O dimensionamento destes sistemas pretende determinar um volume tal que garanta o funcionamento do sistema de acordo com o objetivo pretendido. Caso o período de tempo necessário para infiltrar o volume de água, ou as dimensões necessárias sejam demasiado elevadas ou não possam ser comportadas na área determinada para o efeito, deverão ser consideradas descargas adicionais para o sistema de drenagem a jusante, bem como descargas de emergência para situações de intensidades de precipitação acima das consideradas em projeto.

Estes sistemas são aplicados em países do Norte da Europa com alguma regularidade em zonas sensíveis a inundações ou onde seja necessário recorrer à retenção de caudais para minimizar problemas de cheias existentes.

Este tipo de retenção de caudais pluviais deverá ser dimensionado para períodos de retorno até 100 anos, acrescentando o valor de precipitação de uma margem para eventuais alterações climáticas.

Uma das maiores incertezas no dimensionamento de sistemas de infiltração é a obtenção de um coeficiente de infiltração exato, uma vez que como referido atrás, o seu desempenho poderá diminuir durante a sua utilização, principalmente se não for aplicado um sistema de pré-tratamento (ex. decantadores, etc.). De modo a ter em conta a eventual redução de desempenho do sistema, é aplicado um fator de redução do coeficiente de infiltração. Este fator tem em conta também possíveis falhas na construção ou situações não previstas, Tabela 19.

Tabela 19 – Fatores de redução da capacidade de infiltração

Dimensão da Área Drenada	Consequências de falha (ultrapassada a capacidade de acumulação)		
	Sem danos	Alguns danos em áreas exteriores	Danos em edifícios ou estruturas
< 100 m ²	1.5	2	10
100 a 1000 m ²	1.5	3	10
> 1000 m ²	1.5	5	10

6.7.1 - Sistemas de infiltração planos

Este tipo de sistemas têm uma altura relativamente baixa e cobrem uma área extensa onde geralmente se despreza a infiltração obtida pela área lateral, que comparado com à área da base não têm expressão no volume total infiltrado. A Equação 6.3 fornece a altura máxima da lâmina de água para a um determinado evento de precipitação acima de um determinado plano de infiltração.

$$h_{max} = \frac{D_p \cdot (R \cdot i - q)}{n'} \quad (6.3)$$

Onde:

h_{max} – altura máxima de água acima da base de infiltração, (m);

R – rácio entre a área drenada e área de infiltração, $R = \frac{A_D}{A_b}$;

q – coeficiente de infiltração obtido por testes de percolação (m/h), ajustado pelo fator de segurança apropriado;

i – intensidade de precipitação (m/h);

D_p – duração da precipitação (h);

A_b – área da base de infiltração (m²);

A_D – área drenada (m²);

n' – porosidade do material de enchimento (volume de vazio/volume total).

O valor n pode ser obtido através de testes em laboratório ou aplicado o valor da Tabela 20.

Caso seja aplicado um valor de porosidade superior a 0,3, este deverá ser testado “*in situ*” de modo a garantir os requisitos de dimensionamento previstos.

Tabela 20 – Porosidade n , tendo em conta o tipo de enchimento

Material	Porosidade, n
Sistemas geocelulares	0,9 – 0,95
Gravilha uniforme	0,3 – 0,4
Areia ou gravilha	0,2 - 0,3

Para sistemas onde exista uma camada superficial de solo ou um solo com características filtrantes (ex. Bacias de Biorretenção), o coeficiente de infiltração da camada superficial poderá ser a condicionante, devendo ser tido em conta este fator.

No dimensionamento de um pavimento permeável, com $R = 1$, a altura máxima de água dada pela Equação 6.4.

$$h_{max} = \frac{D_p \cdot (i - q)}{n'} \quad (6.4)$$

Num pavimento onde os materiais constituintes das camadas inferiores tenham um reduzido volume de vazios, e conseqüentemente uma reduzida capacidade de armazenamento de água, o armazenamento irá ocorrer à superfície. Nestes casos temos $R = 1$, $n = 1$, a altura máxima de água dado pela Equação 6.5.

$$h_{max} = D_p \cdot (i - q) \quad (6.5)$$

6.7.2 - Sistemas de infiltração multidirecionais

Os sistemas de infiltração denominados como multidirecionais, têm geralmente uma forma volúmica paralelepipedal ou tipo trincheira, sendo a área lateral elevada. O dimensionamento de sistemas de pequenas dimensões pode ser executado através da solução das equações em ordem à altura de água máxima pretendida h_{max} . A forma de calculo utilizada irá depender apenas se se trata de um sistema com paredes verticais ou inclinadas.

A determinação da área base A_b (m²) é obtida através da Equação 6.6.

$$A_b = \frac{A_D \cdot i \cdot D_p}{n' \cdot h_{max} + q \cdot D_p} \quad (6.6)$$

Nos casos de se pretender obter h_{max} , em sistemas com paredes laterais verticais (ex. trincheiras) deverá ter-se em conta as Equações 6.7 a 6.9.

$$h_{max} = a. [e^{(-bD)} - 1] \quad (6.7)$$

Com,

$$a = \frac{A_b}{P_b} - i. \frac{A_D}{P_b \cdot q} \quad (6.8)$$

e,

$$b = \frac{P_b \cdot q}{n' \cdot A_b} \quad (6.9)$$

Onde:

P_b – perímetro da base (m).

6.7.3 - Verificação do tempo de esvaziamento

Os métodos de dimensionamento hidráulico apresentados nos capítulos anteriores, utilizam a sua capacidade de armazenamento de modo a garantir que o caudal entrado seja armazenado para infiltração no solo, no entanto se estivermos perante um solo com uma taxa de infiltração demasiado baixa o sistema poderá não ter tempo de esvaziar antes no próximo evento de precipitação aconteça.

É recomendável que o sistema tenha capacidade de infiltrar no mínimo metade da sua capacidade dentro de um período de tempo razoável de modo a que se reduza o risco de a bacia não poder acomodar um sequente evento de precipitação.

Quando o período de dimensionamento é calculado para suportar eventos com um período de retorno de 10 anos ou 30 anos, é recomendável que o período de tempo de esvaziamento de metade do volume armazenado seja de 24 horas. No caso de dimensionamentos com tempos de retorno superiores a 30 anos, o requisito de tempo de esvaziamento de 24 horas pode originar que o sistema tenha de ter uma área de infiltração demasiado elevada, pelo que é aceitável tempos de esvaziamento superiores, devendo ser avaliado o desempenho do sistema e as consequências de períodos de chuva consecutivos, tendo em conta as Equações 6.10 a 6.13.

Determinação do tempo de esvaziamento de um sistema de infiltração plano:

$$t_{1/2} = \frac{n' \cdot h_{max}}{2q} \quad (6.10)$$

Admitindo que o tempo de esvaziamento de metade do volume acumulado deverá ser inferior a 24h, e q é medido em m/h, é então aceitável que o coeficiente de infiltração seja determinado por:

$$q \geq \frac{n' \cdot h_{max}}{48} \quad (6.11)$$

Determinação do tempo de esvaziamento de um sistema de infiltração multidirecional:

$$t_{1/2} = \frac{n' \cdot A_b}{q \cdot P_b} \log_e \left[\frac{h_{max} + \frac{A_b}{P_b}}{\frac{h_{max}}{2} + \frac{A_b}{P_b}} \right] \quad (6.12)$$

Admitindo que o tempo de esvaziamento de metade do volume acumulado deverá ser inferior a 24h, e "q" é medido em m/h, é então aceitável que o coeficiente de infiltração seja determinado por:

$$q \geq \frac{n' \cdot A_b}{24 \cdot P_b} \log_e \left[\frac{h_{max} + \frac{A_b}{P_b}}{\frac{h_{max}}{2} + \frac{A_b}{P_b}} \right] \quad (6.13)$$

Onde:

$t_{1/2}$ – tempo de esvaziamento de metade do volume, (h).

6.8 - Exemplo de Aplicação

O sistema proposto para estudo será constituído por um sistema geocelular para infiltração multidirecional de águas pluviais provenientes de uma área de cobertura de uma habitação com 120m^2 , um período de retorno de 10 anos e o tipo de terreno será do tipo Franco-Siltoso, sendo considerado um coeficiente de infiltração de $6,5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

O fator de segurança aplicado será de 1,5 (Tabela 19), tendo em conta a área impermeável e tratando-se de uma zona em que caso a capacidade do sistema de infiltração seja ultrapassado não existem danos ou riscos significativos.

Procede-se então à redução do coeficiente de infiltração tendo em conta o fator de segurança.

$$q = 6,5 \times 10^{-6} \text{ m/s} \div 1,5 = 4,33 \times 10^{-6} \text{ m/s} = 0,0156 \text{ m/h}$$

Estimativa das dimensões da bacia de infiltração

Considerando uma bacia de infiltração com uma dimensão de $5,00 \times 6,00 \times 0,75 \text{ m}$, tratando-se de um sistema geocelular o coeficiente de vazios (n) será de 0,90.

Determina-se então a área da base A_b e o perímetro P ;

$$A_b = 30 \text{ m}^2 ; P_b = 22 \text{ m};$$

Seleciona-se uma gama de tempos de precipitação entre 5 minutos e 24 horas, com recurso aos parâmetros de ajustamento das curvas IDF, selecionamento a região A para um período de retorno de 10 anos.

Aplicando a Equação 6.9 obtemos o valor do parâmetro **b** a utilizar na equação 6.7;

Sendo:

$$n' = 0,90;$$

$$q = 0,0156 \text{ m/h};$$

Temos:

$$b = \frac{P_b \cdot q}{n' \cdot A_b} \implies b = \frac{22 \times 0,0156}{30 \times 0,90} = 0,0127 \text{ h}^{-1}$$

Com recurso à Equação 6.8 obtemos o valor do parâmetro **a** a utilizar na equação 6.7 que será dependente da intensidade de precipitação (*i*);

Sendo:

$$A_b = 30 \text{ m}^2;$$

$$A_D = 120 \text{ m}^2;$$

$$P_b = 22 \text{ m};$$

$$q = 0,0156 \text{ m/h};$$

Temos:

$$a = \frac{A_b}{P_b} - i \cdot \frac{A_D}{P_b \cdot q} \Rightarrow a = \frac{30}{20} - i \cdot \frac{120}{22 \times 0,90} = 1,5 - 6,06 \cdot i$$

A determinação da altura máxima de água acima da zona de infiltração será dada pela Equação 6.7, dependente das variáveis intensidade de precipitação (*i*), a duração da precipitação (*D*) e do parâmetro **a**:

$$h_{max} = a \cdot [e^{(-bD)} - 1]$$

Apresenta-se na Tabela 21, os resultados obtidos ao longo do período de tempo em análise.

Tabela 21 – Análise de alturas máximas face intensidade de precipitação

Duração, D	Duração (min)	Intensidade de precipitação, i (mm/h)	a (m)	b (h ⁻¹)	h _{max} (m)
5 min	5	128,33	-43,51	0,0127	0,05
10 min	10	90,24	-30,19	0,0127	0,06
15 min	15	73,44	-24,32	0,0127	0,08
30 min	39	45,20	-14,44	0,0127	0,12
45 min	45	42,03	-13,33	0,0127	0,13
60 min	60	36,32	-11,33	0,0127	0,14
2 horas	120	25,54	-7,57	0,0127	0,19
6 horas	360	14,62	-3,75	0,0127	0,28
24 horas	1440	7,23	-1,16	0,0127	0,31

A verificação do tempo de esvaziamento de metade do volume da bacia de infiltração recorrendo à Equação 6.12.

$$t_{1/2} = \frac{n' \cdot A_b}{q \cdot P_b} \log_e \left[\frac{h_{max} + \frac{A_b}{P_b}}{\frac{h_{max}}{2} + \frac{A_b}{P_b}} \right] = \frac{0,90 \times 30}{0,0156 \times 22} \log_e \left[\frac{0,31 + \frac{30}{22}}{\frac{0,31}{2} + \frac{30}{22}} \right] = 7,56 \text{ h}$$

Tem-se assim verificado o tempo de esvaziamento de metade do volume da bacia de infiltração em menos de 24 horas.

Pode-se verificar que para este exemplo, tendo em conta uma área drenada 4 vezes superior à bacia de infiltração, tendo em conta um solo tipo Franco-Siltoso, com uma altura de água reduzida pode-se fazer face a uma precipitação de projeto com tempo de retorno de 5 anos, sem se recorrer ao sistema de drenagem urbano.

Num caso prático deste tipo de aplicação, o sistema deverá ser analisado tendo em conta as condicionantes locais, tais como a capacidade real de infiltração do solo e a possibilidade de danos causados em caso de transbordo do sistema.

7 - DISPOSITIVOS DE ENTRADA E DESCARGA

7.1 - Introdução

Trata-se de estruturas que permitem a admissão ou descarga de um caudal num determinado componente da rede de drenagem. Conforme já referido, limitar o caudal de descarga face ao caudal afluente causa uma redução do tempo de concentração, originando um determinado volume a montante que será armazenado e posteriormente descarregado controladamente.

Existem variados tipos de dispositivos, podendo estes ser projetados conforme as necessidades locais, bem como integrados em equipamentos urbanos ou arranjos paisagísticos de modo a enquadrarem no ambiente circundante.

A adequação do tipo de sistema de admissão ou descarga de um equipamento de atenuação de caudal varia com o tipo de equipamento, que, dependendo das características do local poderá ser instalado à superfície ou enterrado.

Existindo a possibilidade de manter o escoamento à superfície têm-se equipamentos de entrada e descarga rasos, visíveis e de baixo custo de construção e manutenção.

Este tipo de equipamento pode prever a utilização de materiais locais, tais como pedras, solos, madeiras, etc., bem como a utilização de vegetação, permitindo uma integração com o ambiente circundante.

Em qualquer dos casos, este tipo de dispositivos necessita de dimensionamento hidráulico, estrutural e geotécnico (os dois últimos quando aplicável), ou ensaios em laboratórios acreditados para o efeito.

Estruturas de controlo superficiais, tais como orifícios e descarregadores superficiais são geralmente de fácil manutenção, contrariamente a outros equipamentos como coletores e estruturas enterradas, cuja manutenção se torna difícil e dispendiosa.

7.2 - Aspectos Gerais

Um sistema de controlo de caudal é geralmente composto por três zonas:

- **Zona de entrada** – composto por estruturas de entrada adequadas de modo a reduzir a velocidade do escoamento, e uma efetiva distribuição do caudal pela área inundável, podendo também conter sistemas de retenção de sólidos ou zona de armazenamento;
- **Área de armazenamento e/ou tratamento** – compreende a zona onde é considerado um armazenamento temporário de águas pluviais;
- **Zona de descarga** – pode tratar-se de uma zona mais baixa que a restante área de modo a prevenir a ressuspensão de sólidos depositados, ou uma descarga elevada relativamente ao fundo do reservatório de modo a favorecer a infiltração, filtração e/ou processos de tratamento antes da descarga.

De modo a ser maximizada a eficácia dos processos de tratamento entre a entrada e saída, devem-se evitar circuitos curtos e largos, com zonas de armazenamento mortas, (Figura 41).

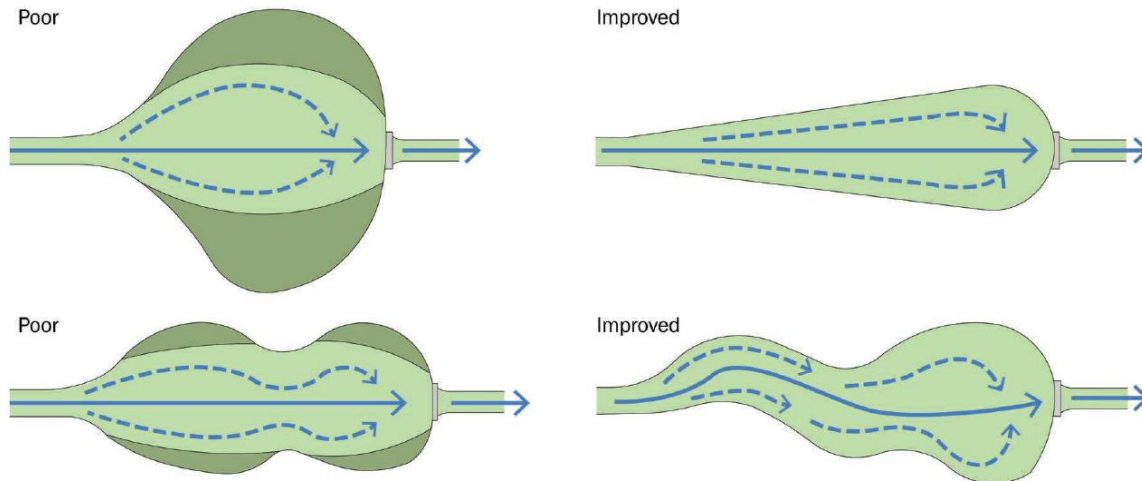


Figura 41 – Exemplos de configurações de áreas de tratamento (Ballard, et al., 2015)

7.3 - Obras de Entrada

Os dispositivos de entrada a projetar devem ter em conta as necessidades globais do sistema, devendo cumprir os seguintes requisitos:

- Permitir a passagem do caudal máximo proveniente de montante;
- Ser o mais simples possível;
- Fácil construção;
- Estruturalmente robusta;
- Funcional;
- Fácil manutenção;
- Baixo risco de bloqueio, erosão, perigo para a população e vida selvagem;
- Visualmente neutro;
- Ter o maior custo/benefício possível.

Orifícios e Tubagens

Na utilização de orifícios e tubagens como obras de entrada de modo a garantir o seu bom comportamento hidráulico deve-se ter em conta:

- Um diâmetro adequado para o caudal a montante;
- Existir proteção na entrada de modo a evitar que fique obturado no seu interior por objetos ou depósito de sólidos;
- Ser previsto um controlo de erosão ou dissipação de energia na descarga;
- Ser previsto que na descarga exista um espalhamento uniforme do caudal efluente.

É necessário conhecer a origem do caudal de montante, e onde este será descarregado de modo a se poder proceder ao correto dimensionamento tendo em conta as condicionantes locais, bem como a integração na envolvente paisagística circundante.

Quanto se encontram em causa caudais elevados e que não seja possível o seu controlo a montante, dever-se-á ter em conta a necessidade de paredes de betão ou pedra de modo a proteger a zona de entrada, bem como superfícies de proteção à erosão na descarga.

Existem ainda outros tipos de dispositivos de entrada que deverão ser analisados caso a caso, tais como:

- Admissões laterais – Deve-se ter em conta a necessidade de proteção contra a erosão no caso de o destino final serem valetas não revestidas, (Figura 42);
- Lancis rebaixados – Permitem o encaminhamento direto do escoamento para o sistema de drenagem;
- Lancis com aberturas – Permitem o encaminhamento pontual do escoamento, devendo ter-se em conta a dissipação da energia do escoamento de modo a evitar o fenómeno de erosão, (Figura 43).



Figura 42 – Admissões Laterais (Ballard, et al., 2015)



Figura 43 – Sistema de recolha no interior de lancil com descarga em canal não revestido (ACO IBERIA, 2016)

7.3.1 - Dissipadores de Energia

Tratam-se de equipamentos com a principal função de diminuir a velocidade de um escoamento canalizado através da distribuição do caudal por uma área de escoamento superior e aplicação de matérias que dificultem o escoamento e criem um maior atrito, funcionando da seguinte forma, (Figura 44):

- Um determinado caudal concentrado entra na zona de dissipação por uma única zona, como uma tubagem, lancil etc.;
- O caudal é abrandado, que por sua vez liberta energia;
- O caudal é distribuído.



Figura 44 – Exemplos de dissipadores de energia em meio urbano (Ballard, et al., 2015)

7.3.2 - Estruturas de by-pass

Os sistemas de by-pass têm como objetivo encaminhar um determinado caudal que excede o caudal, que pretendemos passar para jusante, para outro dispositivo, tal como um reservatório. No caso do encaminhamento para um reservatório tem-se o benefício de no dimensionamento se considerar que o reservatório se encontra vazio na fase de encaminhamento do caudal excedente, (Figura 45).

A dificuldade no dimensionamento destes equipamentos é garantir que o caudal mínimo é conduzido sem que exista interferência da descarga do caudal excedente, para tal deve-se garantir que a subida do nível de água acima do nível de escoamento mínimo seja o mais baixa possível de modo à conduta a jusante não entrar em funcionamento sob pressão.

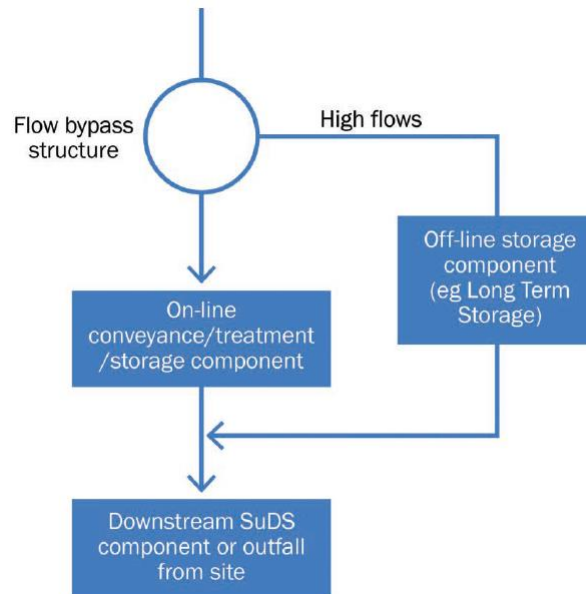


Figura 45 – Esquema de funcionamento de um By-Pass (Ballard, et al., 2015)

Em escoamento superficiais, as estruturas de desvio de caudal são constituídas por soleiras descarregadoras, que permitem que a partir de um determinado nível o caudal seja desviado para uma bacia de retenção inundável, originando assim uma atenuação do caudal de montante, (Figura 46).

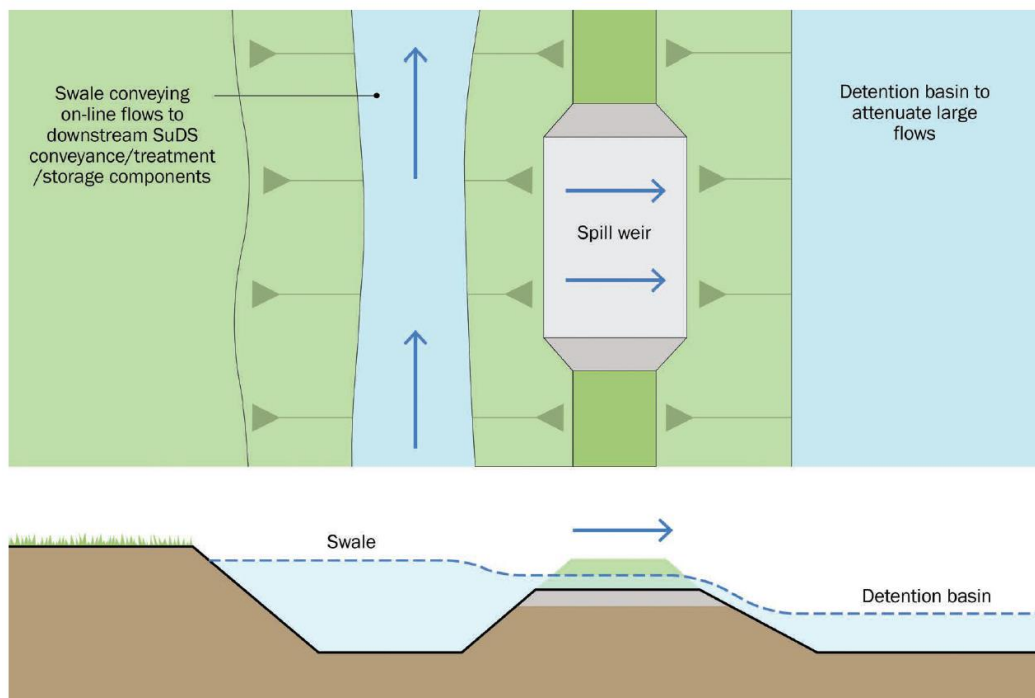


Figura 46 – Sistema de desvio de caudal através de uma soleira descarregadora (Ballard, et al., 2015)

A soleira descarregadora necessita de proteção contra a erosão da base, quer através de vegetação quando se trate de caudais reduzidos, quer através de bases de proteção em gabiões, ou blocos de betão, sendo também favorável permitir o crescimento de vegetação na zona de descarga de modo a que se disfarce a sua existência, quando se encontre integrada em sistemas de drenagem de meios urbanos.

Em sistemas de drenagem efetuados através de coletores enterrados, é necessário que a soleira descarregadora seja de um material mais robusto, como betão, (Figura 47).

Quando o sistema de by-pass se encontra integrado numa rede enterrada, é aconselhável a utilização de uma descarga de emergência em caso de caudais superiores aos expectáveis ou entupimento de tubagens. Esta descarga pode ser encaminhada para uma bacia de retenção ou apenas encaminhada através de um caminho de by-pass para uma intersecção da rede a jusante da derivação.

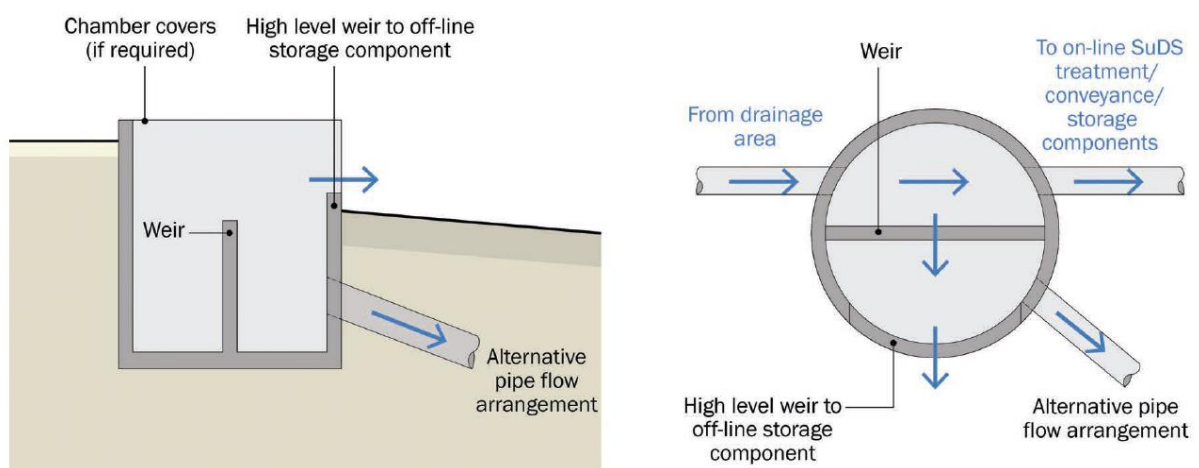


Figura 47 – Esquema de funcionamento de uma caixa de derivação de caudal (Ballard, et al., 2015)

7.4 - Dispositivos de Descarga

A principal função de um dispositivo de descarga é encaminhar e controlar o caudal, limitando o caudal máximo escoado. Podem também ter como função a descarga de emergência de um reservatório.

Caudais baixos são facilmente controlados através de orifícios, chapas perfuradas, tubagens, etc. Caudais elevados são geralmente controlados através de soleiras descarregadoras, estas soleiras permitem o controlo de diferentes caudais no mesmo equipamento.

Em alternativa poderão ser aplicados dispositivos de controlo como reguladores de caudal de descarga.

A utilização de dispositivos enterrados acessíveis em caixas de visita deve prever a possibilidade de manutenção e o seu fácil acesso.

7.4.1 - Orifícios

Um orifício é uma abertura, com uma determinada forma e dimensão, geralmente circular ou retangular, que permite controlar o caudal descarregado quando este se encontra submerso. Quando este não se encontra submerso o seu comportamento é idêntico ao de uma soleira descarregadora. O caudal que consegue transportar varia com a altura de água imediatamente antes da abertura, a dimensão e o tipo de entrada/descarga do orifício. Quando se aplica um orifício simples, o caudal que passa é diretamente proporcional á raiz quadrada da altura de água a montante, verificando-se um aumento do caudal com o aumento do nível de água.

Os orifícios necessitam de proteção adicional contra o seu bloqueio, utilizando por exemplo peças em forma de T na entrada do orifício ou grelhas, (Figura 48).

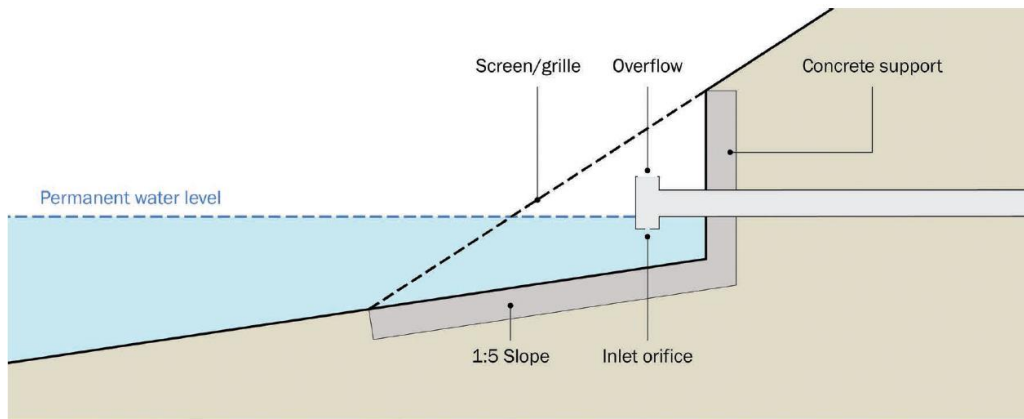


Figura 48 – Esquema de orifício com acessórios de entrada em forma de T (Ballard, et al., 2015)

Para um orifício simples com entrada afogada, o seu dimensionamento pode ser obtido através da Equação 7.1.

$$Q = C_d \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (7.1)$$

Onde:

Q – caudal descarregado (m^3/s);

C_d – coeficiente de descarga de orifícios (0,6 ou 0,8, se o comprimento do orifício for respetivamente maior ou menor do que o dobro do diâmetro);

A_0 – área do orifício (m^2);

h – altura de água (m);

g – aceleração da gravidade ($9,8m/s^2$);

Quando o orifício tem descarga livre, a altura de água é medida do centro do orifício até a superfície do nível de água, quando a descarga se encontra submersa então a altura de água é a diferença entre o nível de água a montante e a jusante. O escoamento através de múltiplos orifícios, como placas perfuradas, pode ser calculado somando o caudal através de cada orifício individualmente, no caso de se tratar de múltiplos orifícios à mesma altura e com o mesmo tamanho pode-se multiplicar o caudal de um orifício pelo número de orifícios, (Figura 49).

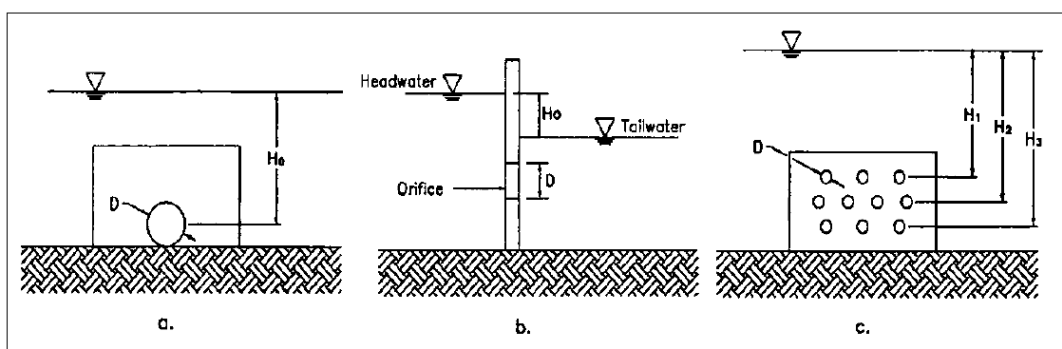


Figura 49 – Esquema de funcionamento de orifícios (U. S. Department of Transportation, 2009)

No caso de utilização de tubagens como dispositivos de descarga, a sua eficiência de descarga é idêntica à de um orifício até diâmetros de 300mm desde que se verifique $h/D > 1,5$, sendo que para diâmetros superiores deve ser analisado o seu funcionamento como um coletor com transição de regime crítico no seu interior (U. S. Department of Transportation, 2009).

7.4.2 - Tubagens elevadas perfuradas

O dimensionamento de tubagens elevadas perfuradas pode ser efetuado tendo em conta um dos seguintes métodos:

- Em conjunto com orifícios como mecanismo de proteção contra eventuais obstruções, neste caso o tubo perfurado deve ter um caudal superior não retirando capacidade de escoamento ao orifício.
- Como um dispositivo de controlo de caudal, neste caso, a altura de descarga total será função da capacidade de vazão do conjunto dos orifícios.

A Equação 7.2, apresenta uma estimação do caudal total da secção perfurada, (Figura 50 e Figura 51).

$$Q = \frac{C_p 2A_p (2g)^{1/2} H^{3/2}}{3H_S} \quad (7.2)$$

Onde:

C_p – coeficiente de descarga (para furos 0,61);

A_p – área da superfície de todos os furos (m^2);

H_S – distancia de $S/2$ abaixo da ultima fila de furos e $S/2$ da primeira fila de furos (m);

S – distância entre furos (m);

H – altura de água no tubo elevado perfurado medido a partir de $S/2$ abaixo da primeira fila de furos (m);

g – aceleração da gravidade ($9,8m/s^2$).

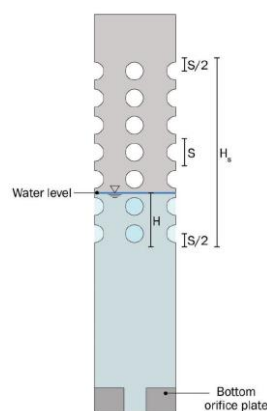


Figura 50 – Esquema de tubagem vertical perfurada (Ballard, et al., 2015)

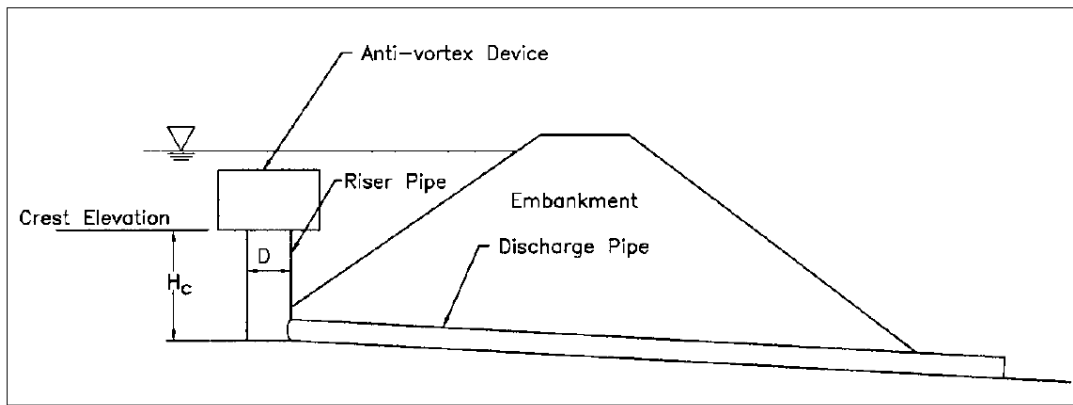


Figura 51 – Esquema de instalação de tubagem elevada (U. S. Department of Transportation, 2009)

7.4.3 - Soleiras Descarregadoras

Um descarregador tem uma capacidade de descarga superior aos orifícios e tubagens com uma equivalente altura de água. Uma vantagem deste dispositivo de descarga é ser pouco provável a sua obstrução devido a corpos flutuantes. Um descarregador pode ter variadíssimas formas, triangulares (Equação 7.3, Figura 52), retangular (Equação 7.4), (Figura 53), etc., sendo que as suas características de descarga variam com a sua forma. A sua utilização pode ser aplicada a um dispositivo de controlo de caudal ou descargas de emergência.

$$Q = K_u \cdot \tan(\theta/2) \cdot H^{2,5} \quad (7.3)$$

$$Q = C_s \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{1,5} \quad (7.4)$$

Onde:

C_s – coeficiente de soleira retangular (0,4);

L – largura da soleira (m);

H – altura de água acima da soleira (m);

K_u – coeficiente de soleira triangular (1,38);

θ – ângulo entre as paredes laterais (graus);

g – aceleração da gravidade ($9,8\text{m/s}^2$).

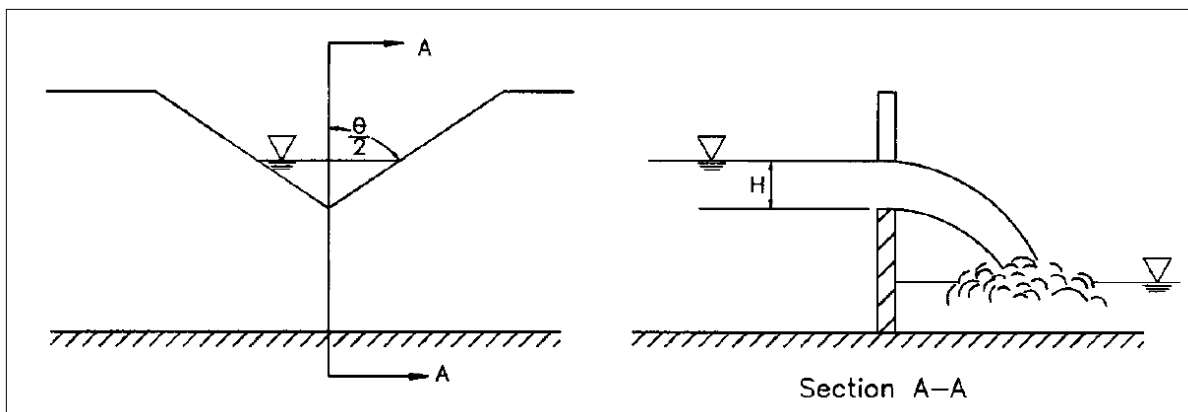


Figura 52 – Esquema de funcionamento de soleira descarregadoras triangulares (U. S. Department of Transportation, 2009)

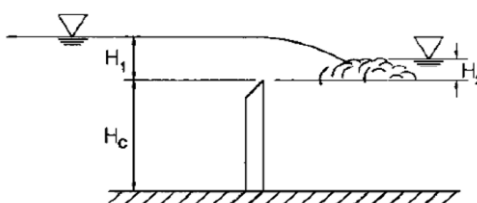
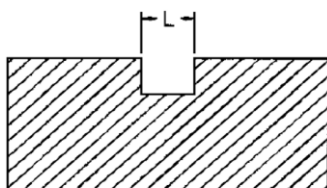


Figura 53 – Esquema de funcionamento de soleiras descarregadores (U. S. Department of Transportation, 2009)

7.4.4 - Reguladores de caudal Vortex

São dispositivos de descarga que se encontram disponíveis no mercado, e que apresentam uma boa alternativa aos orifícios simples.

Um regulador de caudal vortex tem tendência a ter uma curva de vazão em forma de “S”, (Figura 54), e é construído para 3 pontos de funcionamento distintos:

1. **Fase Inicial** – em regimes com reduzidas alturas de água, o escoamento dá-se com o dispositivo não submerso, comportando-se de forma similar a um orifício não submerso.
2. **Fase de Transição** – à medida que a altura de água aumenta e que a admissão e descarga ficam submersas, dá-se início à geração do vórtice. Nesta fase o escoamento será turbulento à medida que o vórtice se inicia e colapsa, conforme o nível de água suba ou desça uma vez que ainda não existe energia suficiente para gerar e manter o vórtice. Geralmente um volume de ar vai ficar preso no interior do dispositivo acima da zona de entrada e descarga, existindo dispositivos que preveem já uma forma de remoção automática do ar preso no seu interior. A bolsa de ar no interior irá comprimir e exercer pressão no escoamento fazendo com que o caudal diminua à medida que a altura de água a montante aumenta. O fim desta fase é chamado de ponto de viragem.

3. **Fase Final** – à medida que a altura de água continua a subir e o dispositivo se encontra totalmente submerso, é criada pressão hidrostática suficiente para deslocar a bolsa de ar no seu interior e permitir a estabilidade do vórtice com uma zona central preenchida de ar. Este nuclio de ar origina uma pseudo-redução da área transversal da descarga, nesta zona o ponto de operação irá assemelhar-se a um orifício submerso, cuja área de passagem é a área total da descarga reduzida da área ocupada pelo ar.

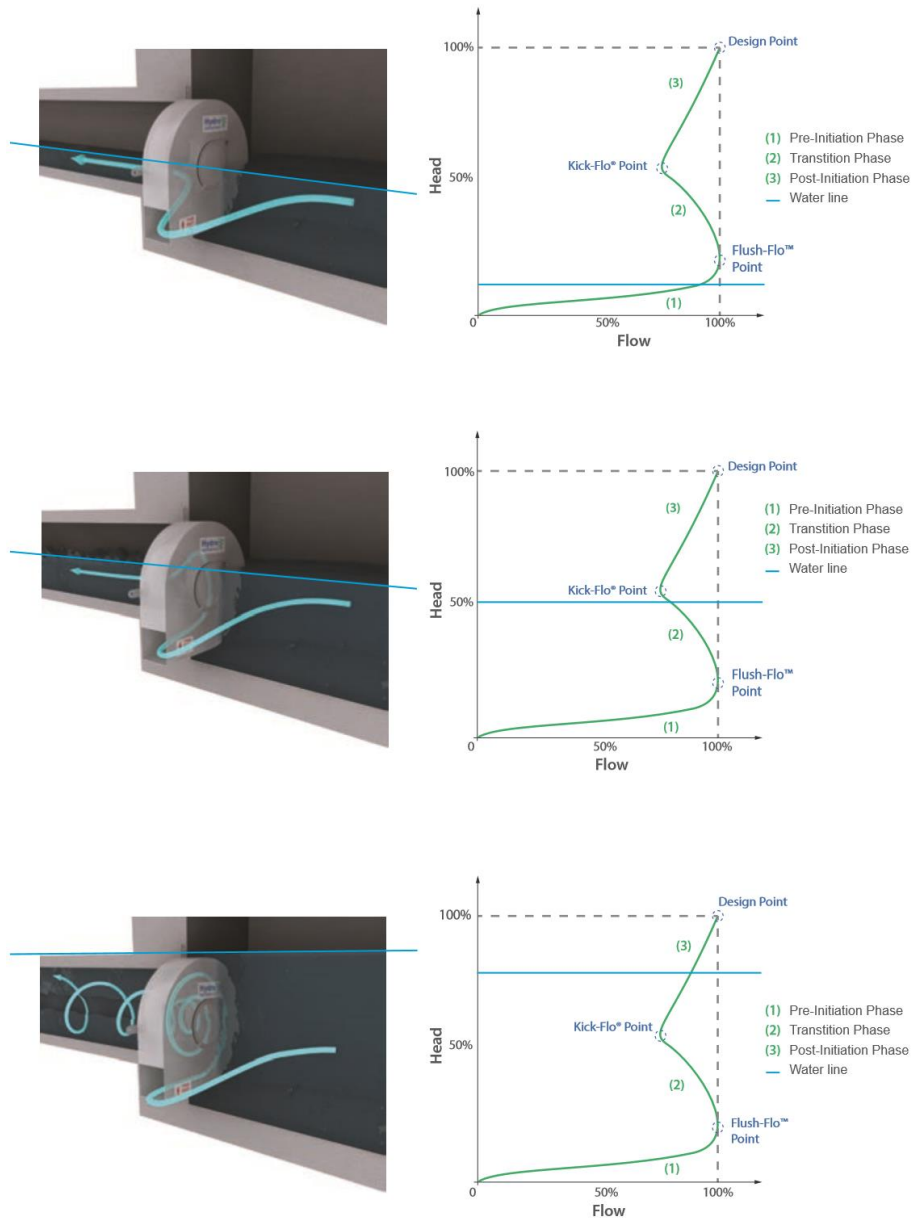


Figura 54 – Exemplo de funcionamento de um dispositivo de regulação de cauda tipo Vortex (Hydro International, 2016)

À medida que o caudal afluyente reduz, a altura de água na estrutura de controlo irá também reduzir, originando que o vórtice criado no dispositivo colapse, existindo uma fase de aumento de caudal devido a este colapso.

A metodologia de determinação da altura de água que contribui para o dimensionamento do dispositivo é análoga à de um descarregador, sendo a altura de água medida do centro do orifício até a superfície do nível de água, quando a descarga se encontra submersa então a altura de água é a diferença entre o nível de água a montante e a jusante.

A comparação entre as curvas de vazão de um orifício com um aumento estável do seu caudal e a de um dispositivo Vortex encontra-se na sua forma em “S”, com as seguintes características:

- Capacidade de transporte de caudal em fases iniciais do escoamento. Esta característica da curva pode por vezes permitir uma melhor utilização da capacidade de escoamento inicial a jusante, reduzindo a acumulação de água a montante em fases iniciais. Este efeito tem pouco impacto em armazenamentos de baixa altura, devendo ser analisado a vantagem dos custos do volume extra face ao preço do dispositivo Vortex.
- O caudal tem uma variação pouco significativa de $\pm 5\%$ para um grande intervalo de alturas, o que pode ser vantajoso quando se pretende que seja entregue um determinado caudal a jusante da estrutura de controlo, (Figura 55).
- Uma relação caudal descarregado/altura de água comparável com um orifício quando se chega ao ponto de funcionamento máximo.

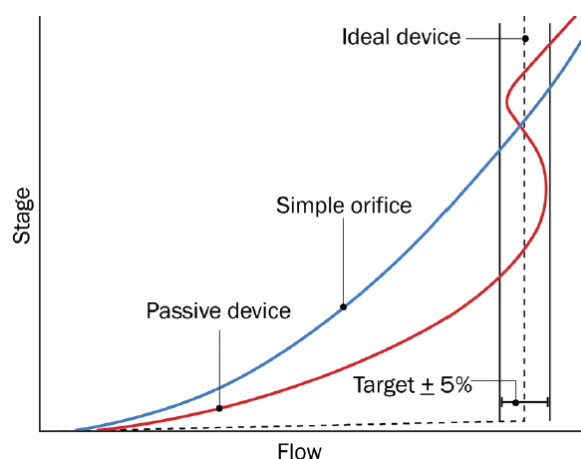


Figura 55 - Comparação de curvas de vazão de um dispositivo Vortex e um orifício (Ballard, et al., 2015)

Existe um variado numero de dispositivos deste tipo com pontos de funcionamento diferentes, mas cujo funcionamento se rege pelo descrito anteriormente. É de notar que a forma da curva varia com diferentes configurações, o que pode ter impacto nos caudais afluentes e volumes de uma estrutura de atenuação de caudal, (Figura 56).

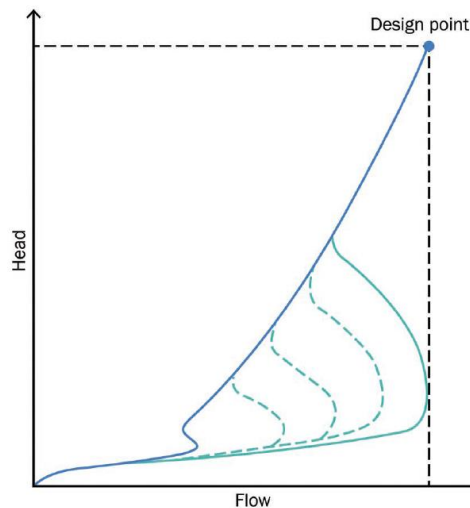


Figura 56 - Exemplos de diferentes configurações de dispositivos Vortex (Ballard, et al., 2015)

A curva de desempenho a ter em conta na modelação dinâmica dos equipamentos deverá ser solicitada ao fabricante, não existindo metodologias de teste standard publicadas, no entanto é recomendado que os testes sejam efetuados por entidades independentes do fabricante de modo a garantir que a curva de vazão apresentada pelo fabricante é suportada.

Os dispositivos são geralmente constituídos por uma admissão submersa com configuração de “caracol” (Figura 57) que origina um remoinho no seu interior originando a criação do vórtice, ou em alternativa poderá ser constituído por alturas de admissão invertidas e uma forma cónica (Figura 58). A sua instalação pode ser efetuada acima ou abaixo do solo, sendo possível também a integração de múltiplos dispositivos de modo a satisfazer os caudais de descarga pretendidos, (Figura 59).

Algumas características destes dispositivos são:

- Uma área de passagem superior à de um orifício, reduzindo assim as hipóteses do seu bloqueio;
- Redução da possibilidade de contração da veia líquida, reduzindo as velocidades de saída e possibilidade de existência de erosão em caso de descarga em leitos de linhas de água ou canais não revestidos;

- Dissipação de energia no interior do vórtice, reduzindo a necessidade de estruturas de dissipação de energia de grandes dimensões.



Figura 57 – Regulador de caudal Vortex tipo “caracol” (Hydro International, 2016)



Figura 58 – Regulador de caudal Vortex tipo cone invertido (Hydro International, 2016)



Figura 59 – Exemplo de instalação de múltiplos reguladores de caudal (Ballard, et al., 2015)

7.5 - Dissipação de Energia

O objetivo principal de uma estrutura de dissipação de energia é a redução dos efeitos devidos às perturbações introduzidas no regime natural pela introdução de velocidades de escoamento e evitar a erosão do leito do meio recetor. O tipo de estrutura a aplicar deverá ser devidamente enquadrado com os caudais em causa, existindo uma gama variada de dissipadores de energia tais como:

- Bacias de enrocamento;
- Pedras soltas;
- Gabiões;
- Vegetação;
- Bacias de impacto;
- Bacias com macro rugosidades.

Para os caudais produzidos em meios urbanos, quando são necessários sistemas de dissipação de energia, são geralmente aplicadas bacias de enrocamento.

A utilização de enrocamento como dispositivo de dissipação de energia irá permitir a introdução de um aumento da perda de carga no escoamento, reduzindo significativamente a velocidade do escoamento, bem como permitir a retenção de sedimentos.

São apresentadas soluções para um manto de enrocamento com zero graus de inclinação e com diâmetro da descarga não superior a 1500 mm. Esta solução não dissipa uma energia significativa exceto quando se introduz uma elevada rugosidade numa curta distância, no entanto tem uma função de aumentar a área do escoamento reduzindo assim a sua velocidade e aproximando-a da velocidade natural. No caso de termos um manto demasiado curto, este torna-se ineficaz fazendo que a erosão em vez de se dar imediatamente após a descarga, aconteça a jusante ((U.S. Department of Transportation, 2006)).

Existem variadas relações para o dimensionamento, no entanto para tubagens circulares é proposto a Equação 7.5.

$$D_{50} = 0,2. D. \left(\frac{Q}{\sqrt{g} \cdot D^{2,5}} \right)^{4/3} \left(\frac{D}{TW} \right) \quad (7.5)$$

Onde:

D_{50} – dimensão média do enrocamento (m);

Q – caudal de dimensionamento (m^3/s);

D – diâmetro da descarga, circular (m);

TW – altura de água, entre $0,4D$ e $1,0D$ (m);

g – aceleração da gravidade ($9,8m/s^2$);

Sempre que o escoamento seja em regime lento no interior da tubagem o diâmetro de calculo deve ser ajustado de acordo com a Equação 7.6.

$$D' = \frac{D + y_n}{2} \quad (7.6)$$

Onde:

D' – diâmetro ajustado (m);

y_n – altura crítica na tubagem (m);

D – diâmetro da descarga, circular (m);

As dimensões do manto de enrocamento podem ser definidas de acordo com valores tabelados (Tabela 22) e pormenores standard (Figura 60). Para situações em que sejam construídos vários mantos de enrocamento deverá ser avaliado economicamente a viabilidade de utilização de apenas uma dimensão de pedra de modo a diminuir o numero de classes utilizadas no projeto.

Tabela 22 – Classes de enrocamento e dimensões do manto (U.S. Department of Transportation, 2006)

Classe	D_{50} (mm)	Comprimento do manto (D =altura do descarregador)	Espessura do manto
1	125	4D	3,5 D_{50}
2	150	4D	3,3 D_{50}
3	250	5D	2,4 D_{50}
4	350	6D	2,2 D_{50}
5	500	7D	2,0 D_{50}
6	550	8D	2,0 D_{50}

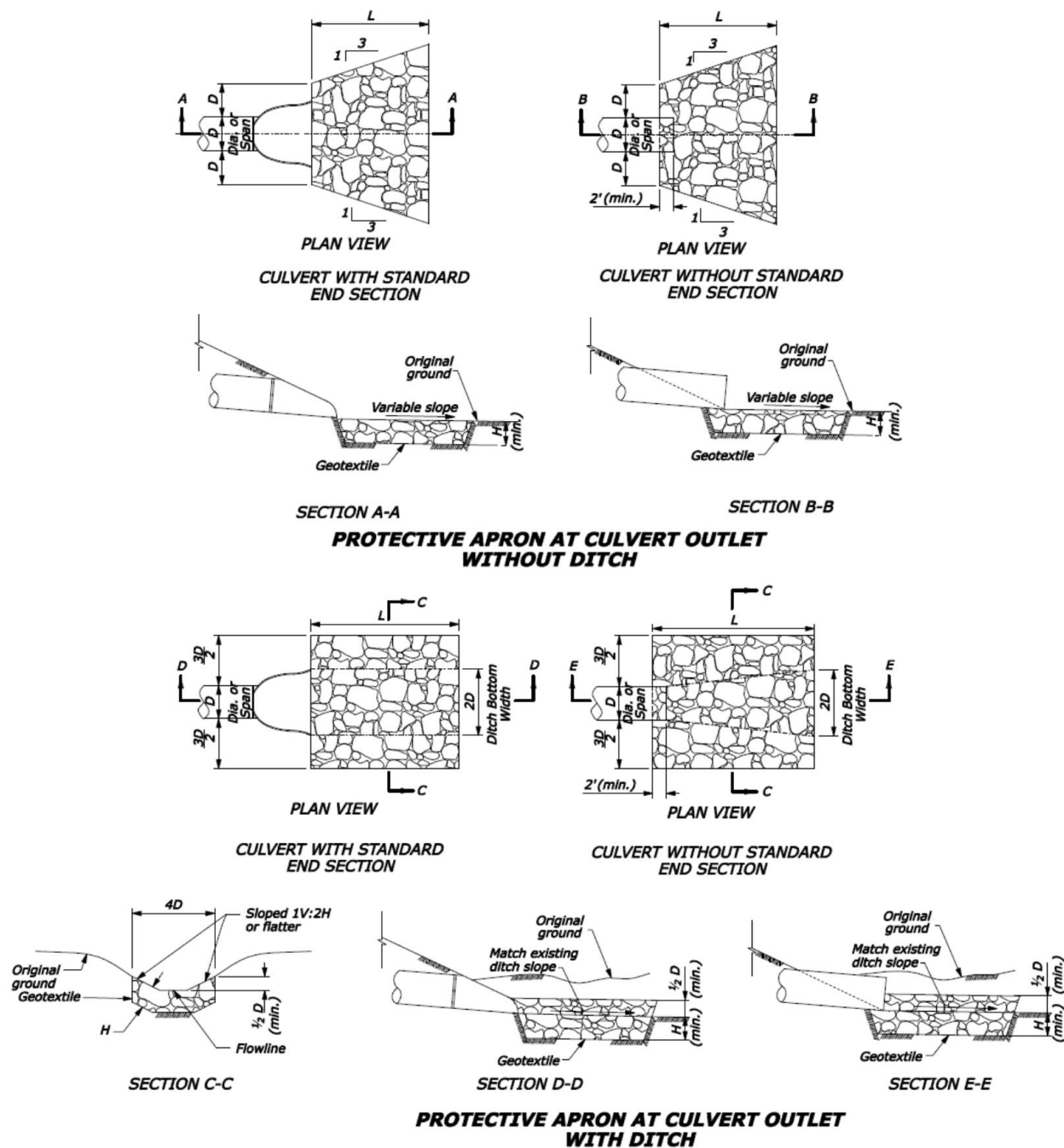


Figura 60 – Dimensões tipo manto de enrocamento (U.S. Department of Transportation, 2006)

Durante o período de vida do manto de enrocamento este é sujeito a diferentes regimes de caudais. Sendo as fórmulas aplicadas empíricas, estes dispositivos deverão ser alvo de manutenção e inspeção após se ter verificado uma precipitação elevada, e caso sejam registados sucessivos danos no manto, este deverá ser alvo de revisão de dimensionamento e sujeito a um aumento das suas dimensões ou substituído por outro dispositivo de dissipação de energia.

8 - AMORTECIMENTO DE CAUDAIS

8.1 - Introdução

A atenuação de caudais através de um reservatório ou área inundável em zonas urbanizadas, tem um comportamento hidráulico idêntico a uma bacia de amortecimento de cheia de uma albufeira, utilizando o volume disponível no sistema para originar um aumento do tempo de concentração, e conseqüentemente garantir uma redução do caudal de ponta escoado para a linha de água a jusante, (Figura 61).

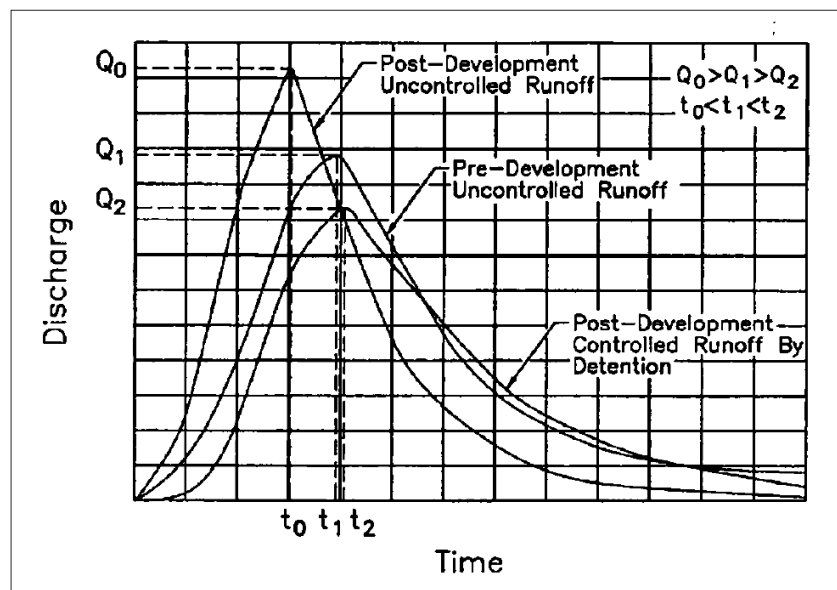


Figura 61 – Esquema de hidrograma urbano (U. S. Department of Transportation, 2009)

Na temática da drenagem urbana, podemos encontrar reservatórios com descarga de fundo permanente (Bacia Seca), garantindo um caudal de descarga inferior ao caudal afluente e/ou infiltração, ou reservatórios com nível de água permanente (Bacia com Nível de Água Permanente) que pode ou não ser infiltrado no terreno, dependendo da finalidade da zona inundável.

A atenuação de caudais é obtida mediante um reservatório ou área inundável, estes componentes adicionam um volume de armazenamento de águas pluviais ao sistema de modo a permitir que o caudal de saída seja controlado enquanto o reservatório enche. Usualmente são equipados com descargas de cheia ou equipamentos de desvio de caudais excedentes de modo a garantir a sua segurança, (Figura 62).

Na seleção do tipo de bacia a utilizar é importante ter em conta a sua integração em termos de paisagismo e rede de drenagem urbana, bem como a existência de nível freático perto da base de uma bacia seca que poderá originar o desenvolvimento de zonas pantanosas com os inconvenientes da proliferação de insetos. No caso das bacias com nível de água permanente, a existência de um nível freático acima da base irá garantir a alimentação permanente de água à bacia.

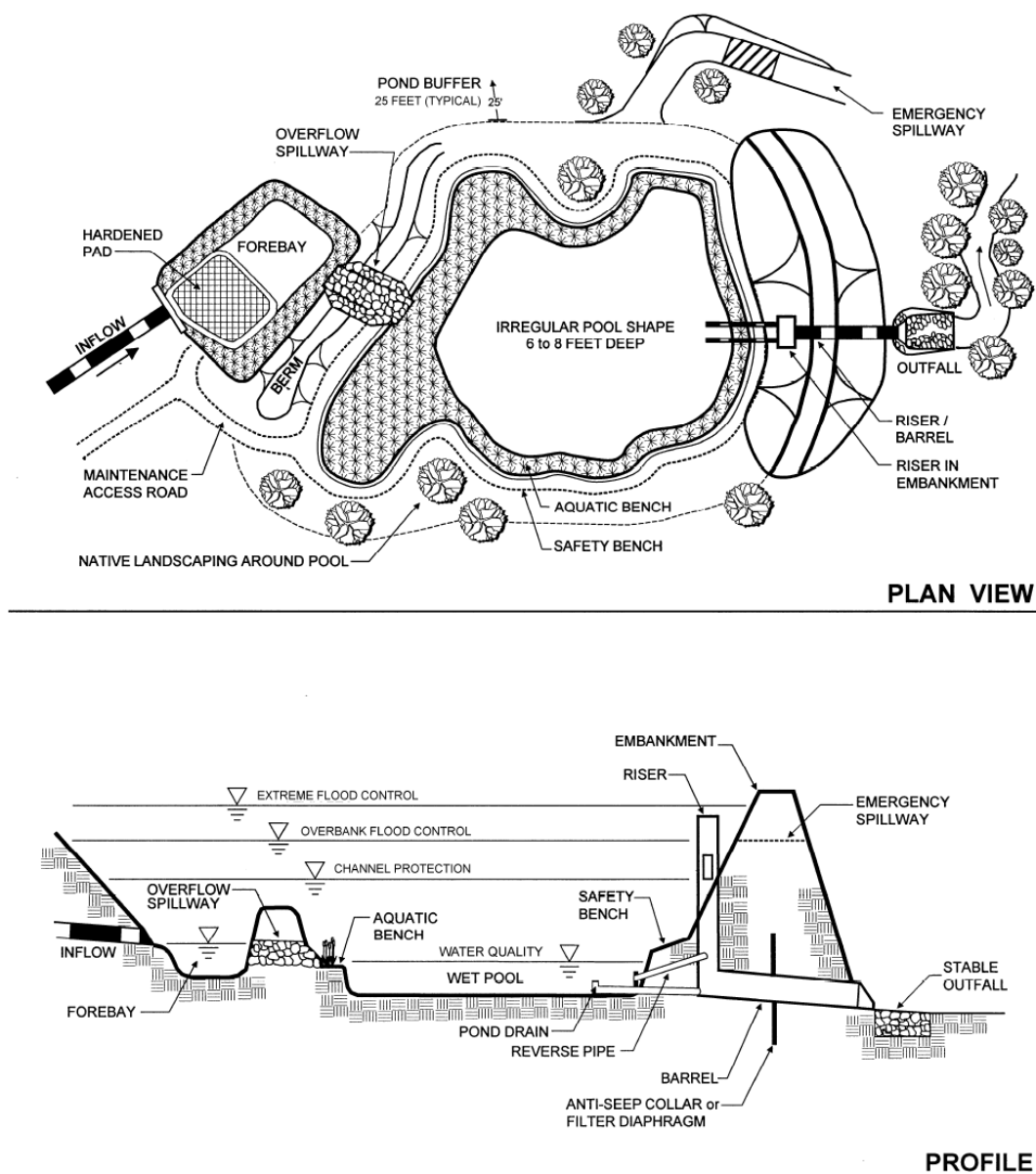


Figura 62 – Amortecimento de caudais utilizando áreas inundáveis (EPA, 2009)

A integração de um sistema de atenuação de caudais no meio urbano pode ser efetuado mediante várias soluções, como reservatórios subterrâneos, armazenamento disponível na sub-base de um pavimento permeável, bacias de retenção, área verde inundável, etc., (Figura 63).

Para além do amortecimento de caudais, estes sistemas podem também proporcionar a utilização da água armazenada para outros fins, como reserva para combate a incêndios, rega de áreas verdes ou outro tipo de utilizações que não necessitem de água potável.

Em termos de tratamento do efluente pluvial armazenado numa bacia de amortecimento de caudais, pelo facto de a água ser mantida por um determinado período de tempo numa zona de armazenamento, ocorrem uma série de processos físicos, químicos e microbiológicos que contribuem para a melhoria da qualidade da água descarregada a jusante. O facto de ser utilizada a infiltração no interior da bacia ou a filtração na entrada do volume de água a reter, também irá traduzir um impacto significativo para a qualidade da água, retendo sedimentos, lixos e poluentes transportados pela rede de drenagem a montante.

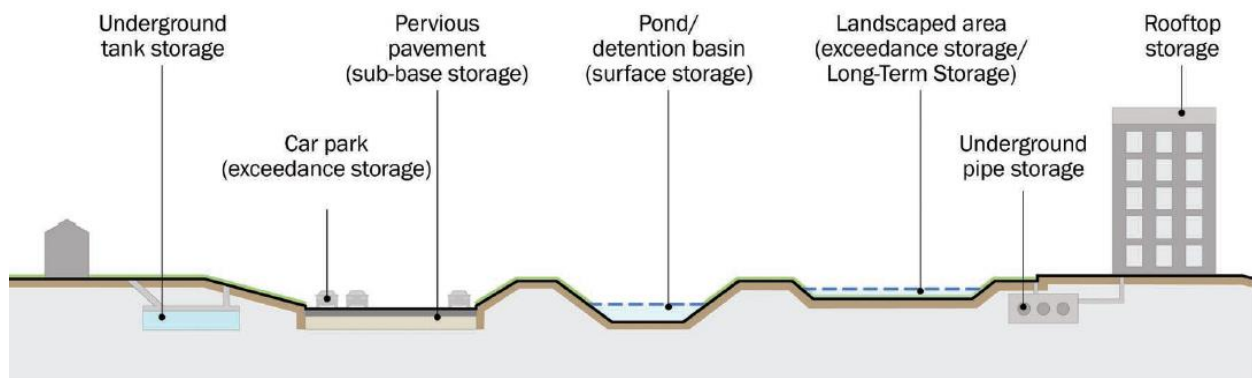


Figura 63 – Exemplos de integração de sistemas de amortecimento de caudais no tecido urbano (Ballard, et al., 2015)

O funcionamento de um sistema de atenuação de caudais também pode ser caracterizado pelo tipo de admissão no sistema. Caso todo o caudal afluente seja obrigado a passar pelo reservatório de modo a seguir o seu percurso de escoamento, denomina-se de reservatório em linha, se a rede de drenagem estiver dotada de um sistema de transbordo para o reservatório só encaminhando o caudal excedente para armazenamento denomina-se reservatório em paralelo, (Figura 64).

Os benefícios de um sistema em paralelo é que podemos minimizar o volume necessário para armazenamento pois apenas começa a receber caudal quando se atinge o máximo na zona de transbordo. Como desvantagem não pode ser utilizada a zona de armazenamento como retenção de sólidos suspensos no caudal total que passa a montante da derivação.

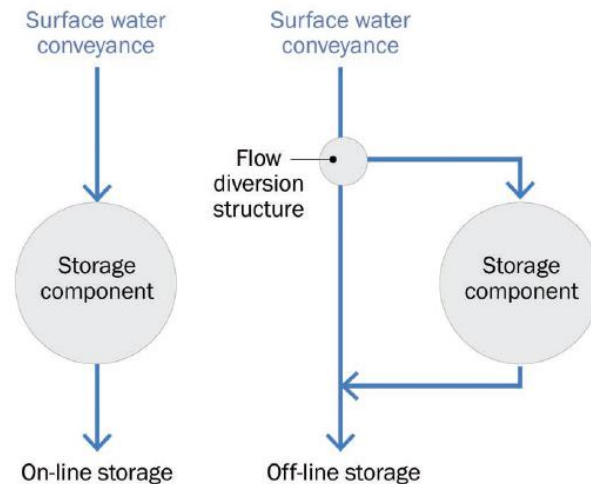


Figura 64 – Esquema sistema de atenuação em linha e paralelo (Ballard, et al., 2015)

O caudal que é necessário reduzir é geralmente definido pelas entidades competentes para o licenciamento da instalação. Dependendo das condicionantes locais, poderemos ter a necessidade de igualar o caudal pós-impermeabilização a valores idênticos ou por vezes inferior ao caudal pré-impermeabilização.

É frequente encontrarem-se bacias de atenuação de caudais dimensionadas para um único período de retorno de 2, 10 ou 100 anos. No entanto, este tipo de dimensionamento demonstrou ser pouco eficaz relativamente aos restantes períodos de retorno. Por exemplo, ao dimensionar-se uma bacia para um período de retorno com maior frequência, quando ocorre um evento de precipitação de menor frequência geralmente esta bacia irá ter pouco ou nenhum efeito no caudal escoado. O mesmo acontece para dimensionamentos que tenham em conta períodos de retorno elevados, que podem por vezes não fornecer qualquer impacto na redução de caudais menores. Tendo em conta estes aspetos, é recomendado que o dimensionamento seja efetuado tendo em conta períodos de retorno de 2, 10 e 100 anos, simulando-se deste modo o comportamento das bacias para os diferentes períodos de retorno, permitindo ajustamentos na constituição da estrutura, de modo a ir-se de encontro à atenuação requerida, (U. S. Department of Transportation, 2009).

8.2 - Determinação do Volume de Amortecimento

Na determinação do amortecimento que uma bacia ou reservatório proporcionam ao sistema de drenagem urbana, é necessária a determinação dos seguintes fatores:

- Caudal afluente - determinado tendo em conta o dimensionamento hidráulico da rede de drenagem urbana, tendo em conta o índice de precipitação e tempo de concentração.;
- Caudal efluente – corresponde ao caudal possível de descarregar sem que ocorram impactos para a linha de água a jusante, tais como inundações;
- Volume do reservatório em função do nível de água – a curva de volumes armazenados pode ser definida através de uma tabela com dados do volume armazenado em função da altura de água no reservatório ou, no caso de reservatórios com uma forma geométrica regular, através de uma equação. A Equação 8.1 (Figura 65) apresenta um método para a determinação aproximada do volume do reservatório tendo em conta o nível de água.

$$V_{1,2} = \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) d_{1,2} \quad (8.1)$$

Onde:

$V_{1,2}$ – volume de armazenamento entre o nível 1 e 2 (m^3), (Figura 65);

A_1 – área da superfície no nível 1 (m^2);

A_2 – área da superfície no nível 2 (m^2);

$d_{1,2}$ – diferença de altura entre o nível 1 e 2 (m);

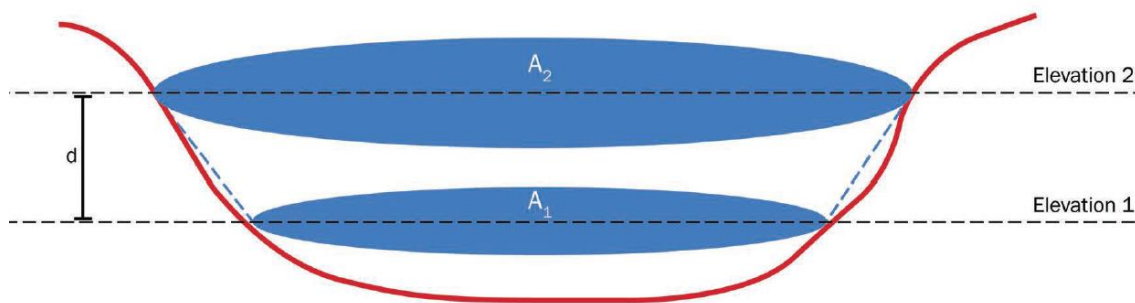


Figura 65 – Esquema para a determinação de volumes armazenados (Ballard, et al., 2015)

A determinação do volume aproximado para a atenuação de caudal necessário irá permitir uma redução da quantidade de tentativas para a determinação exata do volume necessário. São apresentados três métodos como primeira aproximação.

Método do Hidrograma

Este método necessita que sejam determinados os hidrogramas de caudal entrado e de descarga pretendida. Uma vez que o hidrograma de descarga é geralmente desconhecido no início do processo de dimensionamento, como primeira aproximação pode ser estabelecido através de duas linhas retas, sendo que o valor máximo deste hidrograma não deve exceder o caudal máximo pretendido.

Após a determinação dos dois hidrogramas, calcula-se o volume de retenção através da integração da área acima da linha reta do hidrograma de entrada em relação ao tempo, (Figura 66).

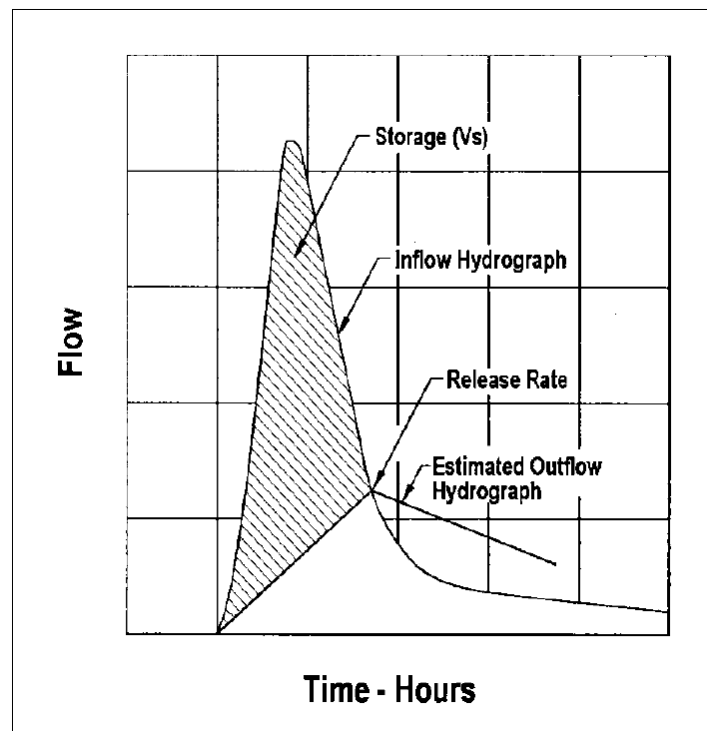


Figura 66 – Aproximação do volume da bacia através do método do hidrograma (U. S. Department of Transportation, 2009)

Método do Hidrograma Triangular

Outro método simplificado de obtenção do volume inicial necessário para a atenuação do caudal máximo pode ser obtido através da simplificação dos hidrogramas de entrada e descarga por formas triangulares. Este método apenas pode ser aplicado se os hidrogramas puderem ser aproximados por uma reta, sendo introduzidos erros de aproximação ao cálculo inicial. O volume requerido pode ser obtido através da área entre o hidrograma de entrada e descarga, conforme definido pela Equação 8.2, (Figura 67).

$$V_s = 0,5 \cdot t_i \cdot (Q_i - Q_0) \quad (8.2)$$

Onde:

V_s – volume armazenado estimado, (m^3);

Q_i – caudal entrado (m^3/s);

Q_0 – caudal saído (m^3/s);

t_i – tempo de duração do caudal entrado (s).

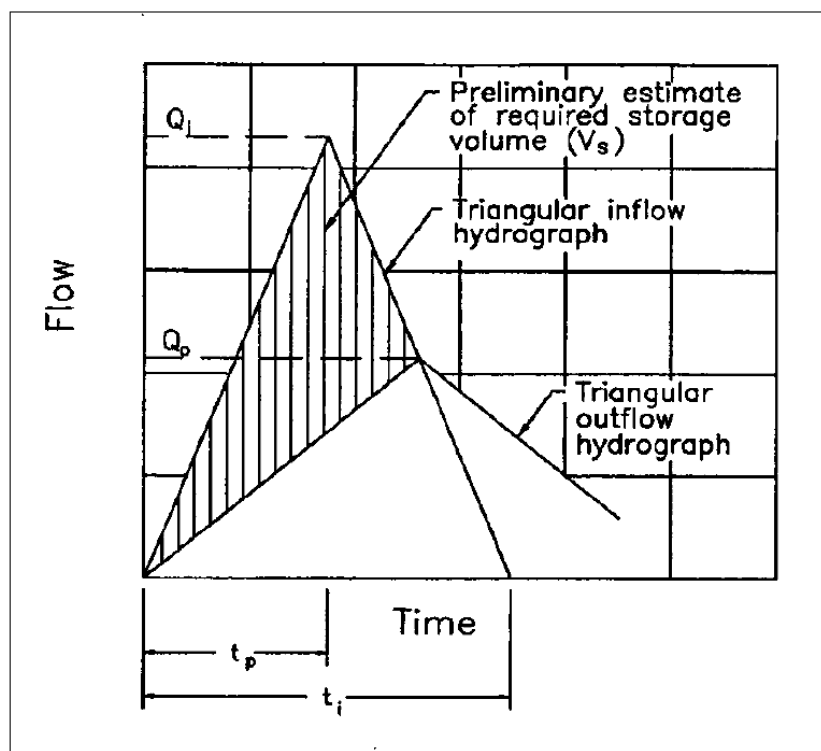


Figura 67 – Método do hidrograma triangular (U. S. Department of Transportation, 2009)

Dimensionamento Hidráulico

O volume necessário para atenuar o caudal afluyente de modo a ir de encontro ao caudal efluyente possível de ser descarregado na rede de drenagem a jusante pode ser determinado de forma numérica, através da formula da variação de volumes, Equação 8.5.

$$\frac{dV_a}{dt} = Q_a - Q_e \Leftrightarrow \frac{dZ_a}{dt} = \frac{Q_e - Q_s}{A_R} \quad (8.5)$$

Onde:

V_a – volume armazenado, (m³);

Q_e – caudal entrado (m³/s);

Q_s – caudal saído (m³/s);

t – tempo (s);

A_R – área do reservatório (m²);

Z_a – altura do reservatório (m).

Admitindo-se que se tem à partida:

- Curva das áreas inundadas em função da cota;
- Equação da vazão dos dispositivos de descarga;
- Hidrograma do caudal afluyente.

Aplicado o método das diferenças finitas na formula da variação de volumes, obtêm-se as seguintes relações, Equação 8.6:

$$Z_{a2} = Z_{a1} + \Delta t \cdot \frac{(Q_{e1} + Q_{e2}) - (Q_{s1} + Q_{s2})}{2 \cdot A_R} \quad (8.6)$$

Onde:

Δt – variação do tempo, (s);

Q_{e1} – caudal entrado no instante de calculo (m³/s);

Q_{e2} – caudal entrado no instante anterior (m³/s);

Q_{s1} – caudal saído no instante de calculo (m³/s);

Q_{s2} – caudal saído no instante anterior (m³/s);

Z_{a1} – altura do reservatório no instante de calculo (m);

Z_{a2} – altura do reservatório no instante anterior (m).

8.3 - Exemplo de Aplicação

Como exemplo de aplicação é proposto o dimensionamento hidráulico de um sistema de amortecimento de caudais, utilizando um reservatório em by-pass como meio atenuador de caudais entregues a jusante.

Para o estudo é proposto uma área impermeabilizada com 12.000 m², com restrições em termos do caudal entregue a jusante, sendo admitido a descarga máxima de 0,1 m³/s. O reservatório a construir será retangular, sendo a área constante e estará interligado ao sistema através de uma derivação à descarga do ponto final (Figura 47), sendo permitido o escoamento livre de um caudal com valor máximo fixo.

Para efeitos de dimensionamento do reservatório, será considerado o método das diferenças finitas, através da aplicação da Equação 8.6, com recurso a uma folha de calculo em Excel, é calculada a altura de água no reservatório e o respetivo caudal efluente em cada instante tendo em conta os caudais entrados e saídos.

O reservatório será dotado de 2 descargas, uma inferior de secção circular e uma superior de secção retangular, com o dimensionamento efetuado respetivamente com as Equações 7.1 e 7.4.

A metodologia de calculo proposto irá identificar os caudais calculados de acordo com o abaixo descrito (Figura 68):

- Q1 – Caudal originado pela drenagem da área proposta (m³/s);
- Q2 – Caudal que será deixado passar para jusante da derivação (m³/s);
- Q3 – Caudal entrado para o reservatório de atenuação (m³/s);
- Q4 – Caudal descarregado pelo reservatório (m³/s);
- Q5 – Soma dos caudais Q2 e Q4 (m³/s).

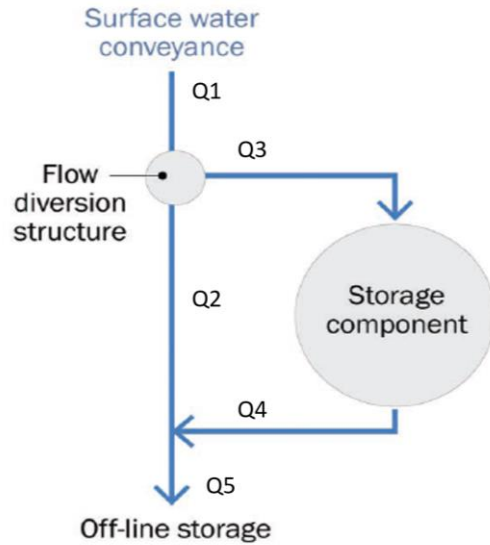


Figura 68 – Identificação dos caudais a calcular no dimensionamento proposto

A intensidade de precipitação de cálculo é obtida através das curvas Intensidade Duração Frequência através da Equação 8.7 (Figura 69), sendo considerado um tempo de concentração de 10 minutos, a região pluviométrica A, e, como dito anteriormente considerado para o presente dimensionamento os tempos de retorno de 2, 10 e 100 anos, permitindo assim uma análise do comportamento do sistema para intensidades de precipitação diferentes.

O caudal de ponta foi determinado utilizando a formula racional (Equação 8.8), considerando um coeficiente de escoamento de 0,8.



Período de retorno, T (ano)	Região pluviométrica					
	A		B		C	
	Curva IDF Lisboa		Curva IDF Lisboa - 20%		Curva IDF Lisboa + 20%	
	a'	n'	a'	n'	a'	n'
2	202,72	-0,577	162,18	-0,577	243,26	-0,577
5	259,26	-0,562	207,41	-0,562	311,11	-0,562
10	290,68	-0,549	232,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	381,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,524
100	365,62	-0,508	292,5	-0,508	438,75	-0,508

Figura 69 – Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas Intensidade-Duração-Frequência

$$i = a \cdot t^b \quad (8.7)$$

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360} \quad (8.8)$$

Onde:

i – intensidade de precipitação, (mm/h);

Q – caudal (m^3/s);

C – coeficiente de escoamento;

A – área (ha);

t – duração da precipitação (minutos);

a, b – parâmetros curva IDF.

8.3.1 - Determinação do Caudal Entrado

O hidrograma do caudal entrado será determinado com recurso ao Hidrograma do Soil Conservation Service, considerando-se o tempo de concentração igual à duração.

Nos Gráficos 1, 2 e 3 apresentam os hidrogramas com os caudais gerados na bacia drenada para os tempos de retorno de respetivamente 2, 10 e 100 anos.

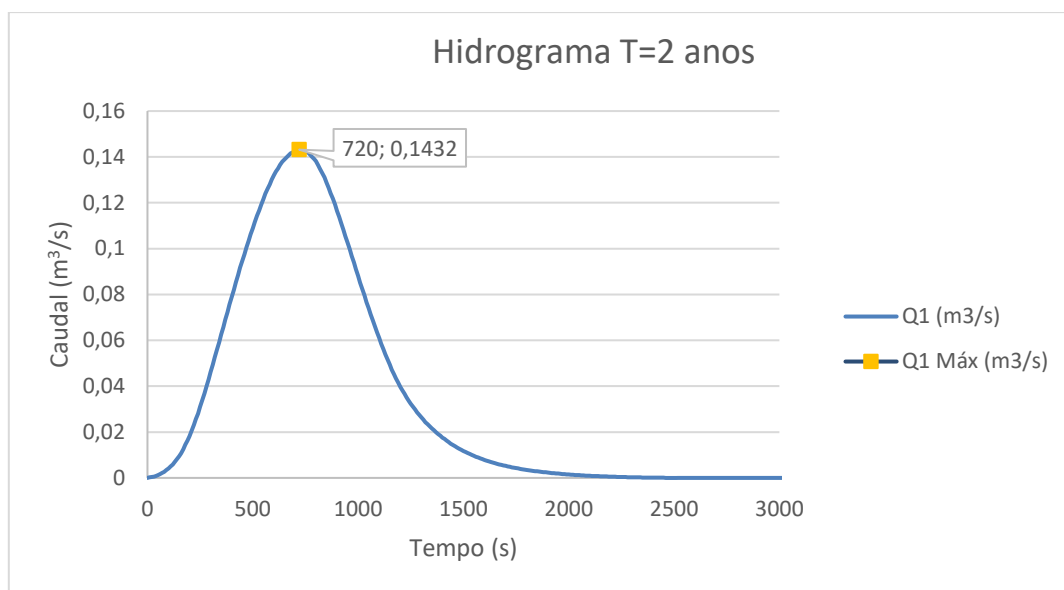


Gráfico 1 – Hidrograma de caudais entrados T=2 anos

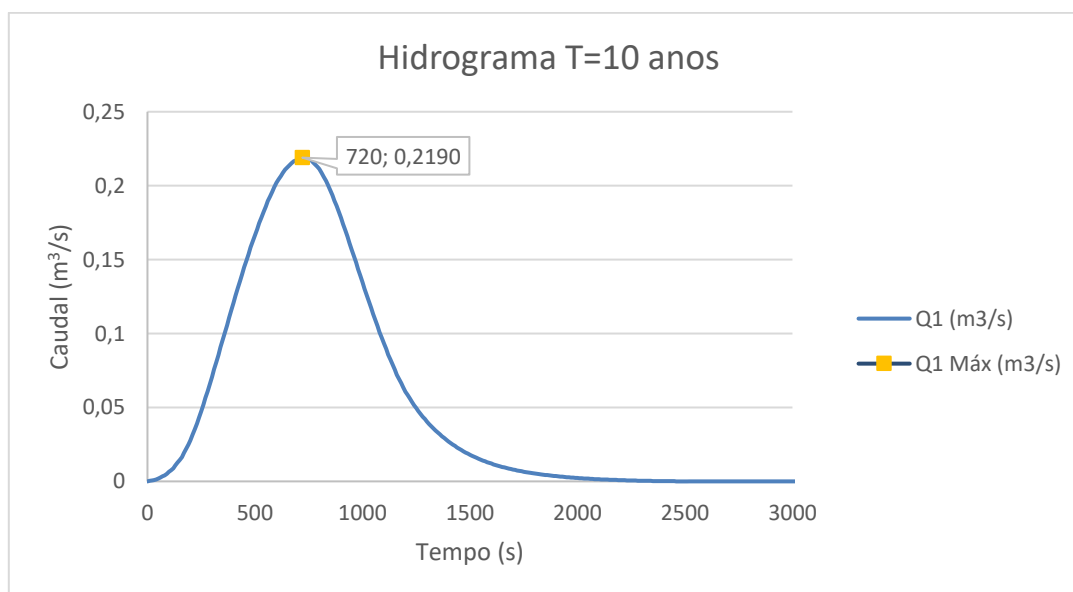


Gráfico 2 - Hidrograma de caudais entrados T=10 anos

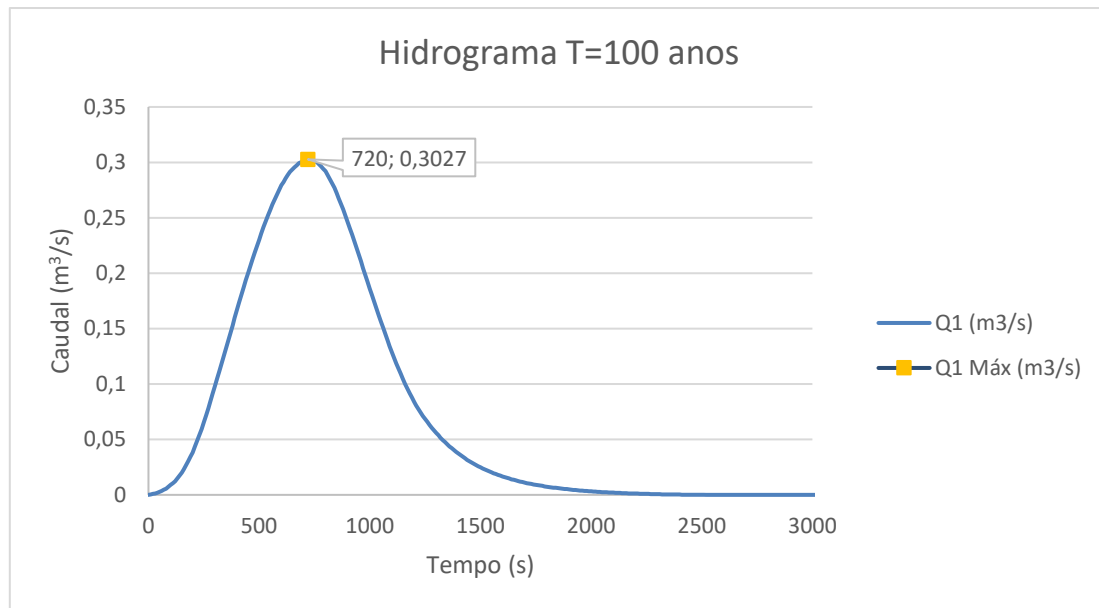


Gráfico 3 - Hidrograma de caudais entrados T=100 anos

8.3.2 - Determinação do Caudal Saído

A curva de vazão do caudal saído (Q_4), é obtida através da interpolação de valores de uma tabela que define o caudal descarregado em função da altura. No caso foram considerados os dois dispositivos de descarga descritos no capítulo anterior com as seguintes características:

- **Descarga de Fundo:**
Orifício circular com tubo de descarga;
Diâmetro = 125 mm;
Coeficiente de vazão = 0,8.
- **Descarga de Superfície:**
Descarregador retangular em parede delgada;
Largura = 1000 mm;
Altura da soleira = 1000 mm
Coeficiente de vazão = 0,4.

Apresenta-se no Gráfico 4 a curva de vazão do sistema.

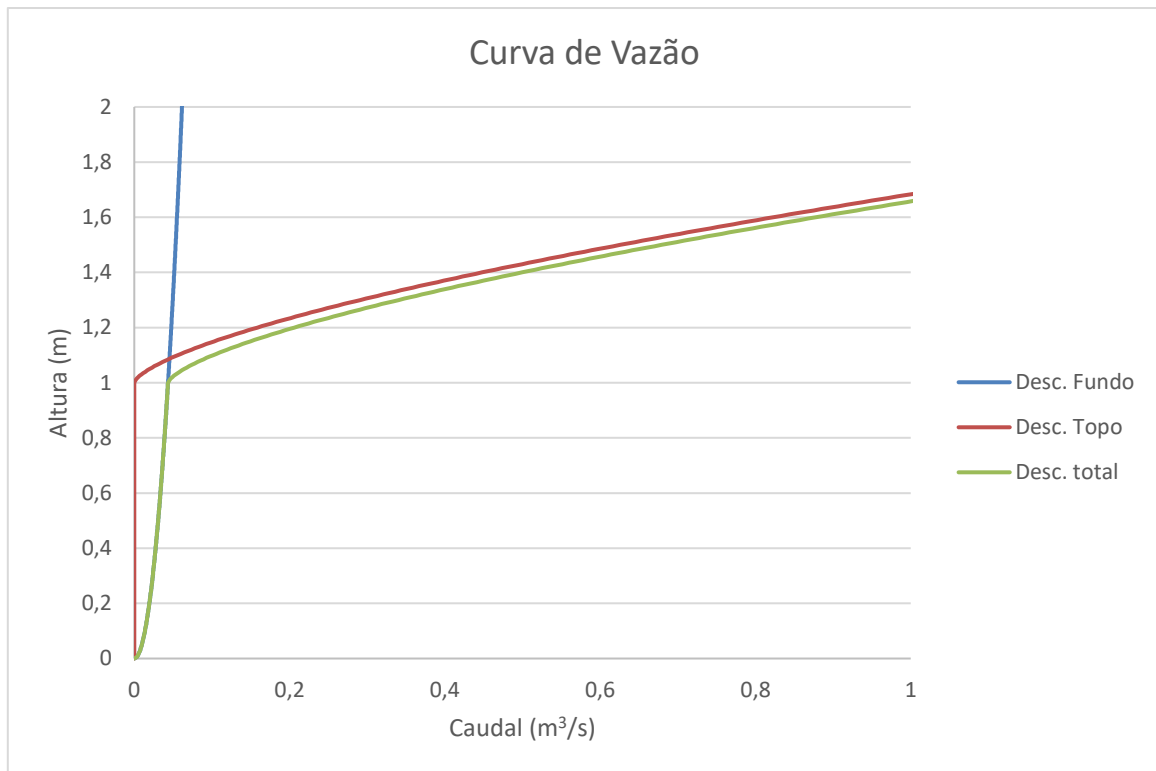


Gráfico 4 – Curva de vazão do sistema

8.3.1 - Determinação do Volume do Reservatório

O volume do reservatório será a condicionante do funcionamento do sistema de amortecimento, garantido um volume amortecido tal que o caudal máximo descarregado não ultrapasse o limite permitido de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

A configuração do sistema (Figura 68) terá um determinado caudal entrado (Q_1), que será controlado por uma estrutura de controlo que irá permitir que um caudal (Q_2) limitado prossiga livremente para a zona de descarga. O caudal remanescente (Q_3) será direcionado para o reservatório de atenuação, o qual irá originar um caudal descarregado (Q_4) que somado ao caudal que passou a estrutura de controlo (Q_2) irá originar o caudal total descarregado (Q_5).

A determinação da altura de água no reservatório e do caudal descarregado ao longo do tempo é efetuado através de uma resolução iterativa a partir da Equação 8.6.

As constantes de calculo consideradas são a variação de tempo no processo de calculo (Δt), a área do reservatório (A), e o caudal máximo passado na estrutura de controlo de caudal ($Q_2 \text{ Máx}$), apresentados na Tabela 23

Tabela 23 – Constantes de dimensionamento

Δt (s)	10
A (m ²)	150
Q2 Máx (m ³ /s)	0,06

Os Gráficos 5, 6 e 7 apresentam os hidrogramas dos diferentes caudais gerados pelo sistema para períodos de retorno respetivamente de 2, 10 e 100 anos.

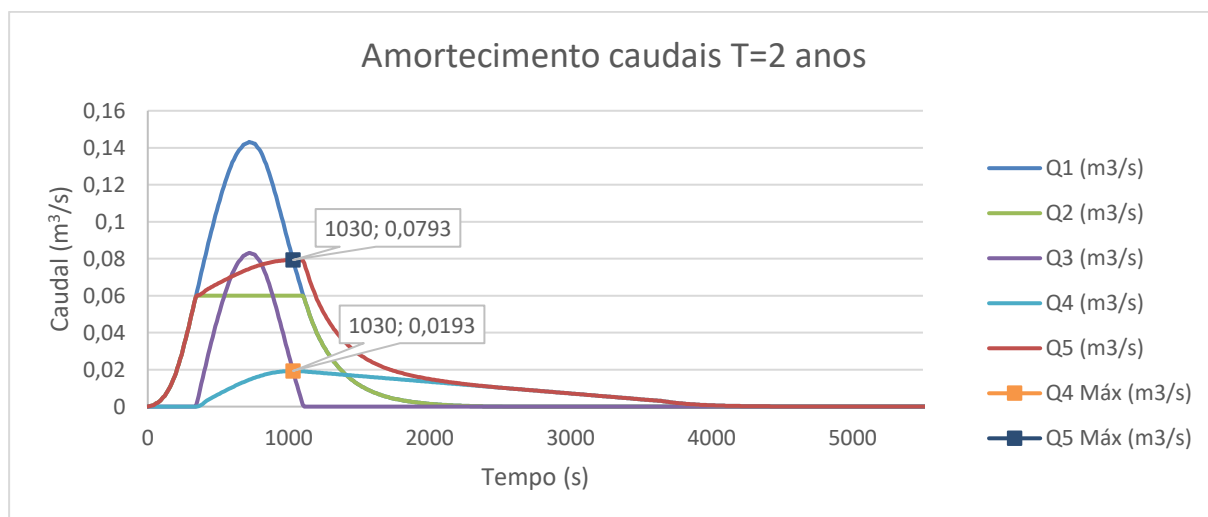


Gráfico 5 – Amortecimento de caudais T=2 anos

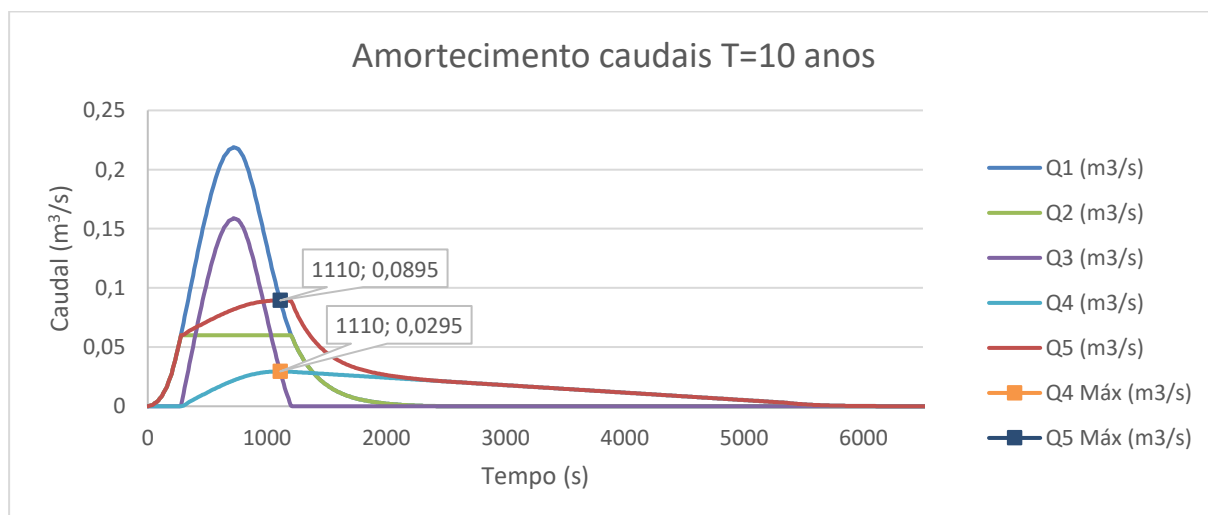


Gráfico 6 – Amortecimento de caudais T=10 anos

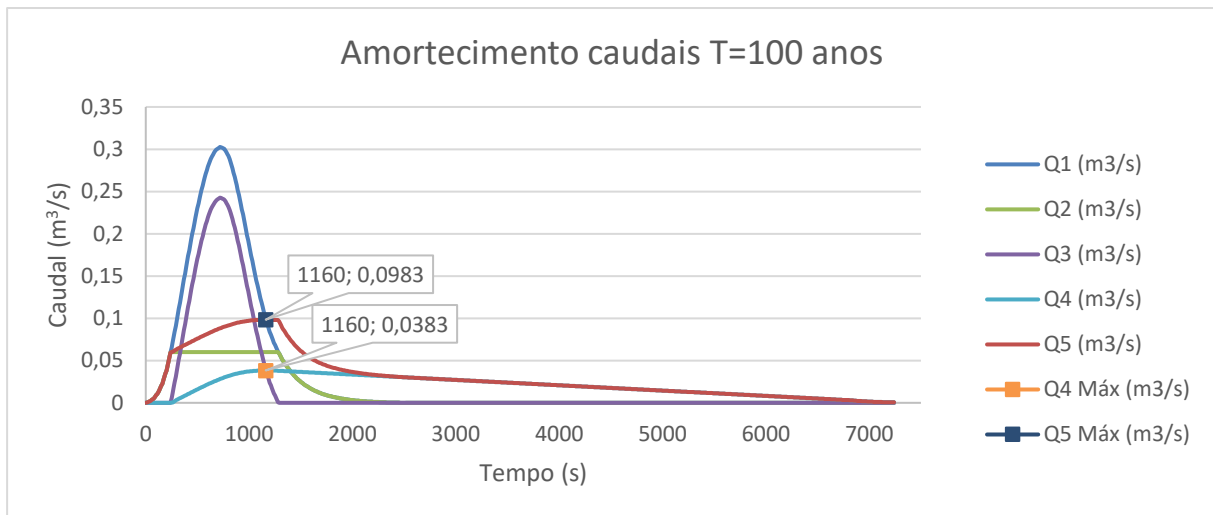


Gráfico 7 – Amortecimento de caudais T=100 anos

8.3.1 - Conclusões

Como se pode observar nos gráficos de amortecimento de caudais, para um tempo de retorno de 100 anos (Gráfico 7), consegue-se com uma bacia de atenuação com 150 m^2 , uma redução de caudal que garanta que o caudal descarregado seja inferior a $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como se pode observar nos gráficos de amortecimento de caudais para os diferentes períodos de retorno o tempo de descarga total do reservatório é sensivelmente de 2 horas.

São apresentados nos anexos excertos do dimensionamento efetuado para obtenção dos gráficos apresentados neste exemplo de aplicação.

9 - CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como principal objetivo a pesquisa e apresentação de diferentes tipos de sistemas de drenagem aplicáveis no desenvolvimento de redes de drenagem urbanas de modo a mitigar o efeito nos caudais escoados da impermeabilização massiva de pavimentos.

Não sendo possível a apresentação de todos os sistemas existentes nem a descrição detalhada de todo o tipo de soluções, são apresentados os sistemas que se considera com maior impacto no controlo de caudais e poluentes.

Foram apresentados sistemas de aproveitamento de água pluvial, sistemas de tratamento, pavimentos permeáveis, sistemas de infiltração, dispositivos de entrada e descarga e métodos de amortecimento de caudais, tendo sido apresentado exemplos de dimensionamento em alguns dos casos considerados como de maior importância para o tema em causa.

Considero o objetivo principal deste trabalho como cumprido, tendo sido pesquisadas e analisadas diferentes soluções existentes em regulamentações e documentos técnicos de diferentes países e contemplado o resultado dessa pesquisa nas soluções apresentadas.

10 - REFERÊNCIAS

ACO IBERIA, 2016. <http://www.aco.es/pt/aco-iberia/>. [Online].

ANQIP, 2015. *Sistemas de Aproveitamento de Águas Pluviais em Edifícios*. s.l.:Associação Nacional para a Qualidade nas Instalações Prediais.

Ballard, B. W. et al., 2015. *The SuDS Manual*. London: CIRIA.

BSI, 2013. *BS 8515:2009+A1:2013 Rainwater harvesting systems - Code of practice*. s.l.:BSI Standards Publication.

BSI, 2013. *BS 8582:2013 Code of practice for surface water management for development sites*. s.l.:BSI Standards Publication.

CEN, 2002. *EN ISO 14688-1:2002+A1:20013 Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 1: Identification and description*. s.l.:European Committee for Standardization.

CEN, 2007. *EN 752 Drain and sewer systems outside buildings*. s.l.:European Committee for Standardization.

CEN, 2012. *EN ISO 22282-2 Geotechnical investigation and testing - Geohydraulic testig - Part 2: Water permeability test in a borehole using open systems*. s.l.:European Committee for Standardization.

EPA, 2009. *Stormwater Wet Poud and Wetland Management Guidebook*. s.l.:EPA.

Facility for Advancing Water Biofiltration, 2008. *Advancing the Design of Stormwater Biofiltration*. s.l.:s.n.

German Association for Water, W. a. W. (., 2007. *Recommended Actions for Dealing with Stormwater DWA-M 153E*. s.l.:DWA.

German Association for Water, W. a. W., 2005. *Planning, Construction and Operation of Facilities for the Percolation of Precipitation Water, DWA-A 138E*. s.l.:DWA.

GRO, 2011. *The GRO Green Roof Code*. s.l.:Groundwork Sheffield.

Hipólito, J. R. & Vaz, Á. C., 2013. *Hidrologia e Recursos Hídricos 2ª Edição*. s.l.:s.n.

Hydro International, 2016. <http://www.hydro-int.com>. [Online].

Marques, A. S. et al., 2013. *Hidrologia Urbana - Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais Urbanas*. s.l.:Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos.

NYC Department of Design and Construction, 2008. *Sustainable Urban Site Design Manual*. s.l.:s.n.

NYC Department of Design and Construction, 2010. *Water Matters*. s.l.:New York City Department of Design and Construction.

Quintela, A. C., 1996. *Hidrologia e Recursos Hídricos*. s.l.:IST.

U. S. Department of Transportation, 2009. *Hydraulic Engineering Circular N° 22, Third Edition - Urban Drainage Design Manual*. s.l.:Federal Highway Administration.

U.S. Department of Transportation, 1989. *Hydraulic Engineering Circular N° 11 - Design of Riprap Revetment*. s.l.:Federal Highway Administration.

U.S. Department of Transportation, 2006. *Hydraulic Engineering Circular N°14. Third Edition - Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels*. s.l.:Federal Highway Administration.

ANEXO 1 – RESERVATÓRIO DE ATENUAÇÃO T=2 ANOS – EXCERTO DE CÁLCULO

Q3.1	h.1	A.1	Q3.2	h.2	A.2	Q3.3	h.3	A.3	Q3.4	h.4	A.4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,000	7,22801E-21	150	0,000	7,07992E-21	150	0,000	7,08295E-21	150	0,000	7,08289E-21	150
0,000	2,12487E-20	150	0,000	2,09584E-20	150	0,000	2,09644E-20	150	0,000	2,09643E-20	150
0,000	3,45612E-20	150	0,000	3,42826E-20	150	0,000	3,42883E-20	150	0,000	3,42882E-20	150
0,000	4,73392E-20	150	0,000	4,70718E-20	150	0,000	4,70773E-20	150	0,000	4,70771E-20	150
0,000	5,9604E-20	150	0,000	5,93474E-20	150	0,000	5,93526E-20	150	0,000	5,93525E-20	150
0,000	7,13764E-20	150	0,000	7,11301E-20	150	0,000	7,11351E-20	150	0,000	7,1135E-20	150
0,000	8,26761E-20	150	0,000	8,24396E-20	150	0,000	8,24444E-20	150	0,000	8,24443E-20	150
0,000	9,3522E-20	150	0,000	9,3295E-20	150	0,000	9,32996E-20	150	0,000	9,32995E-20	150
0,000	1,03932E-19	150	0,000	1,03714E-19	150	0,000	1,03719E-19	150	0,000	1,03719E-19	150
0,000	1,13925E-19	150	0,000	1,13716E-19	150	0,000	1,1372E-19	150	0,000	1,1372E-19	150
0,000	1,23516E-19	150	0,000	1,23315E-19	150	0,000	1,23319E-19	150	0,000	1,23319E-19	150
0,000	1,32722E-19	150	0,000	1,32529E-19	150	0,000	1,32533E-19	150	0,000	1,32533E-19	150
0,000	1,41558E-19	150	0,000	1,41373E-19	150	0,000	1,41377E-19	150	0,000	1,41377E-19	150
0,000	1,5004E-19	150	0,000	1,49862E-19	150	0,000	1,49866E-19	150	0,000	1,49866E-19	150
0,000	1,5818E-19	150	0,000	1,5801E-19	150	0,000	1,58014E-19	150	0,000	1,58013E-19	150
0,000	1,65994E-19	150	0,000	1,65831E-19	150	0,000	1,65834E-19	150	0,000	1,65834E-19	150
0,000	1,73495E-19	150	0,000	1,73338E-19	150	0,000	1,73341E-19	150	0,000	1,73341E-19	150
0,000	1,80694E-19	150	0,000	1,80543E-19	150	0,000	1,80546E-19	150	0,000	1,80546E-19	150
0,000	1,87604E-19	150	0,000	1,87459E-19	150	0,000	1,87462E-19	150	0,000	1,87462E-19	150
0,000	1,94236E-19	150	0,000	1,94097E-19	150	0,000	1,941E-19	150	0,000	1,941E-19	150
0,000	2,00602E-19	150	0,000	2,00469E-19	150	0,000	2,00472E-19	150	0,000	2,00472E-19	150
0,000	2,06713E-19	150	0,000	2,06585E-19	150	0,000	2,06588E-19	150	0,000	2,06588E-19	150
0,000	2,12578E-19	150	0,000	2,12455E-19	150	0,000	2,12458E-19	150	0,000	2,12458E-19	150
0,000	2,18208E-19	150	0,000	2,1809E-19	150	0,000	2,18092E-19	150	0,000	2,18092E-19	150
0,000	2,23611E-19	150	0,000	2,23498E-19	150	0,000	2,235E-19	150	0,000	2,235E-19	150
0,000	2,28798E-19	150	0,000	2,28689E-19	150	0,000	2,28692E-19	150	0,000	2,28691E-19	150
0,000	2,33776E-19	150	0,000	2,33672E-19	150	0,000	2,33674E-19	150	0,000	2,33674E-19	150
0,000	2,38555E-19	150	0,000	2,38455E-19	150	0,000	2,38457E-19	150	0,000	2,38457E-19	150
0,000	2,43141E-19	150	0,000	2,43045E-19	150	0,000	2,43047E-19	150	0,000	2,43047E-19	150
0,000	2,47544E-19	150	0,000	2,47451E-19	150	0,000	2,47453E-19	150	0,000	2,47453E-19	150
0,000	2,51769E-19	150	0,000	2,51681E-19	150	0,000	2,51682E-19	150	0,000	2,51682E-19	150
0,000	2,55825E-19	150	0,000	2,5574E-19	150	0,000	2,55742E-19	150	0,000	2,55742E-19	150
0,000	2,59718E-19	150	0,000	2,59637E-19	150	0,000	2,59638E-19	150	0,000	2,59638E-19	150
0,000	2,63455E-19	150	0,000	2,63377E-19	150	0,000	2,63378E-19	150	0,000	2,63378E-19	150
0,000	8,38573E-05	150	0,000	8,21391E-05	150	0,000	8,21743E-05	150	0,000	8,21736E-05	150
0,000	0,000355921	150	0,000	0,000350312	150	0,000	0,000350427	150	0,000	0,000350425	150
0,000	0,000831981	150	0,001	0,000822114	150	0,001	0,000822316	150	0,001	0,000822312	150
0,001	0,001503332	150	0,001	0,001489378	150	0,001	0,001489664	150	0,001	0,001489658	150
0,001	0,002362132	150	0,001	0,002344256	150	0,001	0,002344622	150	0,001	0,002344614	150
0,001	0,003400854	150	0,002	0,003379213	150	0,002	0,003379656	150	0,002	0,003379647	150
0,002	0,004608992	150	0,003	0,004583804	150	0,003	0,00458432	150	0,003	0,004584309	150
0,003	0,005976526	150	0,003	0,005959721	150	0,003	0,005959864	150	0,003	0,005959863	150
0,003	0,007530989	150	0,004	0,007517655	150	0,004	0,007517769	150	0,004	0,007517768	150
0,004	0,009274687	150	0,004	0,009259777	150	0,004	0,009259903	150	0,004	0,009259902	150
0,004	0,01119183	150	0,005	0,011177787	150	0,005	0,011177879	150	0,005	0,011177878	150
0,005	0,013278823	150	0,005	0,013265142	150	0,005	0,013265231	150	0,005	0,01326523	150
0,005	0,01553591	150	0,005	0,01552167	150	0,005	0,015521748	150	0,005	0,015521748	150
0,005	0,017961025	150	0,006	0,017947633	150	0,006	0,017947707	150	0,006	0,017947706	150
0,006	0,020548733	150	0,006	0,020534812	150	0,006	0,020534879	150	0,006	0,020534879	150
0,006	0,023288052	150	0,007	0,023274735	150	0,007	0,0232748	150	0,007	0,023274799	150
0,007	0,026181321	150	0,007	0,026167811	150	0,007	0,02616787	150	0,007	0,02616787	150
0,007	0,029227343	150	0,007	0,029213965	150	0,007	0,029214023	150	0,007	0,029214023	150
0,007	0,032417739	150	0,008	0,03240458	150	0,008	0,032404633	150	0,008	0,032404633	150
0,008	0,035744048	150	0,008	0,035730827	150	0,008	0,035730876	150	0,008	0,035730876	150
0,008	0,03920586	150	0,009	0,039192854	150	0,009	0,039192902	150	0,009	0,039192902	150
0,009	0,042803883	150	0,009	0,042791006	150	0,009	0,042791051	150	0,009	0,042791051	150

ANEXO 2 – RESERVATÓRIO DE ATENUAÇÃO T=2 ANOS – EXCERTO DE RESULTADOS

t (s)	Q1 (m³/s)	Q2 (m³/s)	Q3 (m³/s)	Q4 (m³/s)	Q5 (m³/s)	h (m)
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000196921	0,000196921	0	-2,12487E-19	0,000196921	7,08289E-21
20	0,000393841	0,000393841	0	-2,03954E-19	0,000393841	2,09643E-20
30	0,000590762	0,000590762	0	-1,95764E-19	0,000590762	3,42882E-20
40	0,000787682	0,000787682	0	-1,87903E-19	0,000787682	4,70772E-20
50	0,001247164	0,001247164	0	-1,80358E-19	0,001247164	5,93525E-20
60	0,001706645	0,001706645	0	-1,73116E-19	0,001706645	7,1135E-20
70	0,002166126	0,002166126	0	-1,66164E-19	0,002166126	8,24443E-20
80	0,002625608	0,002625608	0	-1,59492E-19	0,002625608	9,32995E-20
90	0,00341329	0,00341329	0	-1,53087E-19	0,00341329	1,03719E-19
100	0,004200972	0,004200972	0	-1,4694E-19	0,004200972	1,1372E-19
110	0,004988655	0,004988655	0	-1,4104E-19	0,004988655	1,23319E-19
120	0,005776337	0,005776337	0	-1,35376E-19	0,005776337	1,32533E-19
130	0,007023501	0,007023501	0	-1,2994E-19	0,007023501	1,41377E-19
140	0,008270664	0,008270664	0	-1,24722E-19	0,008270664	1,49866E-19
150	0,009517828	0,009517828	0	-1,19714E-19	0,009517828	1,58013E-19
160	0,010764991	0,010764991	0	-1,14907E-19	0,010764991	1,65834E-19
170	0,012602917	0,012602917	0	-1,10293E-19	0,012602917	1,73341E-19
180	0,014440842	0,014440842	0	-1,05864E-19	0,014440842	1,80546E-19
190	0,016278768	0,016278768	0	-1,01613E-19	0,016278768	1,87462E-19
200	0,018116693	0,018116693	0	-9,75326E-20	0,018116693	1,941E-19
210	0,02061102	0,02061102	0	-9,36162E-20	0,02061102	2,00472E-19
220	0,023105347	0,023105347	0	-8,9857E-20	0,023105347	2,06588E-19
230	0,025599675	0,025599675	0	-8,62488E-20	0,025599675	2,12458E-19
240	0,028094002	0,028094002	0	-8,27854E-20	0,028094002	2,18092E-19
250	0,031021555	0,031021555	0	-7,94611E-20	0,031021555	2,235E-19
260	0,033949107	0,033949107	0	-7,62703E-20	0,033949107	2,28691E-19
270	0,03687666	0,03687666	0	-7,32077E-20	0,03687666	2,33674E-19
280	0,039804212	0,039804212	0	-7,0268E-20	0,039804212	2,38457E-19
290	0,043020582	0,043020582	0	-6,74464E-20	0,043020582	2,43047E-19
300	0,046236951	0,046236951	0	-6,4738E-20	0,046236951	2,47453E-19
310	0,04945332	0,04945332	0	-6,21385E-20	0,04945332	2,51682E-19
320	0,05266969	0,05266969	0	-5,96433E-20	0,05266969	2,55742E-19
330	0,055951699	0,055951699	0	-5,72483E-20	0,055951699	2,59638E-19
340	0,059233709	0,059233709	0	-5,49495E-20	0,059233709	2,63378E-19
350	0,062515719	0,06	0,002515719	5,05098E-05	0,06005051	8,21736E-05
360	0,065797728	0,06	0,005797728	0,000215396	0,060215396	0,000350425
370	0,069079738	0,06	0,009079738	0,000505452	0,060505452	0,000822312
380	0,072361747	0,06	0,012361747	0,00091565	0,06091565	0,001489658
390	0,075643757	0,06	0,015643757	0,001441167	0,061441167	0,002344615
400	0,078925767	0,06	0,018925767	0,002077372	0,062077372	0,003379647
410	0,082109316	0,06	0,022109316	0,002817843	0,062817843	0,00458431
420	0,085292865	0,06	0,025292865	0,003317742	0,063317742	0,005959863
430	0,088476414	0,06	0,028476414	0,003714393	0,063714393	0,007517768
440	0,091659964	0,06	0,031659964	0,00415795	0,06415795	0,009259902
450	0,094613772	0,06	0,034613772	0,004576499	0,064576499	0,011177878
460	0,097567581	0,06	0,037567581	0,004984295	0,064984295	0,01326523
470	0,10052139	0,06	0,04052139	0,005409142	0,065409142	0,015521748
480	0,103475198	0,06	0,043475198	0,005808699	0,065808699	0,017947706

ANEXO 3 – RESERVATÓRIO DE ATENUAÇÃO T=10 ANOS – EXCERTO DE CÁLCULO

Q3.1	h.1	A.1	Q3.2	h.2	A.2	Q3.3	h.3	A.3	Q3.4	h.4	A.4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,000	7,22801E-21	150	0,000	7,07992E-21	150	0,000	7,08295E-21	150	0,000	7,08289E-21	150
0,000	2,12487E-20	150	0,000	2,09584E-20	150	0,000	2,09644E-20	150	0,000	2,09643E-20	150
0,000	3,45612E-20	150	0,000	3,42826E-20	150	0,000	3,42883E-20	150	0,000	3,42882E-20	150
0,000	4,73392E-20	150	0,000	4,70718E-20	150	0,000	4,70773E-20	150	0,000	4,70771E-20	150
0,000	5,9604E-20	150	0,000	5,93474E-20	150	0,000	5,93526E-20	150	0,000	5,93525E-20	150
0,000	7,13764E-20	150	0,000	7,11301E-20	150	0,000	7,11351E-20	150	0,000	7,1135E-20	150
0,000	8,26761E-20	150	0,000	8,24396E-20	150	0,000	8,24444E-20	150	0,000	8,24443E-20	150
0,000	9,3522E-20	150	0,000	9,3295E-20	150	0,000	9,32996E-20	150	0,000	9,32995E-20	150
0,000	1,03932E-19	150	0,000	1,03714E-19	150	0,000	1,03719E-19	150	0,000	1,03719E-19	150
0,000	1,13925E-19	150	0,000	1,13716E-19	150	0,000	1,1372E-19	150	0,000	1,1372E-19	150
0,000	1,23516E-19	150	0,000	1,23315E-19	150	0,000	1,23319E-19	150	0,000	1,23319E-19	150
0,000	1,32722E-19	150	0,000	1,32529E-19	150	0,000	1,32533E-19	150	0,000	1,32533E-19	150
0,000	1,41558E-19	150	0,000	1,41373E-19	150	0,000	1,41377E-19	150	0,000	1,41377E-19	150
0,000	1,5004E-19	150	0,000	1,49862E-19	150	0,000	1,49866E-19	150	0,000	1,49866E-19	150
0,000	1,5818E-19	150	0,000	1,5801E-19	150	0,000	1,58014E-19	150	0,000	1,58013E-19	150
0,000	1,65994E-19	150	0,000	1,65831E-19	150	0,000	1,65834E-19	150	0,000	1,65834E-19	150
0,000	1,73495E-19	150	0,000	1,73338E-19	150	0,000	1,73341E-19	150	0,000	1,73341E-19	150
0,000	1,80694E-19	150	0,000	1,80543E-19	150	0,000	1,80546E-19	150	0,000	1,80546E-19	150
0,000	1,87604E-19	150	0,000	1,87459E-19	150	0,000	1,87462E-19	150	0,000	1,87462E-19	150
0,000	1,94236E-19	150	0,000	1,94097E-19	150	0,000	1,941E-19	150	0,000	1,941E-19	150
0,000	2,00602E-19	150	0,000	2,00469E-19	150	0,000	2,00472E-19	150	0,000	2,00472E-19	150
0,000	2,06713E-19	150	0,000	2,06585E-19	150	0,000	2,06588E-19	150	0,000	2,06588E-19	150
0,000	2,12578E-19	150	0,000	2,12455E-19	150	0,000	2,12458E-19	150	0,000	2,12458E-19	150
0,000	2,18208E-19	150	0,000	2,1809E-19	150	0,000	2,18092E-19	150	0,000	2,18092E-19	150
0,000	2,23611E-19	150	0,000	2,23498E-19	150	0,000	2,235E-19	150	0,000	2,235E-19	150
0,000	2,28798E-19	150	0,000	2,28689E-19	150	0,000	2,28692E-19	150	0,000	2,28691E-19	150
0,000	2,33776E-19	150	0,000	2,33672E-19	150	0,000	2,33674E-19	150	0,000	2,33674E-19	150
0,000	2,92069E-05	150	0,000	2,86085E-05	150	0,000	2,86208E-05	150	0,000	2,86205E-05	150
0,000	0,000249831	150	0,000	0,000245299	150	0,000	0,000245392	150	0,000	0,00024539	150
0,000	0,000785657	150	0,000	0,000774587	150	0,000	0,000774814	150	0,000	0,000774809	150
0,000	0,001621321	150	0,001	0,001603976	150	0,001	0,001604332	150	0,001	0,001604325	150
0,001	0,002744783	150	0,002	0,002721416	150	0,002	0,002721895	150	0,002	0,002721885	150
0,002	0,004147834	150	0,003	0,004118618	150	0,003	0,004119216	150	0,003	0,004119204	150
0,003	0,005822525	150	0,003	0,005797498	150	0,003	0,00579771	150	0,003	0,005797708	150
0,003	0,007786028	150	0,004	0,007769153	150	0,004	0,007769296	150	0,004	0,007769295	150
0,004	0,010058781	150	0,004	0,010039466	150	0,004	0,010039592	150	0,004	0,010039591	150
0,004	0,01262533	150	0,005	0,012608491	150	0,005	0,012608601	150	0,005	0,0126086	150
0,005	0,015495511	150	0,005	0,015477217	150	0,005	0,015477318	150	0,005	0,015477317	150
0,005	0,018662472	150	0,006	0,018644986	150	0,006	0,018645082	150	0,006	0,018645081	150
0,006	0,022130086	150	0,006	0,022112344	150	0,006	0,02211243	150	0,006	0,02211243	150
0,006	0,025891735	150	0,007	0,025873869	150	0,007	0,025873947	150	0,007	0,025873946	150
0,007	0,029942268	150	0,008	0,029924478	150	0,008	0,029924556	150	0,008	0,029924555	150
0,008	0,034282044	150	0,008	0,034264495	150	0,008	0,034264566	150	0,008	0,034264566	150
0,008	0,03891169	150	0,009	0,038894092	150	0,009	0,038894158	150	0,009	0,038894158	150
0,009	0,043819098	150	0,009	0,043801533	150	0,009	0,043801595	150	0,009	0,043801595	150
0,009	0,048992697	150	0,010	0,048975209	150	0,010	0,048975267	150	0,010	0,048975267	150
0,010	0,054432678	150	0,010	0,054415253	150	0,010	0,054415308	150	0,010	0,054415308	150
0,010	0,060139146	150	0,011	0,060121786	150	0,011	0,060121836	150	0,011	0,060121836	150
0,011	0,066099172	150	0,011	0,066081969	150	0,011	0,066082017	150	0,011	0,066082017	150
0,011	0,07230011	150	0,012	0,072282995	150	0,012	0,072283041	150	0,012	0,07228304	150
0,012	0,078742062	150	0,012	0,078725013	150	0,012	0,078725058	150	0,012	0,078725058	150
0,012	0,085425137	150	0,013	0,085408166	150	0,013	0,085408208	150	0,013	0,085408208	150
0,013	0,092335776	150	0,013	0,092318966	150	0,013	0,092319006	150	0,013	0,092319006	150
0,013	0,099460662	150	0,014	0,099443926	150	0,014	0,099443965	150	0,014	0,099443965	150
0,014	0,106799855	150	0,014	0,106783274	150	0,014	0,106783311	150	0,014	0,106783311	150
0,014	0,114353739	150	0,015	0,114337228	150	0,015	0,114337264	150	0,015	0,114337264	150

ANEXO 4 – RESERVATÓRIO DE ATENUAÇÃO T=10 ANOS – EXCERTO DE RESULTADOS

t (s)	Q1 (m³/s)	Q2 (m³/s)	Q3 (m³/s)	Q4 (m³/s)	Q5 (m³/s)	h (m)
0	0	0	0	0	0	0
10	0,000301169	0,000301169	0	-2,12487E-19	0,000301169	7,08289E-21
20	0,000602337	0,000602337	0	-2,03954E-19	0,000602337	2,09643E-20
30	0,000903506	0,000903506	0	-1,95764E-19	0,000903506	3,42882E-20
40	0,001204674	0,001204674	0	-1,87903E-19	0,001204674	4,70772E-20
50	0,001907401	0,001907401	0	-1,80358E-19	0,001907401	5,93525E-20
60	0,002610128	0,002610128	0	-1,73116E-19	0,002610128	7,1135E-20
70	0,003312854	0,003312854	0	-1,66164E-19	0,003312854	8,24443E-20
80	0,004015581	0,004015581	0	-1,59492E-19	0,004015581	9,32995E-20
90	0,005220255	0,005220255	0	-1,53087E-19	0,005220255	1,03719E-19
100	0,00642493	0,00642493	0	-1,4694E-19	0,00642493	1,1372E-19
110	0,007629604	0,007629604	0	-1,4104E-19	0,007629604	1,23319E-19
120	0,008834278	0,008834278	0	-1,35376E-19	0,008834278	1,32533E-19
130	0,010741679	0,010741679	0	-1,2994E-19	0,010741679	1,41377E-19
140	0,01264908	0,01264908	0	-1,24722E-19	0,01264908	1,49866E-19
150	0,014556481	0,014556481	0	-1,19714E-19	0,014556481	1,58013E-19
160	0,016463882	0,016463882	0	-1,14907E-19	0,016463882	1,65834E-19
170	0,019274789	0,019274789	0	-1,10293E-19	0,019274789	1,73341E-19
180	0,022085695	0,022085695	0	-1,05864E-19	0,022085695	1,80546E-19
190	0,024896602	0,024896602	0	-1,01613E-19	0,024896602	1,87462E-19
200	0,027707509	0,027707509	0	-9,75326E-20	0,027707509	1,941E-19
210	0,031522311	0,031522311	0	-9,36162E-20	0,031522311	2,00472E-19
220	0,035337112	0,035337112	0	-8,9857E-20	0,035337112	2,06588E-19
230	0,039151914	0,039151914	0	-8,62488E-20	0,039151914	2,12458E-19
240	0,042966716	0,042966716	0	-8,27854E-20	0,042966716	2,18092E-19
250	0,047444089	0,047444089	0	-7,94611E-20	0,047444089	2,235E-19
260	0,051921462	0,051921462	0	-7,62703E-20	0,051921462	2,28691E-19
270	0,056398835	0,056398835	0	-7,32077E-20	0,056398835	2,33674E-19
280	0,060876207	0,06	0,000876207	1,75922E-05	0,060017592	2,86205E-05
290	0,065795294	0,06	0,005795294	0,000150834	0,060150834	0,00024539
300	0,070714381	0,06	0,010714381	0,000476253	0,060476253	0,000774809
310	0,075633467	0,06	0,015633467	0,000986132	0,060986132	0,001604325
320	0,080552554	0,06	0,020552554	0,001673065	0,061673065	0,002721885
330	0,08557203	0,06	0,02557203	0,002531957	0,062531957	0,004119204
340	0,090591506	0,06	0,030591506	0,003276457	0,063276457	0,005797708
350	0,095610983	0,06	0,035610983	0,003778433	0,063778433	0,007769295
360	0,100630459	0,06	0,040630459	0,004354117	0,064354117	0,010039591
370	0,105649935	0,06	0,045649935	0,004856013	0,064856013	0,0126086
380	0,110669411	0,06	0,050669411	0,005401824	0,065401824	0,015477317
390	0,115688887	0,06	0,055688887	0,005923557	0,065923557	0,018645081
400	0,120708364	0,06	0,060708364	0,006453235	0,066453235	0,02211243
410	0,125577256	0,06	0,065577256	0,006986882	0,066986882	0,025873946
420	0,130446147	0,06	0,070446147	0,007518258	0,067518258	0,029924555
430	0,135315039	0,06	0,075315039	0,008042617	0,068042617	0,034264566
440	0,140183931	0,06	0,080183931	0,008568595	0,068568595	0,038894158
450	0,14470146	0,06	0,08470146	0,009093684	0,069093684	0,043801595
460	0,149218988	0,06	0,089218988	0,009616592	0,069616592	0,048975267
470	0,153736517	0,06	0,093736517	0,010137699	0,070137699	0,054415308
480	0,158254046	0,06	0,098254046	0,010657012	0,070657012	0,060121836

ANEXO 5 – RESERVATÓRIO DE ATENUAÇÃO T=100 ANOS – EXCERTO DE CÁLCULO

Q3.1	h.1	A.1	Q3.2	h.2	A.2	Q3.3	h.3	A.3	Q3.4	h.4	A.4
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,000	7,22801E-21	150	0,000	7,07992E-21	150	0,000	7,08295E-21	150	0,000	7,08289E-21	150
0,000	2,12487E-20	150	0,000	2,09584E-20	150	0,000	2,09644E-20	150	0,000	2,09643E-20	150
0,000	3,45612E-20	150	0,000	3,42826E-20	150	0,000	3,42883E-20	150	0,000	3,42882E-20	150
0,000	4,73392E-20	150	0,000	4,70718E-20	150	0,000	4,70773E-20	150	0,000	4,70771E-20	150
0,000	5,9604E-20	150	0,000	5,93474E-20	150	0,000	5,93526E-20	150	0,000	5,93525E-20	150
0,000	7,13764E-20	150	0,000	7,11301E-20	150	0,000	7,11351E-20	150	0,000	7,1135E-20	150
0,000	8,26761E-20	150	0,000	8,24396E-20	150	0,000	8,24444E-20	150	0,000	8,24443E-20	150
0,000	9,3522E-20	150	0,000	9,3295E-20	150	0,000	9,32996E-20	150	0,000	9,32995E-20	150
0,000	1,03932E-19	150	0,000	1,03714E-19	150	0,000	1,03719E-19	150	0,000	1,03719E-19	150
0,000	1,13925E-19	150	0,000	1,13716E-19	150	0,000	1,1372E-19	150	0,000	1,1372E-19	150
0,000	1,23516E-19	150	0,000	1,23315E-19	150	0,000	1,23319E-19	150	0,000	1,23319E-19	150
0,000	1,32722E-19	150	0,000	1,32529E-19	150	0,000	1,32533E-19	150	0,000	1,32533E-19	150
0,000	1,41558E-19	150	0,000	1,41373E-19	150	0,000	1,41377E-19	150	0,000	1,41377E-19	150
0,000	1,5004E-19	150	0,000	1,49862E-19	150	0,000	1,49866E-19	150	0,000	1,49866E-19	150
0,000	1,5818E-19	150	0,000	1,5801E-19	150	0,000	1,58014E-19	150	0,000	1,58013E-19	150
0,000	1,65994E-19	150	0,000	1,65831E-19	150	0,000	1,65834E-19	150	0,000	1,65834E-19	150
0,000	1,73495E-19	150	0,000	1,73338E-19	150	0,000	1,73341E-19	150	0,000	1,73341E-19	150
0,000	1,80694E-19	150	0,000	1,80543E-19	150	0,000	1,80546E-19	150	0,000	1,80546E-19	150
0,000	1,87604E-19	150	0,000	1,87459E-19	150	0,000	1,87462E-19	150	0,000	1,87462E-19	150
0,000	1,94236E-19	150	0,000	1,94097E-19	150	0,000	1,941E-19	150	0,000	1,941E-19	150
0,000	2,00602E-19	150	0,000	2,00469E-19	150	0,000	2,00472E-19	150	0,000	2,00472E-19	150
0,000	2,06713E-19	150	0,000	2,06585E-19	150	0,000	2,06588E-19	150	0,000	2,06588E-19	150
0,000	2,12578E-19	150	0,000	2,12455E-19	150	0,000	2,12458E-19	150	0,000	2,12458E-19	150
0,000	2,18208E-19	150	0,000	2,1809E-19	150	0,000	2,18092E-19	150	0,000	2,18092E-19	150
0,000	0,000186128	150	0,000	0,000182315	150	0,000	0,000182393	150	0,000	0,000182391	150
0,000	0,000753482	150	0,000	0,000741781	150	0,000	0,000742021	150	0,000	0,000742016	150
0,000	0,001702791	150	0,001	0,001683106	150	0,001	0,001683509	150	0,001	0,001683501	150
0,001	0,003018313	150	0,002	0,002990964	150	0,002	0,002991524	150	0,002	0,002991513	150
0,002	0,004705695	150	0,003	0,004670573	150	0,003	0,004671293	150	0,003	0,004671278	150
0,003	0,00676995	150	0,004	0,006748193	150	0,004	0,006748378	150	0,004	0,006748376	150
0,004	0,009257224	150	0,004	0,009235932	150	0,004	0,009236113	150	0,004	0,009236111	150
0,004	0,012156057	150	0,005	0,012135533	150	0,005	0,012135667	150	0,005	0,012135666	150
0,005	0,015472778	150	0,005	0,01545153	150	0,005	0,015451646	150	0,005	0,015451646	150
0,005	0,019209068	150	0,006	0,01918844	150	0,006	0,019188553	150	0,006	0,019188552	150
0,006	0,023367518	150	0,007	0,023346775	150	0,007	0,023346875	150	0,007	0,023346875	150
0,007	0,027947129	150	0,007	0,027926246	150	0,007	0,027926337	150	0,007	0,027926337	150
0,007	0,032947581	150	0,008	0,032926661	150	0,008	0,032926745	150	0,008	0,032926745	150
0,008	0,03836889	150	0,009	0,038347944	150	0,009	0,038348023	150	0,009	0,038348022	150
0,009	0,044211007	150	0,009	0,04419002	150	0,009	0,044190094	150	0,009	0,044190094	150
0,009	0,050473827	150	0,010	0,050452857	150	0,010	0,050452923	150	0,010	0,050452923	150
0,010	0,057150485	150	0,010	0,057129607	150	0,010	0,05712967	150	0,010	0,05712967	150
0,010	0,064234299	150	0,011	0,064213354	150	0,011	0,064213415	150	0,011	0,064213415	150
0,011	0,071724973	150	0,012	0,071704108	150	0,012	0,071704164	150	0,012	0,071704164	150
0,012	0,079622802	150	0,012	0,079601904	150	0,012	0,079601958	150	0,012	0,079601958	150
0,012	0,087911414	150	0,013	0,087890636	150	0,013	0,087890687	150	0,013	0,087890687	150
0,013	0,096575007	150	0,014	0,096554276	150	0,014	0,096554324	150	0,014	0,096554324	150
0,014	0,105613596	150	0,014	0,105592932	150	0,014	0,105592978	150	0,014	0,105592978	150
0,014	0,11502733	150	0,015	0,115006735	150	0,015	0,115006779	150	0,015	0,115006779	150
0,015	0,124798305	150	0,015	0,124777821	150	0,015	0,124777863	150	0,015	0,124777863	150
0,015	0,134908742	150	0,016	0,134888369	150	0,016	0,13488841	150	0,016	0,13488841	150
0,016	0,14535886	150	0,017	0,145338598	150	0,017	0,145338636	150	0,017	0,145338636	150
0,017	0,156148875	150	0,017	0,15612871	150	0,017	0,156128747	150	0,017	0,156128746	150
0,017	0,16726	150	0,018	0,167239948	150	0,018	0,167239983	150	0,018	0,167239983	150
0,018	0,178673508	150	0,018	0,178653586	150	0,018	0,17865362	150	0,018	0,17865362	150
0,018	0,190389673	150	0,019	0,190369872	150	0,019	0,190369904	150	0,019	0,190369904	150
0,019	0,202408725	150	0,020	0,202389052	150	0,020	0,202389084	150	0,020	0,202389084	150

ANEXO 6 – RESERVATÓRIO DE ATENUAÇÃO T=100 ANOS – EXCERTO DE RESULTADOS

t (s)	Q1 (m ³ /s)	Q2 (m ³ /s)	Q3 (m ³ /s)	Q4 (m ³ /s)	Q5 (m ³ /s)	h (m)
0	-1,0842E-19	-1,0842E-19	0	0	-1,0842E-19	0
10	0,000416317	0,000416317	0	-2,1249E-19	0,000416317	7,08289E-21
20	0,000832635	0,000832635	0	-2,0395E-19	0,000832635	2,09643E-20
30	0,001248952	0,001248952	0	-1,9576E-19	0,001248952	3,42882E-20
40	0,001665269	0,001665269	0	-1,879E-19	0,001665269	4,70772E-20
50	0,002636676	0,002636676	0	-1,8036E-19	0,002636676	5,93525E-20
60	0,003608083	0,003608083	0	-1,7312E-19	0,003608083	7,1135E-20
70	0,00457949	0,00457949	0	-1,6616E-19	0,00457949	8,24443E-20
80	0,005550897	0,005550897	0	-1,5949E-19	0,005550897	9,32995E-20
90	0,007216166	0,007216166	0	-1,5309E-19	0,007216166	1,03719E-19
100	0,008881435	0,008881435	0	-1,4694E-19	0,008881435	1,1372E-19
110	0,010546705	0,010546705	0	-1,4104E-19	0,010546705	1,23319E-19
120	0,012211974	0,012211974	0	-1,3538E-19	0,012211974	1,32533E-19
130	0,01484865	0,01484865	0	-1,2994E-19	0,01484865	1,41377E-19
140	0,017485326	0,017485326	0	-1,2472E-19	0,017485326	1,49866E-19
150	0,020122002	0,020122002	0	-1,1971E-19	0,020122002	1,58013E-19
160	0,022758678	0,022758678	0	-1,1491E-19	0,022758678	1,65834E-19
170	0,026644306	0,026644306	0	-1,1029E-19	0,026644306	1,73341E-19
180	0,030529934	0,030529934	0	-1,0586E-19	0,030529934	1,80546E-19
190	0,034415562	0,034415562	0	-1,0161E-19	0,034415562	1,87462E-19
200	0,03830119	0,03830119	0	-9,7533E-20	0,03830119	1,941E-19
210	0,043574542	0,043574542	0	-9,3616E-20	0,043574542	2,00472E-19
220	0,048847895	0,048847895	0	-8,9857E-20	0,048847895	2,06588E-19
230	0,054121247	0,054121247	0	-8,6249E-20	0,054121247	2,12458E-19
240	0,059394599	0,059394599	0	-8,2785E-20	0,059394599	2,18092E-19
250	0,06558385	0,06	0,00558385	0,000112111	0,060112111	0,000182391
260	0,0717731	0,06	0,0117731	0,000456096	0,060456096	0,000742016
270	0,07796235	0,06	0,01796235	0,0010348	0,0610348	0,001683501
280	0,0841516	0,06	0,0241516	0,001838797	0,061838797	0,002991513
290	0,090951449	0,06	0,030951449	0,002871301	0,062871301	0,004671278
300	0,097751298	0,06	0,037751298	0,003518502	0,063518502	0,006748376
310	0,104551147	0,06	0,044551147	0,004151892	0,064151892	0,009236111
320	0,111350996	0,06	0,051350996	0,004763618	0,064763618	0,012135666
330	0,118289618	0,06	0,058289618	0,005397596	0,065397596	0,015451646
340	0,125228239	0,06	0,065228239	0,006013067	0,066013067	0,019188552
350	0,132166861	0,06	0,072166861	0,006632358	0,066632358	0,023346875
360	0,139105482	0,06	0,079105482	0,007256123	0,067256123	0,027926337
370	0,146044103	0,06	0,086044103	0,007881227	0,067881227	0,032926745
380	0,152982725	0,06	0,092982725	0,008507271	0,068507271	0,038348022
390	0,159921346	0,06	0,099921346	0,009134656	0,069134656	0,044190094
400	0,166859968	0,06	0,106859968	0,009761776	0,069761776	0,050452923
410	0,17359043	0,06	0,11359043	0,010386224	0,070386224	0,05712967
420	0,180320893	0,06	0,120320893	0,011012755	0,071012755	0,064213415
430	0,187051356	0,06	0,127051356	0,011637011	0,071637011	0,071704164
440	0,193781819	0,06	0,133781819	0,012262349	0,072262349	0,079601958
450	0,200026578	0,06	0,140026578	0,012884166	0,072884166	0,087890687
460	0,206271337	0,06	0,146271337	0,013504637	0,073504637	0,096554324
470	0,212516097	0,06	0,152516097	0,014123195	0,074123195	0,105592978
480	0,218760856	0,06	0,158760856	0,01473973	0,07473973	0,115006779