

REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

A integração e o desenvolvimento de órgãos
acessórios

VÍTOR MANUEL BORGES DO ROSÁRIO PADRÃO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Professor Doutor Cheng Chia Yau

Professor Doutor Francisco Manuel de Oliveira Piqueiro

JANEIRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À memória do meu Avô

“A água que não corre forma um pântano, a mente que não trabalha forma um tolo”

Victor Hugo

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar queria agradecer ao meu orientador Professor Doutor Cheng Chia Yau pelo apoio e disponibilidade, assim como ao meu coorientador Professor Doutor Francisco Manuel de Oliveira Piqueiro pela disponibilidade e trocas de opiniões que muito contribuíram para a realização desta dissertação, e também pelos ensinamentos e conselhos recebidos durante todo o curso.

Ao meu pai, que como Engenheiro Civil, me cativou desde criança para lhe seguir os passos, pelos conselhos e paciência durante toda a minha formação académica. À minha mãe pelo apoio, paciência e ombro amigo durante todos estes anos longe de casa.

A todos os meus colegas de faculdade e amigos, em especial à minha turma de especialização em Hidráulica, pelos bons momentos vividos e pela ajuda prestada sempre que necessária.

RESUMO

A gestão sustentável das águas pluviais nas cidades é, atualmente, uma prioridade para aumentar a qualidade de vida e a qualidade ambiental.

Os sistemas tradicionais de drenagem de águas pluviais limitam-se a encaminhar a água para fora do meio urbano o mais rápido possível, mas esse processo aumenta o risco de inundações e erosões a jusante das redes. A qualidade da água também tem vindo a piorar, em consequência dos poluentes transportados pelas águas pluviais.

Neste contexto, começa-se por justificar a necessidade de uma nova abordagem na conceção dos sistemas de drenagem de águas pluviais, bem como a sua integração com outras áreas da gestão urbana. Faz-se ainda uma descrição dos órgãos constituintes das redes e das medidas mais comuns para redução dos caudais pluviais.

Com este trabalho pretende-se expor e caracterizar órgãos inovadores, existentes no mercado, que podem ser integrados nos sistemas de drenagem de águas pluviais, tendo em vista a resolução de problemas de caudais pluviais excessivos para as redes existentes e problemas de poluição da água pluvial.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem de águas pluviais, gestão sustentável, controlo de caudais, infiltração, qualidade da água.

ABSTRACT

The sustainable management of rain water in cities is, currently, a priority to increase the quality of life environmental quality.

Traditional systems for rainwater drainage are limited to direct water away from urban areas as quickly as possible, but this process increases the risk of flooding and erosion downstream of the networks. Water quality also has worsened as a result of pollutants carried by rainwater.

In this context, one begins by justifying the need for a new approach to rainwater drainage systems design, as well as its integration with other areas of urban management. It is also made a description of components of the networks and the most common measures to reduce rainwater flows.

This work seeks to expose and characterize innovative components, available in the market, which can be integrated into the rainwater drainage systems, with the objective to solve problems of excessive rainwater flows to existing networks and pollution problems of rainwater.

KEYWORDS: Rainwater drainage, sustainable management, flow control, infiltration, water quality.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. ÂMBITO E OBJETIVO DO TRABALHO	2
1.3. ESTRUTURA DO TEXTO	3

2. GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM ÁREAS URBANAS	5
2.1. CICLO HIDROLÓGICO	5
2.2. PRECIPITAÇÃO E ESCOAMENTO SUPERFICIAL	6
2.3. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM PLUVIAL URBANA	8
2.3.1. CHEIAS URBANAS	8
2.3.2. IMPACTOS NO CICLO HIDROLÓGICO	11
2.3.3. IMPACTOS AMBIENTAIS	11
2.4. ÁGUAS PLUVIAIS NO CICLO URBANO DA ÁGUA	12
2.5. GESTÃO TRADICIONAL DE ÁGUAS PLUVIAIS	14
2.6. GESTÃO SUSTENTÁVEL DE ÁGUAS PLUVIAIS	14

3. REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS	17
3.1. INTRODUÇÃO	17
3.2. SISTEMAS UNITÁRIOS E SISTEMAS SEPARATIVOS	18
3.3. ÓRGÃOS GERAIS DE UMA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL PÚBLICA	20
3.3.1. VALETAS	21
3.3.2. SARJETAS E SUMIDOUROS	22
3.3.2.1. Aspetos gerais	22
3.3.2.2. Tipos de sarjetas/sumidouros	22
3.3.2.3. Pormenores construtivos	23
3.3.3. COLETORES, RAMAIS E CAIXAS DE LIGAÇÃO	24

3.3.4. CÂMARAS DE VISITA	25
3.3.4.1. Aspectos gerais.....	25
3.3.4.2. Constituição das câmaras de visita.....	26
3.3.4.3. Tipos de câmaras de visita	27
3.3.4.2. Pormenores construtivos.....	27
3.3.4.3. Câmaras de visita de coletores de dimensões excecionais	27
3.3.5. COLETORES	28
3.3.5.1. Aspectos gerais.....	28
3.3.5.2. Condições de assentamento.....	30
3.4. ÓRGÃOS ESPECIAIS NUMA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL PÚBLICA.....	31
3.4.1. DESCARREGADORES.....	31
3.3.2. SIFÕES INVERTIDOS	33
3.3.1. INSTALAÇÕES ELEVATÓRIAS	35

4. DIMENSIONAMENTO DE REDES DE DRENAGEM PLUVIAL.....	41
4.1. DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO.....	41
4.1.1. MÉTODO RACIONAL	42
4.1.2. TEMPO DE RETORNO	42
4.1.3. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	43
4.1.4. INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO	44
4.1.5. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO	47
4.2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DA REDE DE DRENAGEM SUPERFICIAL.....	48
4.2.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	48
4.2.2. CAUDAL ESCOADO NAS VALETAS.....	49
4.2.3. ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE SARJETAS/SUMIDOUROS	50
4.2.4. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DO ESCOAMENTO NAS VALETAS	51
4.3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DA REDE DE COLETORES	52
4.3.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	52
4.3.2. RELAÇÕES GEOMÉTRICAS EM COLETORES CIRCULARES.....	53
4.3.3. RESOLUÇÃO GRÁFICA E FÓRMULAS APROXIMADAS.....	54
4.3.3.1. Resolução gráfica.....	54
4.3.3.2. Fórmulas aproximadas.....	55

4.3.4. CÁLCULO E VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DE COLETORES.....	56
---	----

5. MEDIDAS PARA REDUÇÃO DOS CAUDAIS PLUVIAIS 59

5.1. INTRODUÇÃO	59
------------------------------	-----------

5.2. MEDIDAS DE CONTROLO NA FONTE	60
--	-----------

5.2.1. PLANOS DE INFILTRAÇÃO	60
------------------------------------	----

5.2.2. PAVIMENTOS DRENANTES.....	61
----------------------------------	----

5.2.2.1. Descrição	61
--------------------------	----

5.2.2.2. Vantagens e desvantagens.....	62
--	----

5.2.3. VALAS DE INFILTRAÇÃO	62
-----------------------------------	----

5.2.3.1. Descrição	62
--------------------------	----

5.2.3.2. Vantagens e desvantagens.....	63
--	----

5.2.4. TRINCHEIRAS DE PERCOLAÇÃO	63
--	----

5.2.4.1. Descrição	63
--------------------------	----

5.2.4.2. Vantagens e desvantagens.....	64
--	----

5.2.5. POÇOS DE INFILTRAÇÃO	64
-----------------------------------	----

5.2.5.1. Descrição	64
--------------------------	----

5.2.5.2. Vantagens e desvantagens.....	65
--	----

5.2.6. CÂMARAS DE RETENÇÃO/INFILTRAÇÃO	65
--	----

5.2.6.1. Descrição	65
--------------------------	----

5.2.6.2. Vantagens e desvantagens.....	66
--	----

5.3. MEDIDAS AO NÍVEL DAS SUB-BACIAS DE DRENAGEM	66
---	-----------

5.3.1. BACIAS DE INFILTRAÇÃO	66
------------------------------------	----

5.3.1.1. Descrição	66
--------------------------	----

5.3.1.2. Vantagens e desvantagens.....	67
--	----

5.3.2. BACIAS DE RETENÇÃO	67
---------------------------------	----

5.3.2.1. Descrição	67
--------------------------	----

5.3.2.2. Vantagens e desvantagens.....	72
--	----

6. ÓRGÃOS INOVADORES PARA REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS 73

6.1. INTRODUÇÃO	73
------------------------------	-----------

6.2. BACIAS DE RETENÇÃO/INFILTRAÇÃO – SISTEMA AQUACELL.....	73
--	-----------

6.2.1. DESCRIÇÃO GERAL	73
6.2.2. TIPOS DE UNIDADES	74
6.2.2.1. Aquacell Plus.....	75
6.2.2.2. Aquacell Core.....	76
6.2.2.3. Aquacell Prime	77
6.2.2.4. Aquacell Eco	78
6.2.3. ASPETOS DE CONCEÇÃO	79
6.2.4. INSTALAÇÃO	81
6.2.4.1. Método de instalação de bacia de infiltração	81
6.2.4.2. Método de instalação de bacia de retenção	82
6.2.5. BACIAS DE RETENÇÃO	83
6.2.5.1. Bacia de retenção em série	83
6.2.5.2. Bacia de retenção em paralelo	84
6.3. CÂMARAS DE CONTROLO DE CAUDAL – HYDRO-BRAKE OPTIMUM	85
6.3.1. DESCRIÇÃO GERAL	85
6.3.2. FUNCIONAMENTO.....	86
6.3.3. ASPETOS DE CONCEÇÃO	88
6.3.4. INSTALAÇÃO	90
6.4. SISTEMA DE RETENÇÃO E BIO FILTRAGEM – HYDRO BIOCELL BIOFILTRATION SYSTEM.....	90
6.4.1. DESCRIÇÃO GERAL	90
6.4.2. FUNCIONAMENTO.....	91
6.4.3. ASPETOS CONSTRUTIVOS.....	92
6.5. SISTEMA DE FILTRAÇÃO ASCENDENTE – UP-FLO FILTER	97
6.5.1. DESCRIÇÃO GERAL	97
6.5.2. FUNCIONAMENTO.....	99
6.6. SEPARADOR HIDRODINÂMICO – DOWNSTREAM DEFENDER	101
6.6.1. DESCRIÇÃO GERAL	101
6.6.2. FUNCIONAMENTO.....	101
6.6.3. CARACTERÍSTICAS	102
6.7. SISTEMA SEPARADOR DE POLUENTES – BAY SEPARATOR.....	104
6.7.1. DESCRIÇÃO GERAL	104
6.7.2. FUNCIONAMENTO.....	105
6.8. CAIXA-FILTRO PARA SUMIDOURO – GRATE INLET SKIMMER BOX	106

6.8.1. DESCRIÇÃO GERAL	106
6.8.2. FUNCIONAMENTO	107
6.8.3. CAPACIDADE	111
6.9. DISPOSITIVO DE CONTROLO DE CHEIAS - <i>HYDRO-BRAKE FLOOD ALLEVIANTION</i>	112
6.9.1. DESCRIÇÃO GERAL	112
6.9.2. FUNCIONAMENTO	113
6.9.3. VANTAGENS	116
6.9.4. FASES DE PROJETO	116
6.10. PAVIMENTO DRENANTE <i>ULTISUDS</i>	117
6.10.1. DESCRIÇÃO GERAL	117
6.10.2. DETALHES DO SISTEMA	117
6.10.3. ENTREGA E MANUSEAMENTO	118
6.10.4. ESPECIFICAÇÕES DO SISTEMA	118
6.10.4.1. Sensibilidade à água	118
6.10.4.2. Características da superfície	119
6.10.4.3. Manutenção	119
6.10.4.4. Durabilidade	119
6.10.5. GENERALIDADES DO SISTEMA	119
6.10.5. REPARAÇÕES DO SISTEMA	120
 7. MODELAÇÃO DE UMA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS UTILIZANDO O PROGRAMA INFORMÁTICO “STORM WATER MANAGEMENT MODEL (SWMM)”	121
7.1. INTRODUÇÃO	121
7.2. DESCRIÇÃO DA REDE	121
7.3. DESENVOLVIMENTO DA REDE	122
7.3.1. COLETORES E CAIXAS DE VISITA	122
7.3.2. SUB-BACIAS	124
7.3.3. HIDROLOGIA	125
7.3.4. DIMENSIONAMENTO DA REDE	125
7.4. INTRODUÇÃO DOS ÓRGÃOS INOVADORES	126
7.4.1. LOCALIZAÇÃO DOS ÓRGÃOS	126
7.4.2. MÉTODO UTILIZADO PARA A SIMULAÇÃO DOS ÓRGÃOS INOVADORES	128

7.4.2.1. Câmara de controlo de caudal <i>Hydro-Brake</i>	128
7.4.2.2. Bacias de retenção <i>Aquacell</i>	129
7.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A REDE TRADICIONAL E A REDE COM ÓRGÃOS INOVADORES	131
 8. CONCLUSÃO	 135
8.1. CONCLUSÕES GERAIS	135
8.2. DIFICULDADES SENTIDAS NO DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	136
 ANEXOS	 137

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Ciclo hidrológico [5]	5
Fig.2.2 – Limites da área de inundação antes e depois da urbanização [9]	2
Fig.2.3 – Hidrograma de cheia antes e depois da urbanização [9]	10
Fig.2.4 – Fluxo das águas pluviais no ambiente urbano [10].....	12
Fig.3.1 – Evolução histórica dos sistemas de drenagem de águas residuais [13]	19
Fig.3.2 – Rede de drenagem pluvial em planta [14].....	20
Fig.3.3 – Rede de drenagem pluvial em corte [14].....	21
Fig.3.4 – Valeta de secção triangular	21
Fig.3.5 – Representação esquemática de ramais de ligação a coletores [15]	15
Fig.3.6 – Posição relativa dos coletores de águas pluvial e residual comunitária em perfil [15]	21
Fig.3.7 – Posição relativa das caixas de visita e coletores em planta [15]	29
Fig.3.8 – Classificação do tipo de assentamento de coletores [16]	30
Fig.3.9 – Descarregador com alçapão [14]	32
Fig.3.10 – Descarregador de tempestade lateral com anteparas [14]	32
Fig.3.11 – Sifão invertido [19].....	33
Fig.3.12 – Pormenores de câmaras de entrada e de saída de sifão invertido [17]	34
Fig.3.13 – Corte esquemático de ejetor pneumático [21].....	36
Fig.3.14 – Corte esquemático de um parafuso de Arquimedes [21]	36
Fig.3.15 – Motor e bomba totalmente submersos [21]	37
Fig.3.16 – Bomba submersível e motor a seco [21]	37
Fig.3.17 – Bomba de eixo vertical [21]	38
Fig.3.18 – Bomba de eixo horizontal [22]	38
Fig.4.1 – Aspectos das curvas IDF [23].....	44
Fig.4.2 – Regiões pluviométricas e parâmetros A e B para diferentes tempos de retorno	46
Fig.4.3 – Ábaco para o cálculo do coeficiente de escoamento [23].....	47
Fig.4.4 – Valeta de secção triangular [23].....	49
Fig.4.5 – Área a drenar por cada sumidouro/sarjeta [28]	51
Fig.4.6 – Coletor circular com secção parcialmente cheia [29].....	53
Fig.4.7 – Ábaco para determinação das condições de escoamento em coletores circulares [14].....	55
Fig.4.8 – Esquema, em planta, de uma rede de drenagem [23]	56
Fig.5.1 – Efeito da urbanização sobre os caudais de cheia [14]	59

Fig.5.2 – ZONA PERMEÁVEL PARA PERMITIR INFILTRAÇÃO	61
Fig.5.3 – Pavimento drenante/reservatório [14]	61
Fig.5.4 – Aspeto geral de vala de infiltração [8]	62
Fig.5.5 – Pormenores de vala de infiltração [14]	63
Fig.5.6 – Trincheira de percolação [8]	64
Fig.5.7 – Poços de infiltração com e sem enchimento.....	65
Fig.5.8 – Câmara de retenção/infiltração [14].....	65
Fig.5.9 – Corte esquemático de uma bacia de infiltração [14]	67
Fig.5.10 – Bacia de infiltração enterrada	69
Fig.5.11 – Bacia de retenção de superfície.....	70
Fig.5.12 – Perfil transversal de uma bacia de retenção seca.....	70
Fig.5.13 – Perfil transversal de uma bacia de retenção com água permanente	71
Fig.5.14 – Desenho esquemático de uma bacia em paralelo.....	71
Fig.5.15 – Desenho esquemático de uma bacia em série	72
Fig.6.1 – Clip de montagem do sistema Aquacell [24].....	74
Fig.6.2 – Conetor de montagem do sistema Aquacell [24].....	74
Fig.6.3 – Bacia de retenção, em fase de montagem, com módulos Aquacell [24]	74
Fig.6.4 – Módulo Aquacell Plus [24].....	75
Fig.6.5 – Instalação do sistema Aquacell com canais de inspeção [24]	76
Fig.6.6 – Módulo Aquacell Core [24]	76
Fig.6.7 – Instalação de Aquacell Core em estradas [24].....	77
Fig.6.8 – Instalação de Aquacell Core em áreas industriais/comerciais [24]	77
Fig.6.9 – Módulo Aquacell Prime [24].....	78
Fig.6.10 – Modulo Aquacell Eco [24].....	78
Fig.6.11 – Instalação de Aquacell Eco numa rotunda [24]	79
Fig.6.12 – Profundidades máximas e de recobrimento mínimo para as unidades Aquacell [24]	80
Fig.6.13 – Corte de instalação de bacia de infiltração [24].....	81
Fig.6.14 – Corte de instalação de bacia de retenção[24].....	82
Fig.6.15 – Esquema do tubo de ventilação num sistema Aquacell [24].....	83
Fig.6.16 – Corte de uma bacia de retenção Aquacell em série [24]	84
Fig.6.17 – Planta de uma bacia de retenção Aquacell em série [24].....	84
Fig.6.18 – Corte de uma bacia de retenção Aquacell em paralelo [24]	85
Fig.6.19 – Plante de uma bacia de retenção Aquacell em paralelo [24]	85

Fig.6.20 – Câmara Hydro-Brake [25]	86
Fig.6.21 – Dispositivo de controlo de caudal [25]	86
Fig.6.22 – Forma em S do dispositivo de controlo de caudal [25].....	87
Fig.6.23 – Gráfico Profundidade (“Head”) versus Caudal (“Flow”) de um sistema <i>Hydro-Brake</i> [25]	87
Fig.6.24 – Porta de <i>bypass</i> do dispositivo de controlo de caudal [25].....	88
Fig.6.25 – Corte transversal da câmara <i>Hydro-Brake</i> [25].....	88
Fig.6.26 – Câmara <i>Hydro-Brake</i> com saída de emergência [25]	89
Fig.6.27 – Câmara <i>Hydro-Brake</i> com pequeno reservatório [25].....	89
Fig.6.28 – Exemplo de uma câmara de grandes dimensões com sistema <i>Hydro-Brake</i> [25].....	90
Fig.6.29 – Sistema de bioretenção <i>Hydro BioCell</i> [26]	91
Fig.6.30 – <i>Hydro BioCell</i> e dispositivo de entrada secundário [26]	93
Fig.6.31 – Técnicas de desvio da água para <i>Hydro BioCell</i> num parque de estacionamento [26].....	93
Fig.6.32 – Problema de “curto-circuito” na colocação de <i>Hydro BioCell</i> [26]	94
Fig.6.33 – Entrada frontal da água na unidade <i>Hydro BioCell</i> [26]	94
Fig.6.34 – Entrada lateral da água na unidade <i>Hydro BioCell</i> [26]	95
Fig.6.35 – Corte transversal de <i>Hydro BioCell</i> com vista do tubo perfurado [26].....	96
Fig.6.36 – Corte transversal de <i>Hydro BioCell</i> com vista da entrada de água [26]	97
Fig.6.37 – Componentes do <i>Up-Flo Filter</i> [27].....	98
Fig.6.38 – Outra solução do sistema <i>Up-Flo Filter</i> [27]	99
Fig.6.39 – Manutenção do sistema <i>Up-Flo Filter</i> [27].....	99
Fig.6.40 – Detritos no poço do <i>Up-Flo Filter</i> [27]	100
Fig.6.41 – Câmara <i>Downstream Defender</i> [28]	101
Fig.6.42 – Corte esquemático da câmara <i>Downstream Defender</i> [28]	102
Fig.6.43 – Componentes da câmara <i>Downstream Defender</i> [28]	103
Fig.6.44 – Sistema <i>Bay Separator</i> [29].....	104
Fig.6.45 – Componentes do sistema <i>Bay Separator</i> [29].....	105
Fig.6.46 – Fluxo da água no sistema <i>Bay Separator</i> [29]	106
Fig.6.47 – <i>Grate Inlet Skimmer Box</i> [30].....	107
Fig.6.48 – Fase 1 da filtragem na <i>Grate Inlet Skimmer Box</i> [30]	107
Fig.6.49 – Fase 2 da filtragem na <i>Grate Inlet Skimmer Box</i> [30]	108
Fig.6.50 – Fase 3 da filtragem na <i>Grate Inlet Skimmer Box</i> [30]	108
Fig.6.51 – Fase 4 da filtragem na <i>Grate Inlet Skimmer Box</i> [30]	109
Fig.6.52 – Fase 5 da filtragem na <i>Grate Inlet Skimmer Box</i> [30]	110

Fig.6.53 – <i>Skimmer Box</i> após precipitação [30]	110
Fig.6.54 – <i>Skimmer Box</i> após retirada da grelha [30]	111
Fig.6.55 – <i>Skimmer Box</i> após retirada da peça superior [30].....	111
Fig.6.56 – Dispositivo <i>Hydro-Brake Flood Alleviation</i> [31].....	112
Fig.6.57 – Fotografia aérea de uma bacia de retenção aliada com dispositivo <i>Hydro-Brake Flood Alleviation</i> [31]	113
Fig.6.58 – Vórtice no interior do dispositivo <i>Hydro-Brake Flood Alleviation</i> [31]	113
Fig.6.59 – Gráfico do funcionamento do dispositivo <i>Hydro-Brake Flood Alleviation</i> (caudais baixos) [31].....	114
Fig.6.60 – Gráfico do funcionamento do dispositivo <i>Hydro-Brake Flood Alleviation</i> (fase de transição) [31] ..	115
Fig.6.61 – Gráfico do funcionamento do dispositivo <i>Hydro-Brake Flood Alleviation</i> (caudais elevados) [31] ..	115
Fig.6.62 – Colocação do pavimento ULTISuDS [32].....	117
Fig.7.1 – Zona escolhida para a modelação	122
Fig.7.2 – Rede com caixas de visita e coletores	123
Fig.7.3 – Rede com sub-bacias	124
Fig.7.4 – Gráfico tipo de um corte longitudinal de uma secção da rede	125
Fig.7.5 – Estrutura da rede com escala de cores, aos 26 min de simulação.....	126
Fig.7.6 – Localização dos órgãos inovadores	127
Fig.7.7 – Câmara de contro de caudal em planta	128
Fig.7.8 – Câmara de contro de caudal em corte longitudinal	128
Fig.7.9 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo <i>Hydro-Brake 1</i>	129
Fig.7.10 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo <i>Hydro-Brake 2</i>	129
Fig.7.11 – Bacia de retenção em planta	129
Fig.7.12 – Bacia de retenção em corte longitudinal	130
Fig.7.13 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo <i>Aquacell 1</i>	130
Fig.7.14 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo <i>Aquacell 2</i>	131
Fig.7.15 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo <i>Aquacell 3</i>	131
Fig.7.16 – Gráfico do caudal em função do tempo no ponto de saída, na rede tradicional.....	132
Fig.7.17 – Gráfico do caudal em função do tempo no ponto de saída, na rede com órgãos inovadores.....	132
Fig.7.18 – Caudal de ponta nos coletores da rede tradicional.....	133
Fig.7.19 – Caudal de ponta nos coletores da rede com órgãos inovadores.....	133

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores que influenciam o escoamento superficial [7].....	7
Tabela 2.2 - Fatores que contribuem para a ocorrência de cheias [10]	9
Tabela 2.3 – Mudanças da gestão tradicional para uma gestão sustentável [12]	15
Tabela 3.1 – Caudais a escoar por ramos do sifão invertido [17].....	34
Tabela 4.1 – Tabela tipo de apresentação de resultados da verificação de escoamento nas valetas	52
Tabela 4.2 – Tabela tipo de apresentação de resultados da verificação de escoamento nos coletores	57
Tabela 6.1 – Características das câmaras <i>Hydro-Brake</i> [25].....	88
Tabela 6.2 – Caudais efluentes das unidades <i>Hydro BioCell</i> [26]	95
Tabela 6.3 – Dimensões e pesos das unidades <i>Hydro BioCell</i> [26]	96
Tabela 6.4 – Características das câmaras <i>Downstream Defender</i> [28]	102
Tabela 7.1 – Dimensões dos tubos Politejo Sanicol	123
Tabela 7.2 – Coeficientes de escoamento	125

ABREVIATURAS

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

DEC - Departamento de Engenharia Civil

DGRN – Direcção geral dos Recursos Naturais

DR nº23/95 – Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais

MSB2 – Manual de Saneamento Básico (Versão 2)

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais

PEAASAR – Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais

SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos

BBA - The British Board of Agrément

BREEAM - Building Research Establishment Environmental Assessment Methodology

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A água é uma substância essencial para todas as formas de vida no planeta Terra.

A água pode ser encontrada na natureza sob a forma líquida, sólida ou gasosa. Encontra-se distribuída pelo planeta de forma irregular e desempenha um papel fundamental na natureza e na vida humana.

Aproximadamente 70% da superfície terrestre encontra-se coberta por água. No entanto menos de 3% deste volume é de água doce, cuja maior parte está retida nas calotas polares e em aquíferos, restando uma pequena percentagem de águas superficiais. As parcelas de água doce, subterrânea ou superficial, são úteis ou potencialmente úteis para os seres humanos como recursos hídricos.

A água doce sempre foi utilizada pelos seres humanos, no entanto durante centenas de anos o impacto do homem nos recursos hídricos era insignificante e de carácter local. As propriedades de renovação e autodepuração da água durante o ciclo hidrológico permitiram durante muito tempo manter a qualidade da água doce, dando origem a uma ilusão de inalterabilidade e inesgotabilidade dos recursos hídricos. Sob estas condições, a utilização descuidada dos recursos hídricos provocou, nas últimas décadas, mudanças drásticas na qualidade e quantidade deste recurso. [1]

Sendo a água um recurso renovável, deveria estar sempre disponível para o homem a utilizar, mas como o consumo tem excedido a renovação da mesma, atualmente, verifica-se um défice de água doce, principalmente junto aos grandes centros urbanos, ao que se acrescenta uma contínua diminuição da qualidade da água.

A poluição da água pode aparecer de vários modos, nomeadamente, poluição térmica, poluição física, poluição biológica e poluição química. A poluição térmica decorre da descarga de efluentes a altas temperaturas, a poluição física resulta da descarga de materiais em suspensão, a poluição biológica que é consequência da descarga de bactérias patogénicas e vírus, e por último a poluição química que pode ocorrer por deficiência de oxigénio, toxicidade e eutrofização. [2]

A população urbana tem crescido a um ritmo muito elevado nos últimos anos. Esse crescimento tem sido responsável por impactos ambientais significativos, nomeadamente ao nível de alterações no ciclo hidrológico e no destino das águas pluviais.

A urbanização origina problemas no que diz respeito à infiltração da água. A impermeabilização do solo e a remoção da cobertura vegetal alteram os caminhos preferenciais da água, escoando mais rápido e ficando retida nas partes mais baixas, onde devido à impermeabilização a montante, a água

chega com elevada energia, podendo ter efeitos catastróficos como inundações, ou erosões e consequente assoreamento.

As cheias aumentam de frequência e de magnitude, não só devido à impermeabilização causada pela ocupação do solo, mas também devido à construção da rede de coletores de águas pluviais, que acelera o encaminhamento das águas para jusante. [3]

Consequentemente, a superfície hoje ocupada pelas grandes cidades obriga a que se considerem soluções menos tradicionais em sistemas de drenagem de águas pluviais.

As redes de águas pluviais acarretam custos elevados relativamente a outras estruturas urbanas. Como tal, devem ser projetadas cuidadosamente de forma a serem economicamente viáveis mas que por outro lado tenham um funcionamento adequado.

Sendo assim, a gestão urbanística deve promover a integração de áreas permeáveis no seio das áreas impermeáveis, de forma a atenuar os caudais de ponta pluviais. As soluções adotadas para as redes de águas pluviais devem promover o aumento da água infiltrada, o aumento da água retida em depressões naturais do solo e o armazenamento temporário das águas pluviais em locais pré-selecionados. [4]

1.2. ÂMBITO E OBJETIVO DO TRABALHO

A motivação inicial da realização do presente trabalho consiste na procura de soluções inovadoras no âmbito das redes de drenagem de águas pluviais.

As soluções atualmente existentes para resolver ou minimizar problemas associados aos caudais pluviais cada vez mais elevados, e consequente incapacidade das redes existentes, e aos problemas relacionados com os poluentes transportados pelas águas pluviais são muitas vezes difíceis de implementar em zonas urbanas densas.

Reconhece-se assim a necessidade de procurar soluções menos convencionais, que sejam de fácil implementação e que permitam um melhor funcionamento da rede no seu global e uma gestão mais eficaz e sustentável de todo o sistema de drenagem.

Atualmente é praticamente inexistente, a nível nacional, informação acerca de soluções inovadoras aplicáveis em redes de águas pluviais, e portanto, com este trabalho pretende-se reunir informação disponível em sítios da internet que permita perceber o funcionamento e as características destes órgãos de nova génese.

Para além disso, este documento pretende reunir informação dispersa em várias publicações e livros, acerca dos órgãos tradicionais que constituem as redes de drenagem de águas pluviais e das técnicas usualmente empregues para a redução de caudais pluviais e retenção dos poluentes a estes associados.

1.3. ESTRUTURA DO TEXTO

O presente trabalho inicia-se com um capítulo introdutório, onde se define os pressupostos iniciais deste, o âmbito da análise e os objetivos a alcançar. Para além deste capítulo a dissertação está organizada noutros 5 capítulos.

No capítulo 2 fazem-se algumas considerações acerca da gestão de águas pluviais, nomeadamente a sua integração com outros setores da gestão urbana, a influência da urbanização na drenagem urbana, os problemas apresentados pelos sistemas de drenagem convencionais e a necessidade de uma abordagem diferente de modo a permitir uma gestão mais eficaz dos sistemas de drenagem.

No capítulo 3 trata-se da descrição e caracterização dos sistemas de drenagem de águas pluviais. Começa-se por abordar a questão dos sistemas unitários e separativos, e seguidamente caracterizam-se os elementos, os órgãos principais e os acessórios, que constituem uma rede de drenagem convencional de águas pluviais, abordando os aspetos mais importantes na sua conceção, com ênfase nos aspetos regulamentares. Este capítulo termina com uma descrição sucinta de órgãos especiais que podem, eventualmente, ser aplicados nestes sistemas.

No capítulo 4 descreve-se o método usualmente utilizado para o dimensionamento de uma rede de drenagem de águas pluviais, apresentando-se tanto as fórmulas matemáticas, como os ábacos e as tabelas necessários para o correto dimensionamento de uma rede de drenagem desta génese.

No capítulo 5 faz-se uma descrição das técnicas usualmente empregues para redução dos caudais pluviais, que se baseiam na infiltração ou retenção, e que podem ter como objetivo secundário a melhoria da qualidade das águas pluviais.

No capítulo 6 apresentam-se órgãos inovadores existentes no mercado que podem contribuir para o melhor funcionamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais, sejam eles para controlo de caudais ou para controlo da poluição. Descreve-se a constituição dos mesmos, o seu modo de funcionamento e, se aplicável, o seu modo de instalação.

No capítulo 7 modelou-se uma rede de drenagem de águas pluviais de uma zona pertencente à cidade de Matosinhos, através do programa informático “*Storm Water Management Model (SWMM)*”. Neste modelo simulou-se a introdução de alguns dos órgãos inovadores apresentados no capítulo 6, com o intuito de demonstrar a eficiência destes na redução dos caudais drenados, assim como a potencial redução de custos na instalação de uma rede de drenagem de águas pluviais.

O capítulo 8 constitui a fase final do trabalho e corresponde à enumeração das principais conclusões obtidas da recolha de informação e modelação feita, assim como as principais dificuldades sentidas na elaboração do trabalho.

2

GESTÃO DE ÁGUAS PLUVIAIS EM ÁREAS URBANAS

2.1. CICLO HIDROLÓGICO

O ciclo hidrológico (Fig. 2.1) é um fenómeno global de circulação fechada da água entre continentes, oceanos e atmosfera no qual a quantidade de água é constante, não aumenta nem diminui, apenas muda de estado. Este ciclo é impulsionado pela energia solar associada á gravidade e à rotação terrestre.

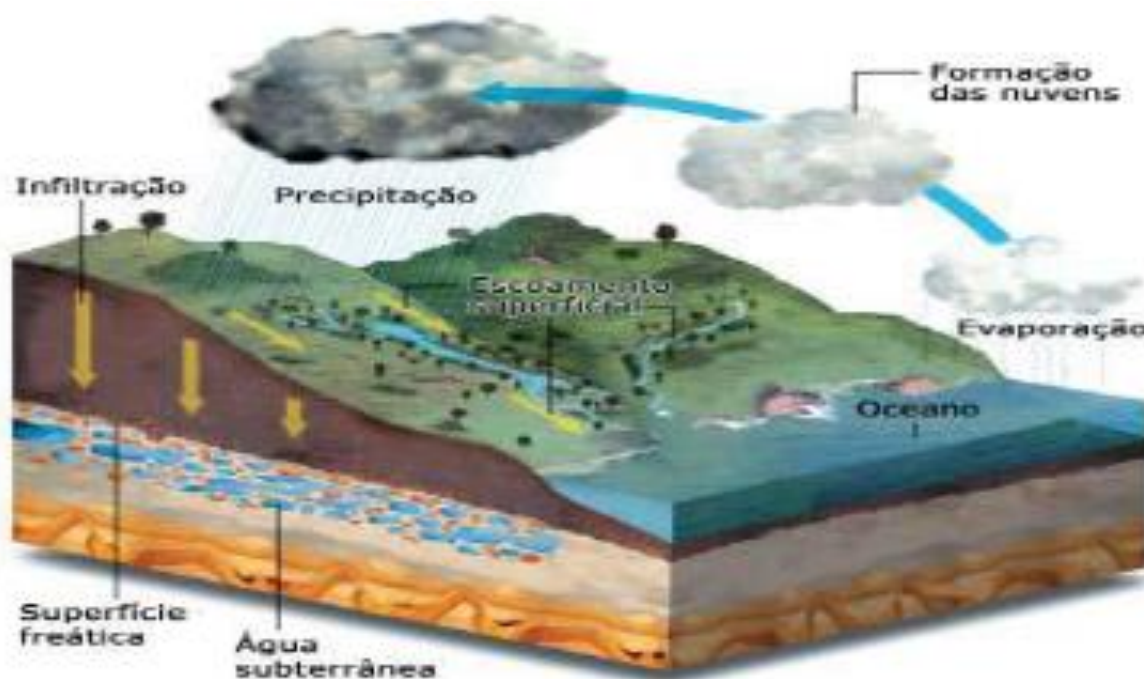


Fig.2.1 – Ciclo hidrológico [5]

O processo baseia-se em duas transferências. Uma delas é a da água na atmosfera para a superfície terrestre sob a forma de precipitação, como a chuva, neve ou granizo. A outra dá-se no sentido inverso, a água na superfície para a atmosfera através dos fenómenos de evaporação e transpiração vegetal.

Resumidamente, este processo, pode ser explicado da seguinte forma: a radiação solar incidente na superfície terrestre faz com que a água dos oceanos, lagos e rios evapore e provoca também a

evapotranspiração, isto é, a água absorvida pela vegetação é devolvida à atmosfera através da transpiração. A água, em forma de vapor, acumula-se na atmosfera até que em certas condições surgem partículas de água, que pela ação da gravidade, dão origem a precipitações.

A água que cai na superfície terrestre pode contribuir para o escoamento superficial, isto é, circula em linhas de água até atingir os oceanos, pode evaporar novamente, ou pode infiltrar-se no solo, processo conhecido como percolação, abastecendo os reservatórios subterrâneos, lençóis freáticos e aquíferos. A água subterrânea pode também circular e ressurgir à superfície, sob a forma de nascentes, ou alimentar linhas de água e oceanos.

O ciclo hidrológico proporciona a reposição e a renovação do fluxo de água nos rios, lagos e aquíferos, fontes essenciais de água doce para o consumo humano.

O processo é influenciado por fatores climáticos, geológicos, e fatores relativos ao uso e ocupação do solo, tornando a distribuição da chuva no globo terrestre desigual em termos espaciais mas também no tempo ao longo do ano.

2.2. PRECIPITAÇÃO E ESCOAMENTO SUPERFICIAL

A precipitação e o escoamento superficial são componentes naturais do ciclo hidrológico.

O termo precipitação engloba todas as águas meteorológicas que caem sobre a terra, quer no estado líquido – chuva – quer no estado sólido – neve, granizo, geada.

Os recursos hidrológicos de uma região dependem do seu regime pluviométrico, e este é função de uma chuva anual média, da sua distribuição pelas diversas zonas da região, da sua divisão pelas estações e meses da sua frequência, da intensidade e duração dos grandes temporais e chuvadas [6].

As precipitações podem ser classificadas segundo o fenómeno que lhe deu origem [6]:

- **Precipitações por convecção térmica** – Este fenómeno ocorre quando correntes de ar quente atravessam zonas de ar frio, resultando na condensação do vapor de água por elas transportado. Estas precipitações são resultantes de tempos quentes e podem ser acompanhadas de trovoadas, clarões e ventos locais. São normalmente de grande intensidade e curta duração e concentram-se em pequenas áreas. Ocorrem nas regiões tropicais ou em climas temperados durante o tempo seco.
- **Precipitações orográficas** – Este tipo de precipitações ocorre quando uma corrente de ar encontra uma cadeia montanhosa, sendo obrigada a subir e arrefecer e consequentemente condensando o vapor de água. Ocorrem sobre as vertentes de região montanhosa expostas ao vento e são irregulares em intensidade e localização, sendo de longa duração.
- **Precipitações ciclónicas ou de ação frontal** – São causadas pelo encontro de duas camadas de ar de características diferentes de humidade e temperatura, resultando na condensação do vapor de água por elas transportado. São normalmente pouco intensas mas de longa duração.

A precipitação anual num local pode variar acentuadamente de ano para ano, mas o respetivo valor médio num período superior a 30 anos é quase constante independentemente da localização no tempo do período considerado [7].

As isoietas são linhas que unem pontos de igual precipitação e são usadas para representar a distribuição da precipitação no espaço. Na figura A1 em anexo pode-se observar a carta de isoietas em ano médio para Portugal continental.

Uma parte da água precipitada dá lugar a escoamento à superfície da terra, alimentando linhas de água ou lençóis de água subterrâneos, formando assim o escoamento subterrâneo.

Os lençóis de água têm origem em formações geológicas permeáveis e designam-se aquíferos. Estes, por sua vez, podem escoar diretamente para o mar ou para cursos de água, juntando-se assim à parcela do escoamento superficial.

O escoamento superficial direto ocorre quando os solos estão saturados e não têm capacidade de absorver mais água ou quando a precipitação é superior à taxa de infiltração do solo. Inicialmente a água forma pequenos filetes que escoam pela superfície do solo, até que, eventualmente se juntam em riachos, canais ou rios até desaguiarem no oceano. A quantidade de água precipitada que contribui para o escoamento superficial denomina-se precipitação útil ou efetiva.

Embora não se processe à superfície, o escoamento subterrâneo pode também contribuir para a alimentação de linhas de água. Este tipo de escoamento é denominado de escoamento de base. Durante os eventos de precipitação a água infiltrada contribui para a recarga dos aquíferos, e esta água pode ressurgir à superfície, como acontece nas nascentes dos rios. Este fenómeno é especialmente importante em períodos de estiagem, já que, nestas alturas os rios são exclusivamente alimentados por águas subterrâneas. Convém referir que este escoamento é muito mais lento que o escoamento superficial direto.

Podem-se classificar os fatores que influenciam o escoamento superficial em dois grupos, os climáticos e os fisiográficos, que se apresentam na tabela 2.1:

Tabela 2.1 – Fatores que influenciam o escoamento superficial [7]

Grupo	Tipo	Factores
Climáticos	Precipitação	Modalidade (chuva, neve, granizo, orvalho, neblina ou geada), distribuição no tempo e no espaço, frequência de ocorrência, direcção dominante das tempestades, precipitação precedente e humidade do solo.
	Evaporação	Temperatura, vento, pressão atmosférica, natureza e superfície de evaporação.
	Transpiração	Temperatura, radiação solar, vento, humidade do ar e do solo e tipo de vegetação.
Fisiográficos	Características da bacia	Geométricas – Forma, tamanho, declive, orientação e elevação.
		Físicas – Cobertura e utilização do solo, tipo de solo, infiltração, permeabilidade, topografia e capacidade de formar toalhas freáticas.
	Características dos cursos de água	Capacidade de escoamento – Dimensão e forma da secção transversal, declive, rugosidade, características da rede hidrográfica e comprimento do curso de água. Capacidade de armazenamento.

Tal como se faz para a precipitação, também o escoamento pode ser representado graficamente através das isolinhas de escoamento, que unem pontos de igual valor do escoamento produzido por unidade de área. Na figura A2 em anexo está representada a carta de isolinhas de escoamento anual médio para Portugal continental.

Em Portugal, devido à variabilidade da precipitação ao longo do ano, os cursos de água apresentam também caudais muito variáveis ao longo do ano. Nas estações secas, os cursos de água que não são alimentados por águas subterrâneas podem mesmo apresentar caudal nulo durante alguns meses, sendo

que nas épocas de maior precipitação têm caudais elevados. A variabilidade, de ano para ano, do escoamento nos rios portugueses é também muito elevada [7].

A área que contribui para a alimentação de um curso de água através da precipitação que nela cai é denominada bacia hidrográfica. As bacias hidrográficas são separadas topograficamente das bacias vizinhas. Seguindo as linhas de cumeeira circundantes a um curso de água podemos delimitar a bacia referente a uma secção desse mesmo curso, obtendo a linha divisora de águas que divide as precipitações que caem e que por escoamento superficial através das linhas de maior declive contribuem para o caudal na secção escolhida [6].

Devido aos fenómenos de infiltração e escoamento subterrâneo, nem toda a precipitação que cai na bacia delimitada topograficamente contribui para a alimentação do curso de água correspondente. Isto é, as águas que afluem a uma linha de água podem ter origem em águas subterrâneas vindas de bacias hidrográficas vizinhas, tal como a precipitação que cai numa bacia pode infiltrar-se e escoar para bacias vizinhas [6].

2.3. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM PLUVIAL URBANA

O desenvolvimento urbano provoca alterações na hidrologia das bacias e tem efeitos adversos na qualidade da água.

A urbanização altera o uso do solo, nomeadamente a impermeabilização das superfícies, aumentando o volume de escoamento superficial. Volumes elevados de escoamento podem provocar erosões e inundações. A impermeabilização do solo altera o percurso natural da água e a sua percolação no solo, e consequentemente afeta a quantidade de água que se pode infiltrar no solo para manter os níveis de água em rios, lagos e reservatórios subterrâneos.

O escoamento superficial em áreas urbanizadas também afeta a qualidade da água, que pode ter efeitos nocivos na fauna e flora aquática.

O processo de urbanização, para além de acelerado, tem ocorrido de forma desordenada e sem planeamento adequado, o que tem conduzido a uma ocupação do solo errada. As consequências têm-se revelado negativas e, muitas vezes, irreversíveis sobre o próprio homem e recursos naturais.

Os problemas relativos à drenagem de águas pluviais em áreas urbanas estão relacionados com a mudança da cobertura natural do solo decorrente da ocupação. O problema mais evidente relacionado com a drenagem de águas pluviais é o das cheias urbanas. Há no entanto outros problemas como a erosão e a poluição de mananciais, que estão diretamente relacionados com o processo de urbanização.

Os impactos da urbanização na drenagem pluvial urbana podem ser divididos em três categorias [8]:

- Cheias urbanas;
- Impactos no ciclo hidrológico;
- Impactos ambientais no ecossistema aquático.

2.3.1. CHEIAS URBANAS

As cheias resultam da combinação de fatores meteorológicos e hidrológicos extremos, podendo ser agravadas pela influência humana. Portanto, em ambientes urbanos, as cheias devem ser entendidas como resultado de fatores naturais e fatores resultantes da ação humana.

Na tabela 2.2 estão indicados os fatores que contribuem para a ocorrência de cheias:

Tabela 2.2 – Fatores que contribuem para a ocorrência de cheias [10]

Factores meteorológicos	Factores hidrológicos	Factores humanos que agravam os riscos de cheia
Precipitação	Nível de humidade do solo	Mudanças no uso do solo (ex: impermeabilização) aumentam o escoamento superficial e sedimentação
Tempestades ciclónicas	Nível freático antes da tempestade	Ocupação da planície de inundação, obstruindo o fluxo de água
Pequenas tempestades	Taxa de infiltração natural do solo	Ineficiência ou falta de manutenção das infraestruturas
Temperatura	Presença de cobertura impermeável	Drenagem eficiente das áreas a montante aumenta os picos de cheia
Queda de neve	Forma e rugosidade de canais transversais	Alterações climáticas alteram a magnitude e frequência de precipitações e cheias
	Existência ou ausência de planícies de inundação	Microclimas urbanos podem forçar eventos de precipitação
	Sincronização de escoamentos provenientes de várias zonas da bacia	
	Maré alta impedindo a drenagem a jusante	

As cheias em áreas urbanas podem resultar da combinação de diversos fatores dos acima listados e podem classificar-se em dois tipos, podendo ocorrer simultaneamente:

Cheias em áreas ribeirinhas - Este tipo de cheias são consequência de precipitações elevadas ou derretimento de neve em áreas a montante ou influência das marés a jusante. Estas ocorrem quando o volume de escoamento do rio excede a capacidade do mesmo, e portanto o nível da água vai subindo até ocupar o leito maior do rio (Fig.2.2). Sendo assim, este leito é naturalmente uma zona de risco e os impactos são frequentes. As consequências de inundações em áreas ribeirinhas podem ser desastrosas, sendo a perda de vidas humanas a mais grave, podendo também ocorrer grandes perdas materiais ou mesmo a interrupção das atividades económicas nessa zona. A degradação da qualidade da água e a contaminação por doenças de veiculação hídrica podem também acontecer.

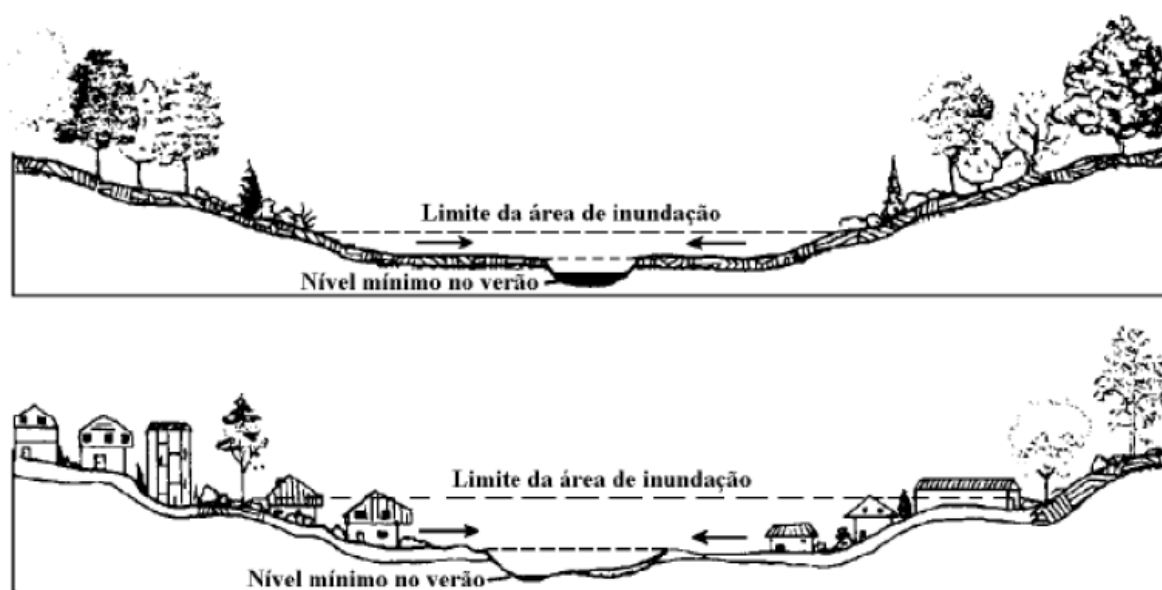


Fig.2.2 – Limites da área de inundação antes e depois da urbanização [9]

Cheias devido à urbanização – O tipo de solo, a cobertura vegetal e o uso e ocupação do solo têm influência direta na quantidade de escoamento superficial gerado. A urbanização tem como consequência a impermeabilização dos solos, substituindo os solos permeáveis com cobertura vegetal por superfícies impermeáveis, nomeadamente com a construção de edifícios e arruamentos. Sendo assim, em áreas urbanas, a infiltração de água no solo é muito menor e portanto verifica-se um aumento dos volumes de escoamento superficial. Para além disso, as redes de drenagem que encaminham a água para jusante, tornam os escoamentos mais rápidos e antecipam os picos de cheia (Fig.2.3). Adicionalmente, as construções humanas no leito maior, ou de inundação, dos rios e outras, como pontes e aterros, constituem-se como obstáculos ao escoamento aumentando ainda mais a velocidade da água e agravando os riscos de erosão e assoreamentos a jusante.

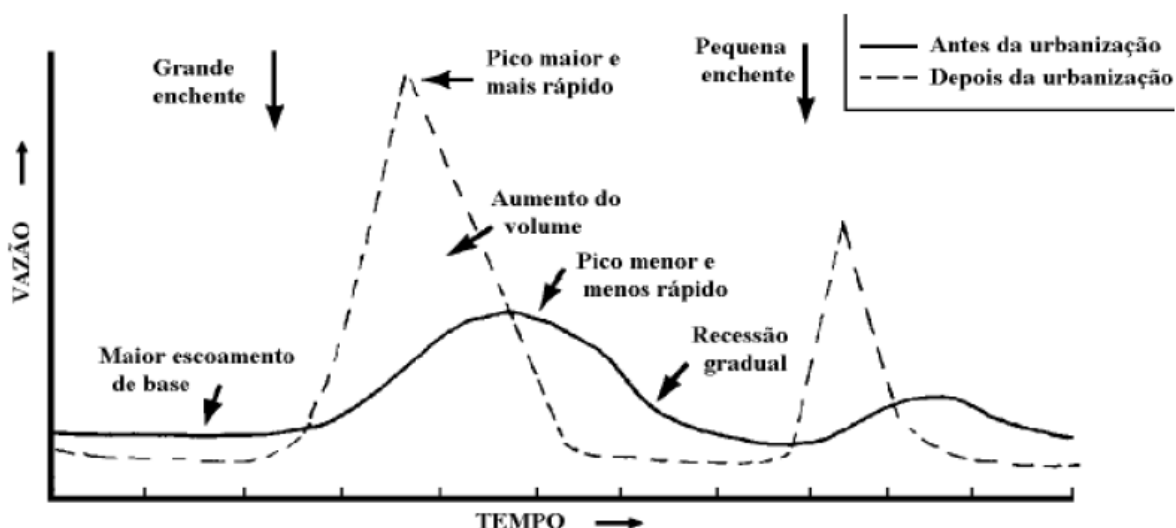


Fig.2.3 – Hidrograma de cheia antes e depois da urbanização [9]

2.3.2. IMPACTOS NO CICLO HIDROLÓGICO

Como foi referido, a acelerada e desordenada urbanização alterou fortemente a cobertura vegetal do solo, que foi substituída por superfícies impermeáveis, modificando assim os caminhos preferenciais das águas pluviais. Por outro lado foram construídas redes de drenagem de águas pluviais para conduzir a água para fora do meio urbano o mais rápido possível. No que diz respeito ao ciclo hidrológico podem-se referir as seguintes alterações [5]:

- Redução da infiltração natural de água no solo;
- Esta redução da infiltração tem como consequência o aumento do escoamento superficial. Para além disso, a construção de redes de drenagem, tornou os escoamentos mais rápidos diminuindo o tempo de concentração na bacia, aumentando os caudais máximos e antecipando os picos de cheia no tempo;
- As águas pluviais alimentam os aquíferos, portanto, a redução da infiltração leva a uma diminuição do nível freático e do escoamento subterrâneo;
- A já referida substituição da cobertura vegetal por superfícies impermeáveis, provoca a redução da evapotranspiração, já que estas novas superfícies não retêm as águas como as coberturas vegetais e por outro lado não permitem a evapotranspiração das folhas e do solo.

2.3.3. IMPACTOS AMBIENTAIS

A contínua interferência das atividades humanas nos sistemas aquáticos produziu impactos diretos ou indiretos, com repercussões na qualidade da água, na fauna e flora aquáticas e no funcionamento de lagos, rios e represas. Os principais problemas ambientais provocados pela urbanização são [11]:

- **Aumento da temperatura** – As superfícies impermeáveis absorvem parte da radiação solar, aumentando assim a temperatura ambiente nos centros urbanos. O aumento de temperatura das superfícies cria condições de movimento de ar ascendente que podem proporcionar um aumento de precipitação. As precipitações intensas nas áreas urbanas agravam o problema das cheias urbanas.
- **Aumento de sedimentos e material sólido** – O desenvolvimento urbano tem conduzido ao aumento da produção de sedimentos nas bacias hidrográficas, devido às construções e à consequente impermeabilização dos solos. Este facto tem como principais implicações a erosão das superfícies urbanas desprotegidas, o assoreamento dos canais de drenagem, reduzindo a capacidade de escoamento, e também a contaminação das águas pluviais pelos poluentes que vêm associados aos sedimentos transportados.
- **Qualidade da água pluvial** – A qualidade da água pluvial depende de vários fatores. A contaminação das águas pluviais tem origens variadas, e de difícil identificação. Durante as épocas de estiagem há uma grande acumulação de poluentes nos arruamentos e quando acontecem as primeiras chuvas, estes são transportados pelo escoamento pluvial. A limpeza urbana, a frequência e a magnitude das precipitações e a sua distribuição espacial e temporal, bem como o tipo de uso da área urbana influenciam a qualidade da água.
- **Contaminação de aquíferos** – A crescente urbanização leva a uma produção cada vez maior de resíduos sólidos e águas residuais. As principais condições de contaminação de aquíferos são: O processo natural de precipitação e infiltração pode implicar a contaminação de águas subterrâneas pelos aterros sanitários se estes estiverem localizados em áreas de recarga e solos de elevada permeabilidade; as fossas sépticas podem também contaminar os aquíferos e comprometer o abastecimento de água, se, aquando da perfuração de poços artesianos se estabelecer comunicação entre diferentes camadas dos aquíferos, poluídas e não poluídas; as águas subterrâneas podem também ser contaminadas pela água pluvial, com carga poluente, se houver perdas de água no sistema de coletores ou avarias e entupimentos que pressionem a água para o seu exterior.

2.4. ÁGUAS PLUVIAIS NO CICLO URBANO DA ÁGUA

A gestão das águas pluviais é parte fundamental da gestão da água no seu ciclo urbano. A íntima relação entre águas pluviais, abastecimento de água e tratamento de esgotos justifica a necessidade de as cidades integrarem a gestão da drenagem urbana com todas as outras partes da gestão urbana.

O percurso possível das águas pluviais no ambiente urbano, desde a precipitação até voltar ao seu meio natural, está esquematizado na Fig.2.4:

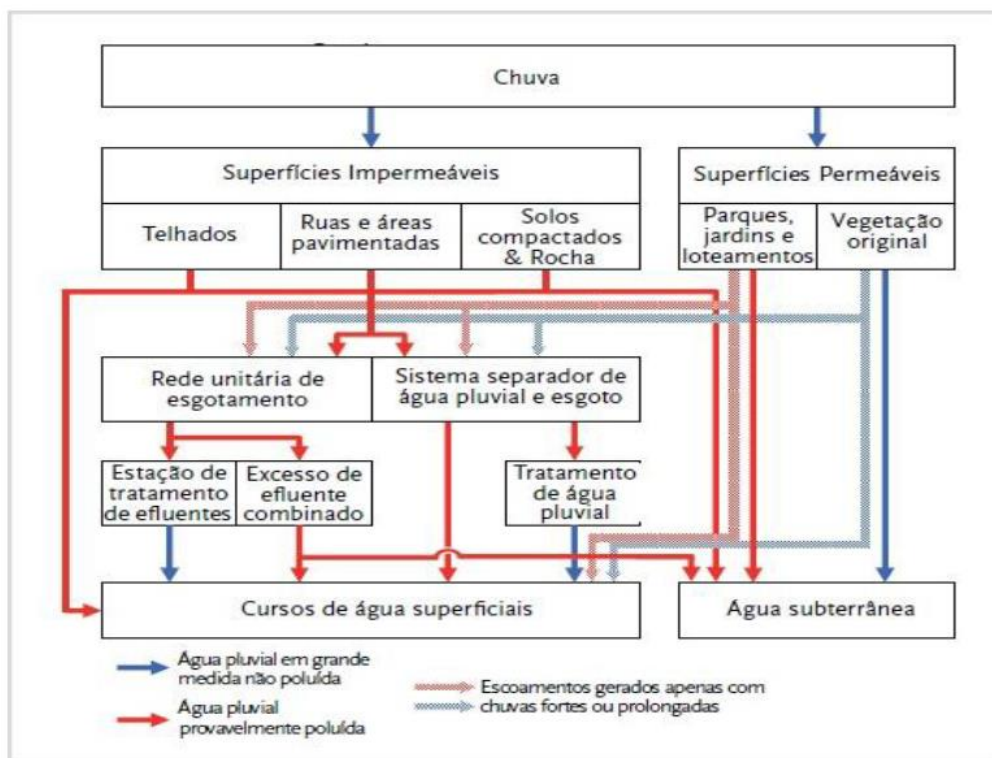


Fig.2.4 – Fluxo das águas pluviais no ambiente urbano [10]

A gestão das águas pluviais está associada de várias formas ao ciclo urbano da água, e essa ligação pode influenciar a gestão de outros sectores das águas urbanas. Essa influência pode ser negativa, no caso de um transbordamento numa rede unitária de esgoto, ou positiva, fornecendo uma fonte adicional de água. Uma gestão integrada de todo o sector das águas urbanas pode, assim, trazer benefícios para o ambiente urbano, identificando e maximizando as ligações positivas e minimizando as influências negativas no sistema.

Em seguida apresentam-se algumas ligações entre a gestão de águas pluviais e outros componentes do ciclo urbano da água [10]:

- **Abastecimento de água** – O uso de águas pluviais como uma fonte alternativa de água pode ser benéfico para a conservação da água e da sua qualidade. Algumas das soluções de possível interesse poderiam ser a rega de jardins, lavagem de ruas e criação de reservas para combate a incêndios. Estas ações podem representar uma fração significativa do consumo de água. Visto que as reservas de água potável são cada vez mais escassas, o aproveitamento da água das chuvas pode diminuir a dependência das fontes de água subterrânea. Por outro lado, o aproveitamento das águas pluviais permitiria reduzir os volumes de escoamento superficial durante os eventos de grande precipitação e consequentemente reduzir os riscos de cheia.
- **Tratamento de água** – As águas pluviais podem transportar uma quantidade significativa de poluentes, principalmente quando ocorrem as primeiras chuvadas e se dá a lavagem dos arruamentos. Os escoamentos de águas pluviais podem conter contaminantes de diferentes

origens, nomeadamente, uso residencial, comercial ou industrial. A entrada de água pluvial em aquíferos, rios e reservatórios influencia a sua qualidade aumentando a necessidade e custos de tratamento de água potável.

- **Drenagem e tratamento de esgotos** – Nos sistemas unitários as águas pluviais são drenadas juntamente com o esgoto, e em caso de precipitação intensa pode ser libertada água não tratada no meio ambiente, provocando efeitos nocivos no mesmo. Misturar águas pluviais ao esgoto aumenta o volume e o custo de tratamento de efluentes e, portanto, o escoamento deve ser adequadamente controlado e tratado antes de ser devolvido aos meios recetores, sejam eles águas superficiais ou subterrâneas.
- **Qualidade da água** – Em áreas não urbanizadas os processos naturais podem atenuar ou mesmo remover os poluentes do escoamento de águas pluviais, através da infiltração e evaporação mas nas áreas urbanizadas, com grande percentagem de superfícies impermeáveis, esse processo natural de tratamento não é possível. A poluição das águas pluviais pode ter diversas origens, e por isso é difícil de controlar. Esta poluição é mais notória quando ocorrem as primeiras chuvas, já que durante o período de estiagem a acumulação de poluentes é maior. Os poluentes potencialmente carregados pelas águas superficiais, ao atingirem os cursos de água recetores deterioram a qualidade da água, com impactos sobre a biodiversidade, a saúde e a estética. Portanto, a influência da qualidade da água pluvial na qualidade da água no meio recetor não pode ser desprezada, antes pelo contrário, deve ser controlada.
- **Recarga de águas subterrâneas** – Nos aquíferos livres ou freáticos o nível de água varia segundo a quantidade de chuva precipitada. Estes são os aquíferos que frequentemente são usados como fonte de abastecimento de água e são também os que apresentam maiores problemas de contaminação. Os aquíferos apresentam reservas de água permanente e reservas reguladoras que são continuamente abastecidas pela infiltração da água das chuvas e de outras fontes subterrâneas. A substituição de vegetação natural por superfícies impermeáveis reduz a taxa de infiltração de águas pluviais, da qual os aquíferos dependem para a sua recarga. Isso reduz o volume de água subterrânea disponível, podendo provocar o esgotamento de nascentes.

Como já foi referido o percurso das águas pluviais no ambiente urbano é fortemente condicionada pelo desenvolvimento urbano, e influencia outros sectores da gestão urbana. Uma gestão descuidada deste recurso pode resultar em prejuízos económicos avultados, sendo as inundações e as erosões provocadas pelas águas pluviais um bom exemplo, podendo mesmo em casos extremos resultar na perda de vidas humanas.

Portanto, a gestão das águas pluviais deve ser feita em conjunto com a gestão de outros sectores da gestão urbana. O planeamento das cidades, quando bem feito, pode tirar proveito das águas pluviais como um recurso e benefício para o desenvolvimento urbano e não como um inconveniente ou ameaça.

A construção de arruamentos e habitações expande a área impermeável, o que se traduz num aumento do escoamento superficial a ser drenado. Este é portanto um aspeto da gestão urbana que tem enorme influência na gestão de águas pluviais.

A poluição produzida nas cidades é outra consequência do desenvolvimento urbano que tem repercussões na gestão de águas pluviais. Resíduos sólidos de maiores dimensões podem bloquear ou reduzir a secção de escoamento de canais ou coletores de drenagem, que em situações de precipitações elevadas pode gerar inundações localizadas. Para além disso, poluentes como óleos, metais pesados e sedimentos diluem-se nos escoamentos superficiais ao longo do seu percurso nas cidades e são depois descarregados nos cursos de água sem qualquer tratamento [10].

2.5. GESTÃO TRADICIONAL DE ÁGUAS PLUVIAIS

Os sistemas tradicionais de drenagem de águas pluviais são projetados com o intuito de drenar a água precipitada o mais rápido possível para fora do meio urbano. Basicamente, estes sistemas, são constituídos pelos órgãos de entrada (sarjetas e sumidouros), pelos coletores e pelas caixas de visita. Adicionalmente podem ser implantados órgãos complementares como estações elevatórias de águas pluviais ou desarenadores.

O percurso das águas pluviais, após a precipitação, é inicialmente feito à superfície nas áreas impermeáveis, como por exemplo, telhados, pátios e valetas de arruamentos, mas é rapidamente conduzida para os coletores instalados subterraneamente, através das sarjetas e sumidouros, onde flui até ser devolvida aos cursos naturais de água.

Este tipo de abordagem na concepção de sistemas de drenagem de águas pluviais é baseado na prioridade de escoar a água o mais rapidamente possível de uma área definida sem ter em conta os impactos numa escala urbana ampliada, como por exemplo, a falta de capacidade dos sistemas de jusante em lidar com maiores volumes de água, e consequentes prejuízos que daí advêm, ou a poluição que é transportada pelos escoamentos superficiais e que é descarregada nos cursos de água, afetando a qualidade da água [11].

Devido ao crescimento da urbanização, a abordagem tradicional na gestão de águas pluviais encontra-se cada vez mais desatualizada. Os sistemas concebidos sob esta abordagem apresentam problemas que desafiam a sua sustentabilidade, nomeadamente a incapacidade de evitar inundações, poluição e consequentes danos ambientais.

As principais limitações destes sistemas são [10] [11]:

- **Inundações a jusante** – O rápido escoamento das águas pluviais nas áreas urbanizadas através das redes de coletores não evita o risco de inundações, apenas o transfere para jusante.
- **Custos elevados** – O risco de inundações a jusante leva à construção de novas obras de drenagem a jusante, de forma a aumentar a capacidade de escoamento. Este aumento é feito substituindo os coletores antigos por novos de maiores dimensões, ou alargando a secção dos canais naturais. Estas obras acarretam custos elevados.
- **Problemas ambientais** – Poluentes sem uma origem definida, provenientes de telhados, arruamentos, parques de estacionamento ou jardins são diluídos no escoamento superficial e atingem os cursos de água. Para além disso, os fluxos de água em grande velocidade provocam erosão e consequente assoreamento de ribeiros, rios e outras linhas de água recetoras.
- **Desperdício de um recurso valioso** – A água pluvial é tratada como um esgoto e removida rapidamente do ambiente urbano, o que impossibilita que esta seja aproveitada, por exemplo para fins não potáveis, paisagismo ou mesmo para consumo, desde que devidamente tratada.

2.6. GESTÃO SUSTENTÁVEL DE ÁGUAS PLUVIAIS

Atualmente é necessário uma crescente consciencialização da sociedade de que os recursos hídricos não são ilimitados e que portanto deve-se protegê-los e conservá-los. O uso eficiente da água é imperativo. A água, como recurso essencial que é, deve ser valorizada pela sua importância para o desenvolvimento e pela preservação do meio natural, pressupostos essenciais do desenvolvimento sustentável.

Nesta perspetiva é então necessária uma mudança de mentalidade na gestão de águas pluviais, de forma a superar problemas e aproveitar oportunidades no que diz respeito à quantidade e qualidade das mesmas, e aproveitando-as como um recurso que deve ser utilizado e não como um incómodo a ser eliminado.

Enquanto a abordagem tradicional, descrita em 2.5, tem como objetivo remover as águas pluviais de uma área definida, uma abordagem mais sustentável tenta identificar soluções que produzam benefícios sociais, económicos e ambientais enquanto minimizam qualquer impacto negativo.

A gestão das águas pluviais numa perspetiva ambiental deve então, em primeiro lugar, privilegiar esforços no sentido de corrigir problemas atualmente existentes nos sistemas de drenagem:

- Separar progressivamente águas pluviais dos efluentes domésticos e industriais;
- Eliminar ou reduzir as descargas de efluentes poluídos no meio recetor;
- Aplicar soluções locais que permitam restabelecer o ciclo hidrológico natural das águas pluviais, tendo em vista a redução das aflúências aos sistemas de coletores;
- Integrar a gestão das águas urbanas nos instrumentos de ordenamento do território;
- Melhorar a qualidade das infraestruturas para minimizar a infiltração de águas pluviais nas redes de águas residuais e a fuga de águas residuais das respetivas redes.

Uma gestão sustentável das águas pluviais no ambiente urbano deve ter em conta as bacias hidrográficas sob as quais a urbanização se estende. Os sistemas de drenagem não devem transferir os impactos, isto é, reduzir os impactos numa área em detrimento de outra [5].

Deve promover-se o amortecimento e reutilização das águas pluviais ao invés da sua rápida eliminação como nos sistemas convencionais. Para atingir esse objetivo devem ser privilegiados os espaços verdes que permitam a infiltração da água e consequentemente atenuem o escoamento superficial, minimizando assim a necessidade de medidas estruturais a jusante.

A ocupação do espaço urbano deve ser feita de tal modo que a cheia natural não seja ampliada [5].

Na conceção dos sistemas de drenagem deve ter-se em conta o horizonte de expansão da urbanização, através da gestão integrada das águas pluviais e planeamento do território, e não só as áreas atualmente ocupadas. Deste modo, pode-se minimizar os efeitos da impermeabilização de superfícies a montante, nomeadamente no que diz respeito aos fluxos adicionais de água [11].

Na tabela 2.3 apontam-se algumas das mudanças necessárias na gestão de águas pluviais, da gestão tradicional para uma gestão sustentável:

Tabela 2.3 – Mudanças da gestão tradicional para uma gestão sustentável [12]

Gestão tradicional	Gestão sustentável
Foco nos sistemas de drenagem	Foco nos ecossistemas
Visão reactiva – resolver problemas	Visão proactiva – Prevenir problemas
Gerido por engenheiros	Gerido por equipas interdisciplinares
Protecção das propriedades	Protecção das propriedades e habitats
Transportar o mais rápido possível através dos colectores	Aproximação ao funcionamento natural no ciclo hidrológico
Decisões unilaterais	Decisões consensuais
Gestão pelas autoridades locais	Parcerias com sociedade e outros
Foco nas precipitações extremas	Gestão integrada de águas pluviais e uso do solo
Dimensionamento baseado no pico de cheia	Dimensionamento baseado no volume

Portanto a drenagem urbana moderna preocupa-se com a manutenção e recuperação de ambientes saudáveis interna e externamente à área urbana, usando técnicas apropriadas para cada situação sem ficar limitada ao uso das técnicas convencionais. Especificamente, as soluções não convencionais para a gestão das águas pluviais podem produzir os seguintes benefícios [10]:

- **Controlo de inundações** – O uso de soluções não convencionais que promovam o amortecimento e a infiltração de águas pluviais permite reduzir os volumes de escoamento e os picos de cheia. Isto significa que as redes de drenagem de águas pluviais podem ser dimensionadas para caudais menores e por outro lado os riscos de inundações, especialmente a jusante das ditas redes, são muito menores.
- **Controlo da poluição** – Como já foi referido, as águas pluviais podem transportar poluentes de origens diversas. Ao adotar soluções que promovam a infiltração da água no solo, permite-se que a água seja tratada de forma natural, já que a vegetação e o solo possuem capacidade para remover poluentes durante o processo de percolação. Deste modo previne-se a poluição dos cursos de água recetores e os respetivos ecossistemas, sem custos adicionais de tratamento de água.
- **Proteção contra erosão** – Nos sistemas de drenagem convencionais a água é rapidamente encaminhada para jusante, e durante eventos de precipitação extremos isso pode refletir-se em grandes velocidades de escoamento nos cursos de água recetores. Quanto maior a velocidade de escoamento maior é o risco de erosão e consequente assoreamento no leito dos rios, podendo desta forma destruir ecossistemas aquáticos. Portanto, o uso de soluções menos convencionais que diminuam os volumes de cheia e velocidade de escoamento evita o risco de erosões e sedimentação e protege os ecossistemas mais débeis.
- **Fonte alternativa de água** – A água pluvial pode ser coletada e reutilizada diretamente para usos não potáveis ou, após tratamento, para uso potável. Em locais onde a água doce é escassa esta pode ser uma solução possível de abastecimento de água, através de soluções inovadoras, como o aproveitamento da água acumulada em bacias de retenção. Este tipo de soluções permite reduzir a dependência das fontes de água superficiais e subterrâneas. As soluções de infiltração das águas pluviais contribuem também para a recarga dos aquíferos, que podem ser uma importante fonte de água doce para o consumo humano.
- **Valorização ambiental e recreativa** – Para além das vantagens já referidas, a criação de bacias de retenção e outras soluções que envolvam planos de infiltração, contribuem para a criação de novos habitats e portanto para a biodiversidade. Para além disso podem possibilitar novas alternativas de recreação e lazer.
- **Adaptação às mudanças climáticas** – As mudanças climáticas, nomeadamente o aquecimento global, tem influência na precipitação, aumentando a intensidade das precipitações extremas. Uma abordagem sustentável na conceção dos sistemas de drenagem contemplando soluções de infiltração para amortecimento do escoamento proporciona uma maior capacidade para lidar com estes eventos extremos de pluviosidade, sendo que os sistemas tradicionais de drenagem, provavelmente, não terão capacidade para drenar os fluxos de água adicionais.
- **Eficiência económica** – Soluções menos convencionais que não envolvam a construção de infraestruturas tradicionais de drenagem, resultam em custos de construção e exploração menores. Adicionalmente, a desejável separação de águas pluviais e esgotos domésticos ou industriais, permite reduzir os custos de tratamento de água, já que as águas pluviais podem ser tratadas por processos naturais e não serem adicionadas aos caudais de águas residuais.

3

REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

3.1. INTRODUÇÃO

O escoamento de águas pluviais em áreas urbanas, caracterizado pelo escoamento superficial e pela acumulação de água nas partes baixas pode constituir um sério problema económico e social, especialmente nas grandes cidades, com prejuízos no tráfego e nas habitações, além do risco de vida das populações.

Um sistema de drenagem de águas pluviais é um serviço público que visa o conforto da população, protegendo da ação das águas que escoam pela superfície do terreno, provocando a erosão dos solos, o transporte de sedimentos e até mesmo o desabamento de construções.

O escoamento das águas pluviais é feito por meio de um sistema de captação nas ruas, compreendendo os pavimentos, as valetas, as sarjetas e sumidouros, os coletores e, se necessário, estruturas especiais, que são projetados com o objetivo de captar e conduzir as águas pluviais até um ponto de descarga convenientemente localizado, impedindo assim incómodos à população por ocorrência de precipitações.

No estudo destes sistemas devem-se procurar soluções hidrológicas e hidráulicas que garantam a eficiência dos mesmos, com vista a cumprir o objetivo de proteger a população, que frequentemente sofre os efeitos nocivos das inundações.

O bom funcionamento do sistema depende da ação conjunta de todos os órgãos que o constituem, sendo que, para isso estes devem estar corretamente dimensionados e posicionados.

Neste capítulo serão abordados os aspetos mais importantes dos sistemas de drenagem convencionais, relativamente às características dos órgãos constituintes, bem como a respetiva conceção e dimensionamento.

O DR nº 23/95 (“Regulamento”) e o MSB2 estabelecem regras e orientações para a conceção de redes de drenagem de águas pluviais, e por isso são amplamente citados e referidos artigos e capítulos, de interesse nesta matéria, destes dois documentos.

3.2. SISTEMAS UNITÁRIOS E SISTEMAS SEPARATIVOS

Os sistemas de drenagem de águas pluviais podem ser distinguidos em sistemas unitários e sistemas separativos. O Regulamento define, no artigo 116º, que os sistemas de drenagem podem classificar-se em:

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

Os primeiros sistemas de drenagem de águas residuais foram concebidos como redes unitárias porque se considerava que estes eram os mais económicos. No entanto, com o avanço da experiência e o reconhecimento dos problemas de poluição e contaminação da água, esses sistemas começaram a ser postos em causa. Na Figura 3.1 está representada esquematicamente a evolução histórica dos sistemas de drenagem de águas residuais.

Atualmente a solução do tipo separativo é a mais corrente em Portugal, embora existam ainda sistemas antigos do tipo unitário. Os sistemas construídos de raiz são do tipo separativo, a não ser que condições muito especiais obriguem a uma solução do tipo unitário. Qualquer um dos sistemas pode apresentar vantagens e desvantagens em relação ao outro e a escolha é condicionada por fatores de ordem técnica e económica [14].

Em geral, as redes de águas residuais conduzem o esgoto coletado para um emissário ou interceptor, que são coletores de grandes dimensões, e conduzidos até um determinado local, normalmente perto de um curso de água, onde se localiza uma ETAR.

Por outro lado, como as águas pluviais não são tratadas, as redes para a respetiva drenagem não transportam toda a água pluvial coletada a montante, descarregando sempre que possível, de forma a reduzir a extensão da rede e também o diâmetro dos coletores, que pode atingir valores muito elevados, em redes extensas, consequência dos grandes caudais a drenar.

Nos sistemas unitários é necessário, na maioria das vezes, utilizar descarregadores de tempestade para desviar a água em excesso. Isto acontece para evitar que o caudal seja superior ao de dimensionamento de órgãos a jusante, como ETAR's ou estações elevatórias.

Conforme foi referido no capítulo anterior, refere o PEAASAR que, progressivamente se devem separar as águas residuais domésticas e as águas pluviais de modo a melhorar a eficiência no tratamento de águas residuais, evitando a descarga de águas não tratadas no meio recetor.

Embora em Portugal o tratamento de águas pluviais não seja exigido, é provável que num futuro próximo tal venha a acontecer, já que, as águas pluviais podem transportar uma elevada carga poluente, principalmente aquando da ocorrência das primeiras chuvas. Este tratamento consiste, basicamente, na decantação e remoção de óleos e material flutuante.

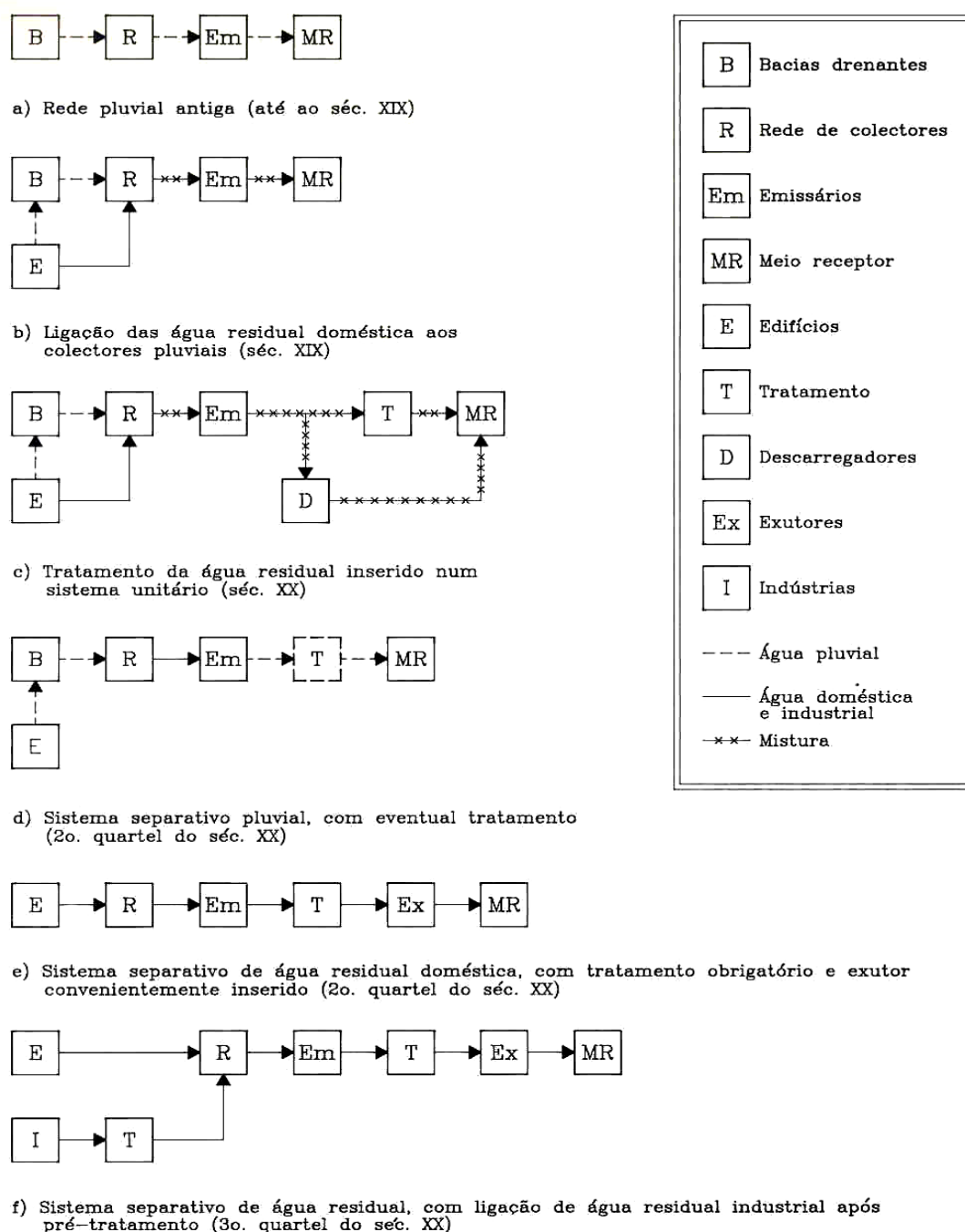


Fig.3.1 – Evolução histórica dos sistemas de drenagem de águas residuais [13]

Os sistemas unitários apresentam as seguintes características inconvenientes relativamente aos sistemas separativos [14]:

- Os coletores e as estações de tratamento são dimensionados para escoar o caudal correspondente a uma precipitação para um determinado período de retorno e não para as maiores precipitações. Se ocorrer uma precipitação que origine caudais superiores aos que correspondem ao caudal de dimensionamento destes órgãos a água em excesso é descarregada, em geral, na linha de água mais próxima. Como a água descarregada é uma mistura de águas

residuais comunitárias e pluviais, podem ocorrer problemas de contaminação e poluição do curso de água.

- Nestes sistemas, devido às grandes variações dos caudais extremos (mínimo e ponta), é difícil, em tempo seco, manter as condições hidráulicas do escoamento de modo a evitar a sedimentação de matéria orgânica, o que aumenta o risco da formação de gás sulfídrico e portanto ocasionar maus odores e também a corrosão dos coletores.
- Os órgãos de entrada da rede, sarjetas e sumidouros, têm que ser sifonados.
- O emissário pode atingir diâmetros muito elevados. Em sistemas separativos pluviais o desenvolvimento do emissário pode ser reduzido desde que se possa descarregar o caudal pluvial numa linha de água próxima.
- Se houver necessidade de bombeamento, como os caudais são muito mais elevados, a capacidade da estação elevatória tem que ser maior o que implica um investimento maior.
- Nos sistemas unitários os coletores têm que ser resistentes à corrosão, e portanto, mais caros.
- Apesar dos fatores acima descritos, dependendo das condições específicas de cada local, os sistemas separativos podem não ser, no entanto, a melhor solução. Os sistemas unitários podem ser opção mais viável apresentando as seguintes vantagens [14]:
- Visto que apenas utilizam uma canalização, estes sistemas podem resultar numa solução mais económica.
- Pela mesma razão, podem ser a única solução em ruas mais estreitas devido à maior facilidade de instalação.

3.3. ÓRGÃOS GERAIS DE UMA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL PÚBLICA

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

Os sistemas de drenagem de águas pluviais são constituídos por elementos que conduzem e captam o escoamento superficial, valetas (1) e sarjetas ou sumidouros (2), pela rede de coletores principais, coletores (5) e caixas de visita (6), e pelos componentes de ligação entre órgãos de captação do escoamento superficial e a rede de coletores principal, os coletores (3) e caixas de ligação (4). Estes elementos estão representados nas figuras 3 e 4:

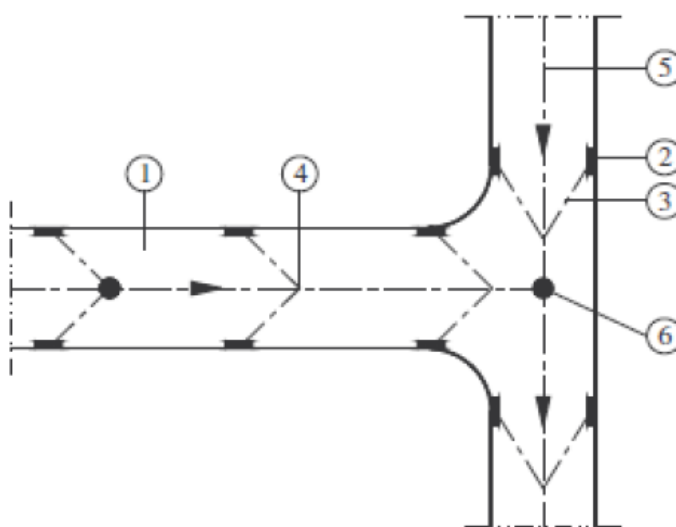


Fig.3.2 – Rede de drenagem pluvial em planta [14]

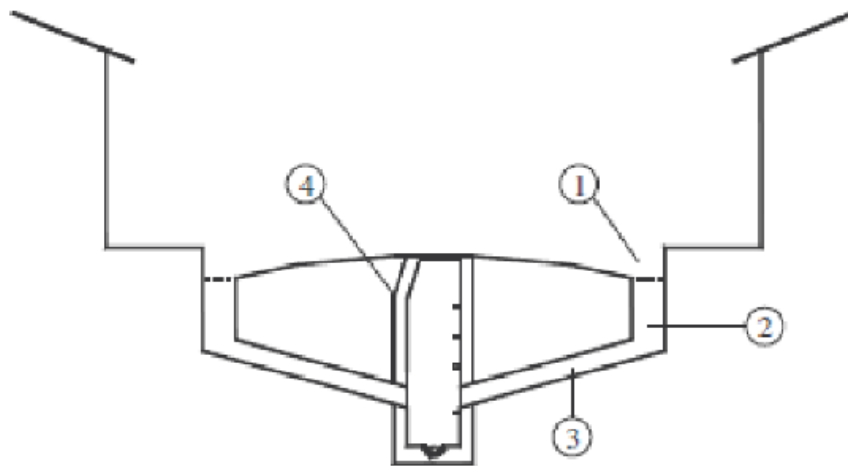


Fig.3.3 – Rede de drenagem pluvial em corte [14]

A rede de coletores, constituída por trechos retos de coletores separados por câmaras de visita, assegura o transporte dos caudais pluviais afluentes desde que é captada nos dispositivos de entrada, sarjetas e sumidouros, até ao destino final onde a água é descarregada no meio recetor.

3.3.1. VALETAS

As valetas são fundamentais nos centros urbanos porque permitem o transporte do escoamento superficial até ao ponto de captação com maior eficácia e celeridade.

As valetas podem apresentar uma secção triangular, trapezoidal, circular ou parabólica. Em arruamentos urbanos apresentam frequentemente perfil triangular (Fig.3.4). Em espaços livres podem estabelecer-se linhas de drenagem superficial, as chamadas valas, cuja secção transversal é igualmente do tipo triangular, trapezoidal ou circular mas cuja dimensão é superior à da valeta. Trata-se simplificada de valetas de grandes dimensões e pouco profundas.

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

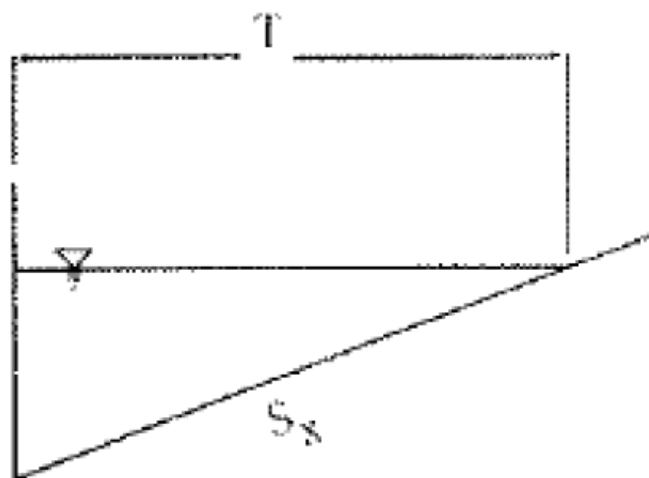


Fig.3.4 – Valeta de secção triangular

3.3.2. SARJETAS E SUMIDOUROS

3.3.2.1. Aspetos gerais

As sarjetas e os sumidouros são órgãos numerosos nas redes de águas pluviais, e são essenciais, visto que são os órgãos que encaminham a água para a rede de coletores. Portanto, estes órgãos devem ser cuidadosamente localizados e em número adequado para que em eventos de precipitações elevadas a sua capacidade de drenar a água seja maximizada, evitando alagamentos nos arruamentos.

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

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

O **artigo 163º** do mesmo Regulamento define os seguintes **tipos de dispositivos** de entrada:

- i) As sarjetas são dispositivos com entrada lateral das águas de escorrência pluvial, normalmente instalados no passeio da via pública.
- ii) Os sumidouros são dispositivos com entrada superior de águas de escorrência e implicam necessariamente a existência de uma grade que permita a entrada de água sem prejudicar a circulação rodoviária e usualmente implantados no pavimento da via pública.
- iii) As sarjetas e os sumidouros podem dispor ou não de sifonagem e de câmara de retenção de sólidos.

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

- i) As dimensões mínimas a que devem obedecer as sarjetas e os sumidouros são as seguintes:
 - a) Sarjetas:
Largura da abertura lateral – 45 cm
Altura da abertura lateral – 10 cm
 - b) Sumidouros:
Largura da grade – 35 cm
Comprimento da grade – 60 cm
- ii) As grades dos sumidouros devem ter as barras na direção do escoamento, reduzindo-se ao mínimo o número de barras transversais.
- iii) A área útil de escoamento dos sumidouros deve ter um valor mínimo de um terço da área total da grade.

3.3.2.2. Tipos de sarjetas/sumidouros

De acordo com a NP-676, existem os doze tipos de sarjetas e sumidouros a seguir indicados [19]:

- **Tipo L** - sarjeta de lancil de passeio, sem vedação hidráulica, sem câmara de retenção (Fig.A3);
- **Tipo LC** - sarjeta de lancil de passeio, sem vedação hidráulica, com câmara de retenção (Fig.A4);
- **Tipo LH** - sarjeta de lancil de passeio, com vedação hidráulica, sem câmara de retenção (Fig.A5);
- **Tipo LHC** - sarjeta de lancil de passeio, com vedação hidráulica, com câmara de retenção (Fig.A6);
- **Tipo V** - sumidouro de valeta sem lancil, sem vedação hidráulica, sem câmara de retenção (Fig.A7);
- **Tipo VC** - sumidouro de valeta sem lancil, sem vedação hidráulica, com câmara de retenção (Fig.A8);

- **Tipo VH** - sumidouro de valeta sem lancil, com vedação hidráulica, sem câmara de retenção (Fig.A9);
- **Tipo VHC** - sumidouro de valeta sem lancil, com vedação hidráulica, com câmara de retenção (Fig.A10);
- **Tipo F** - sumidouro de valeta com lancil, sem vedação hidráulica, sem câmara de retenção (Fig.A11);
- **Tipo FC** - sumidouro de valeta com lancil, sem vedação hidráulica, com câmara de retenção (Fig.A12);
- **Tipo FH** - sumidouro de valeta com lancil, com vedação hidráulica, sem câmara de retenção (Fig.A13);
- **Tipo FHC** - sumidouro de valeta com lancil, com vedação hidráulica, com câmara de retenção (Fig.A14).

Tem-se então as sarjetas de lancil de passeio (L), os sumidouros de valeta sem lancil (V) e os sumidouros de valeta com lancil (F). Cada um destes elementos pode ter vedação hidráulica (H), um sifão, ou uma câmara de retenção de sólidos (C) ou ambos (HC).

O tipo de sarjeta ou sumidouro a implantar depende da localização no arruamento, da necessidade de vedação hidráulica e da necessidade de retenção de material sólido.

Os sumidouros do tipo V utilizam-se exclusivamente quando a localização da entrada estiver situada em valetas não acompanhadas de lancil de passeio. Se a inclinação longitudinal do arruamento for superior a 5% então devem utilizar-se os sumidouros do tipo F, e se for inferior a 5% podem usar-se os tipos F ou C.

Quanto à vedação hidráulica, adotam-se sarjetas ou sumidouros não sifonadas quando na respetiva rede de drenagem de águas pluviais não haja possibilidade de deposição de material que origine gases tóxicos, isto é, as redes separativas. As sarjetas ou sumidouros sifonados utilizam-se em redes unitárias ou troços de redes separativas em que existam condições para a deposição de material sólido que liberte maus odores.

A necessidade de câmaras de retenção em sarjetas ou sumidouros depende da quantidade de material sólido que poderá ser transportado pelas águas pluviais que afluem à rede, e da capacidade de transporte dos coletores. Em zonas totalmente pavimentadas onde não é de esperar que o caudal sólido seja elevado, ou zonas onde os coletores tenham capacidade para assegurar o transporte desse mesmo caudal, utilizam-se sarjetas e sumidouros sem câmara de retenção. Nas restantes situações, onde seja de esperar caudal sólido significativo e incompatível com a capacidade de transporte do coletor adotam-se dispositivos com câmara de retenção.

A capacidade dos dispositivos de entrada, sarjetas e sumidouros, depende da sua geometria bem como das características do escoamento nas valetas onde se localizam. Esta capacidade determina a quantidade de água que é captada nas valetas, e portanto, a quantidade de água que afluí à rede de coletores. A inadequada localização nas valetas ou capacidade insuficiente destes dispositivos pode impedir um funcionamento eficaz da rede de drenagem.

3.3.2.3. Pormenores construtivos

Soleira

A soleira deve ser de betão simples de 250 kg de cimento por metro cúbico de betão. Pode ser moldada no local ou pré-fabricada; neste caso, deve ter uma armadura para segurança no transporte e assentamento no local. A soleira tem, em planta, forma retangular definida pelo contorno exterior da secção transversal do corpo da sarjeta. A espessura não deve ser inferior a 0,10 m. [15]

Corpo

O corpo pode ser construído com qualquer dos seguintes materiais: alvenaria hidráulica de tijolo maciço, alvenaria hidráulica de pedra, betão simples de 250 kg de cimento por metro cúbico de betão,

elementos pré-fabricados de betão, simples ou armado. A argamassa a utilizar nas alvenarias hidráulicas deve ser equivalente à de 270 kg de cimento por metro cúbico de argamassa (1:5 em volume). No caso de o corpo ser construído com elementos de betão pré-fabricados, as porções que não possam ser executadas com elementos inteiros devem ser de betão moldado no local ou de alvenaria hidráulica. O corpo tem, em planta, forma retangular. A espessura das paredes do corpo das sarjetas ou sumidouros varia com o material utilizado na sua construção, devendo obedecer às condições estabelecidos no quadro 3 [15].

Restantes peças constituintes e acabamentos

A NP-676 indica as características a que devem obedecer as restantes peças constituintes dos diferentes tipos de sarjetas ou de sumidouros, nomeadamente a pia sifónica, a placa sifónica, a verga, o septo, a gola de entrada, a tampa e a grelha. As superfícies das sarjetas ou dos sumidouros devem ser rebocadas, com argamassa equivalente à de 400 kg de cimento por metro cúbico de argamassa (1:3 em volume), com a espessura mínima de 1 cm no corpo da sarjeta e de 2 cm no septo, na vigota e na pia ou na placa sifónica (quando de betão). No caso do corpo da sarjeta ou do sumidouro ser construído com elementos de betão pré-fabricados, pode dispensar-se o reboco, se as superfícies se apresentarem lisas e sem defeitos, e desde que estes órgãos satisfaçam as condições de permeabilidade estipuladas na NP-676. Pode, igualmente, dispensar-se o reboco da pia sifónica, se a superfície de betão se apresentar também lisa e sem defeitos [15].

3.3.3. COLETORES, RAMAIS E CAIXAS DE LIGAÇÃO

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

Os coletores prediais podem descarregar nas valetas, ou em caixas de ramal de ligação adjacentes aos limites das propriedades. Neste último caso, o coletor que liga a caixa de ramal de ligação ao coletor principal, denominado ramal de ligação, tem uma função idêntica à dos coletores de ligação.

Segundo o **artigo 166º** do Regulamento o **diâmetro mínimo** dos coletores de ligação é de 200 mm.

Para os ramais de ligação, o **artigo 149º**, estabelece um **diâmetro mínimo** de 125 mm.

No que diz respeito às **inclinações**, o mesmo regulamento, refere no **artigo 148º** que não devem ser inferiores a 1%, sendo aconselhável que se mantenham entre 2 e 4%. Para inclinações superiores a 15% devem prever-se dispositivos especiais de ancoragem para estes coletores.

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

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

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

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

- i) O traçado dos ramais de ligação deve ser retilíneo tanto em planta como em perfil.
- ii) A inserção do ramal na forquilha pode ser feita por curva de concordância de ângulo complementar do da forquilha.

Constitui prática adequada, aquando da implantação dos coletores, colocar tês e forquilha para os ramais de ligação que estejam previstos instalar, devendo estes ser tamponados até que entrem em serviço. Se estes acessórios não forem colocados no momento da instalação do coletor, será necessário furar o coletor para inserir o ramal de ligação. Consequentemente, a qualidade da ligação será inferior e se não for perfeita, o ramal pode constituir um obstáculo ao escoamento e introduzir uma perda de carga adicional. Nos casos em que não há alternativa à inserção posterior destes acessórios, é conveniente substituir o troço do coletor da rede já instalado por outro troço que já tenha acoplado um tê ou forquilha, conforme o caso. [15]

Na figura 3.5 apresentam-se ligações tipo de ramais ao coletor principal, com a representação em corte e em planta:

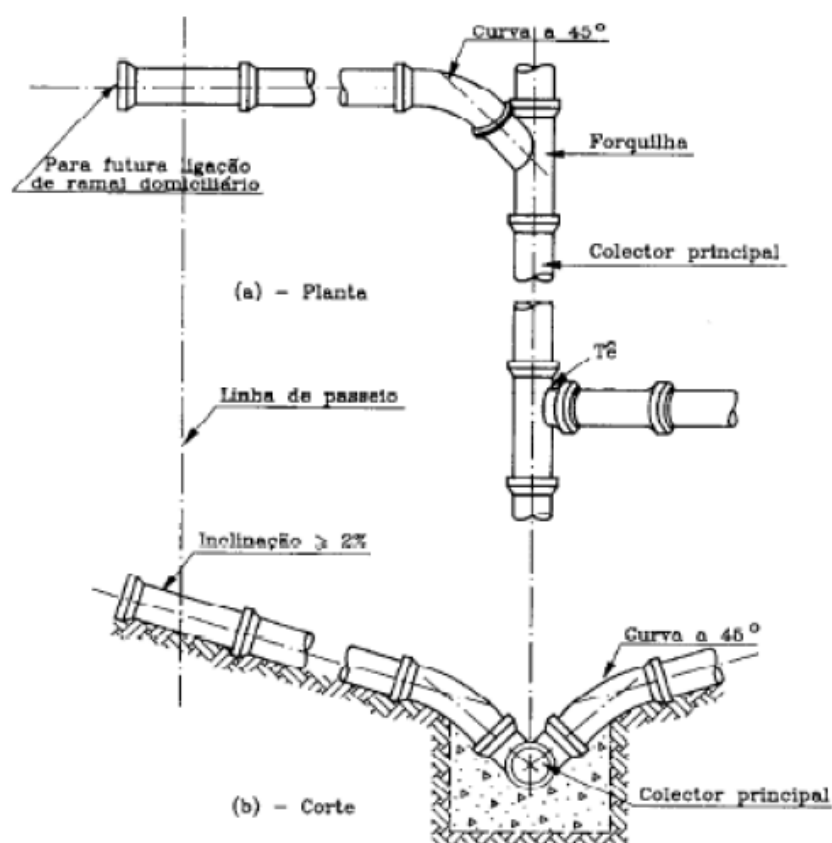


Fig.3.5 – Representação esquemática de ramais de ligação a coletores [15]

3.3.4. CÂMARAS DE VISITA

3.3.4.1. Aspetos gerais

Este órgão é dos mais vulgares nas redes drenagem de águas pluviais. As câmaras ou caixas de visita têm como objetivos possibilitar operações de manutenção nos coletores, designadamente a limpeza e desobstrução dos mesmos, permitir a verificação das condições de escoamento e a amostragem da qualidade das águas.

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

Segundo o **artigo 155º** do Regulamento:

- i) É obrigatória a implantação de câmaras de visita:

- a) Na confluência dos coletores;
 - b) Nos pontos de mudança de direção, de inclinação e de diâmetro dos coletores;
 - c) Nos alinhamentos retos, com afastamento máximo de 60 m e 100 m, conforme se trate, respetivamente, de coletores visitáveis ou não visitáveis.
- ii) Os afastamentos máximos referidos na alínea c) do número anterior podem ser aumentados em função dos meios de limpeza, no primeiro caso, e em situações excepcionais, no segundo.

Consideram-se **coletores visitáveis** os que têm uma altura igual ou superior a 1,6m, como indicado pelo ponto 2 do **artigo 131º** do Regulamento.

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

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

3.3.4.2. Constituição e tipos das câmaras de visita

As câmaras de visita são constituídas por [15]:

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

Os tipos de câmaras de visita utilizados em redes de coletores com diâmetro até 600 mm podem classificar-se em [15]:

- **Tipo CT** – De corpo circular e cobertura troncocónica (Fig.A15);
- **Tipo CP** – De corpo circular e cobertura plana (Fig.A16);
- **Tipo P** – De corpo retangular ou quadrado e cobertura plana (Fig.A17).

De preferência devem-se utilizar as câmaras de corpo circular, sendo que as câmaras de corpo retangular se utilizam quando não é possível recorrer a elementos pré-fabricados e é necessário construir a câmara in situ recorrendo a tijolos ou blocos de cimento.

Em termos de cobertura, devem-se utilizar as planas para profundidades de câmara igual ou inferiores a 1,6m e troncocónicas para profundidades superiores.

3.3.4.3. Pormenores construtivos

Soleira

Pode ser constituída por uma laje de betão simples ou armado conforme as condições específicas do local. A espessura mínima, na zona mais profunda das caleiras, nunca deve ser inferior a 0,10 m. Para evitar a retenção de sólidos em suspensão transportados pelas águas pluviais a superfície da soleira deve ter uma inclinação entre 10% e 20% no sentido das caleiras e as linhas de crista devem ser ligeiramente boleadas. Em sistemas com diâmetro dos coletores superiores a 200 mm e em que a queda na caixa de visita seja superior a 1 m, a soleira deve ser localmente protegida. Caso exista queda entre os coletores de montante e jusante deve-se utilizar um troço de queda guiada (Fig.A18), e caso esta seja superior a 0,50m este troço será exterior à câmara (Fig.A19). [15]

Corpo

Para câmaras de corpo circular (CT e CP) as dimensões interiores mínimas em planta são de 1m e 1,25m de diâmetro, respetivamente para profundidades inferiores e superiores a 2,5m. Para câmaras retangulares (P), as paredes não atravessadas pelos coletores devem ter no mínimo 1,0m em planta, enquanto as restantes devem ter no mínimo 0,80m. Normalmente o corpo das câmaras é de betão, armado ou não, mas pode também ser de alvenaria. O mais comum é utilizar betão pré-fabricado. A espessura das paredes deverá ser entre 0,10m e 0,20m. [15]

Cobertura

Pode ser troncocónica ou plana (Fig.A20) conforme o tipo de câmara em que se aplica. As troncocónicas podem ser simétricas (Fig.A21) ou assimétricas (Fig.A22). O diâmetro interior da base é igual ao do corpo da câmara, sendo que na parte superior possui uma gola cilíndrica para assentar o aro do dispositivo de fecho. Podem ser de betão, armado ou não, moldadas no local ou pré-fabricadas. [15]

Dispositivos de fecho e de acesso

O dispositivo de fecho é a parte superior da cobertura da câmara, constituída por aro e tampa. Estes dispositivos estão classificados segundo a carga de ensaio e devem ser escolhidos conforme a zona em que estarão inseridos e respetiva utilização. Os materiais mais utilizados são o ferro fundido e a grafite lamelar ou esferoidal. O diâmetro dos dispositivos de fecho circulares deverá ser, no mínimo, 0,55 m ou maior quando se achar conveniente, enquanto os dispositivos retangulares devem ter as dimensões mínimas de 0,50 m x 0,50 m. Para permitir o acesso à câmara é usual instalar degraus metálicos cravados nas paredes da câmara, mas estes devem estar protegidos contra a corrosão. Em alternativa pode-se utilizar uma escada portátil, evitando assim preocupações com a eventual corrosão nos degraus fixos. [15]

3.3.4.4. Câmaras de visita de coletores de dimensões excecionais

Para coletores de dimensão superior a 600 mm, utiliza-se, em geral, uma câmara de visita de maiores dimensões, compatível com a dimensão dos coletores.

Nestes casos são utilizadas câmaras de visita de base retangular com uma dimensão mínima igual ao diâmetro dos coletores, acrescida de 0,30 m nas paredes atravessadas por coletores e de 1,50 m a 1,80 m para as paredes não atravessadas.

A caixa deve ter dimensões que permitam efetuar as operações de limpeza em cima de uma plataforma, que normalmente é instalada em cima do coletor de jusante (Fig.A23). O acesso à câmara é feito através de uma chaminé construída com anéis circulares pré-fabricados.

No caso de os coletores terem um diâmetro superior a 1,60 m, a caixa serve apenas de acesso aos mesmos, já que, estes são visitáveis. Esta câmara de acesso é feita com anéis pré-fabricados e apoiada no próprio coletor, que portanto deve ser reforçado com envolvimento de betão. [15]

3.3.5. COLETORES

3.3.5.1. Aspectos gerais

Os coletores são os constituintes principais de uma rede de drenagem. Os coletores têm por finalidade assegurar o transporte das águas pluviais provenientes das edificações ou da via pública a destino final adequado.

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

O traçado em planta e em perfil dos coletores depende da disposição planimétrica e altimétrica dos aglomerados urbanos. Este traçado deve respeitar, necessariamente, outras infraestruturas subterrâneas, tais como as do sistema de distribuição de água, gás, eletricidade, etc. Os aspetos relativos às tubagens de água são muito importantes devido à possível contaminação por parte das águas residuais que possam eventualmente infiltrar-se. O Regulamento estipula regras em termos de **implantação** no **artigo 136º** que a seguir se transcreve:

- i) Na generalidade dos arruamentos urbanos a implantação dos coletores deve fazer-se no eixo da via pública.
- ii) Em vias de circulação largas e em novas urbanizações com arruamentos de grande largura e amplos espaços livres e passeios, os coletores podem ser implantados fora das faixas de rodagem mas respeitando a distância mínima de 1m em relação aos limites das propriedades.
- iii) Sempre que se revele mais económico, pode implantar-se um sistema duplo, com um coletor de cada lado da via pública.
- iv) Na implantação dos coletores em relação às condutas de distribuição de água deve verificar-se o disposto no nº 3 do artigo 24º.
- v) Para minimizar os riscos de ligações indevidas, de redes ou ramais, deve adotar-se a regra de implantar o coletor doméstico à direita do coletor pluvial, no sentido do escoamento.
- vi) Não é permitida, em regra, a construção de qualquer edificação sobre coletores de águas residuais, quer públicas quer privadas.
- vii) Em casos de impossibilidade, a construção de edificações sobre coletores deve ser feita por forma a garantir o seu bom funcionamento e a torná-los estanque e acessíveis em toda a extensão do atravessamento.

No **artigo 137º** são estabelecidas regras para a **profundidade** de assentamento dos coletores.

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

O ponto iv do artigo 136º faz referência ao nº3 do artigo 24, que diz o seguinte:

“ A implantação das condutas deve ser feita num plano superior ao dos coletores de águas residuais e a uma distância não inferior a 1m, de forma a garantir proteção eficaz contra possível contaminação, devendo ser adotadas proteções especiais em caso de impossibilidade daquela disposição.”

É importante referir também os limites das **inclinações** para os coletores preconizados no **artigo 133º**, que define que, em geral, as inclinações não devem ser inferiores a 0.3% nem superiores a 15%, sendo admissíveis inclinações inferiores se forem garantidos o rigor de nivelamento, a estabilidade de assentamento e a capacidade de transporte. Se houver necessidade de utilizar inclinações superiores a 15% devem prever-se dispositivos especiais de ancoragem dos coletores.

Nas figuras 3.6 e 3.7 ilustra-se a posição relativa dos coletores de águas pluviais e águas residuais comunitárias:

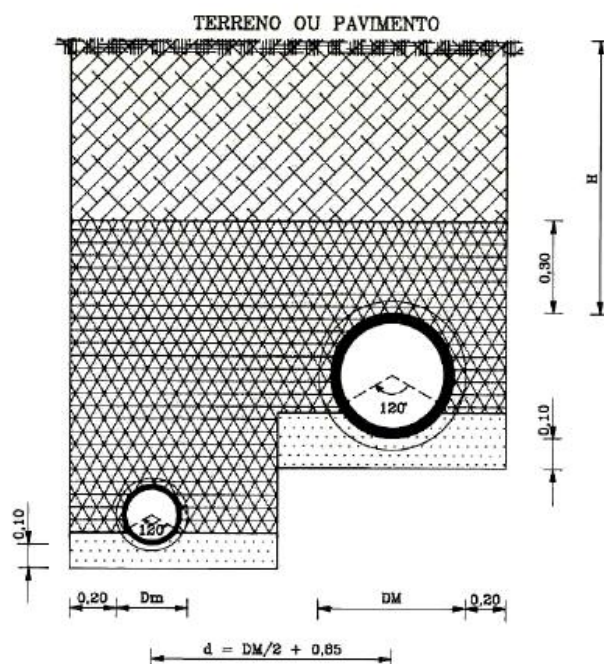


Fig.3.6 – Posição relativa dos coletores de águas pluvial e residual comunitária em perfil [15]

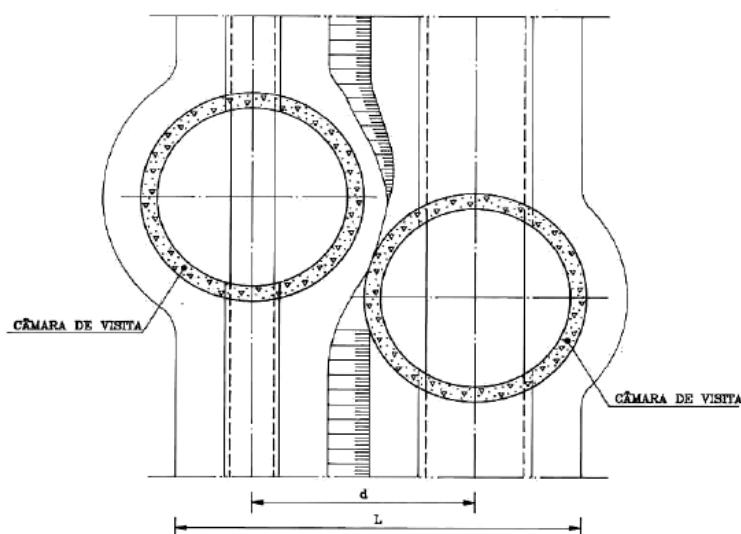


Fig.3.7 – Posição relativa das caixas de visita e coletores em planta [15]

3.3.5.2. Condições de assentamento

O **artigo 26º** do Regulamento estabelece regras para a **largura de valas**. Para profundidades até 3 m, a largura das valas para assentamento dos coletores deve ser igual ao diâmetro do coletor adicionado de 50 cm, no caso de diâmetros de coletor até 0.50 m, e igual ao diâmetro do coletor adicionado de 70 cm, no caso de diâmetros de coletores superiores a 0.50 m.

Para profundidades superiores a 3 m a largura mínima da vala pode ter de ser aumentada em função do tipo de terreno, processo de escavação e nível freático.

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

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

Segundo o **artigo 28º** o **aterro** das referidas valas deve ser efetuado de 0.15 m a 0.30 m acima do extradorso das tubagens com material cujas dimensões não excedam os 20 mm. A compactação do material de aterro deve ser feita cuidadosamente de forma a não danificar as tubagens e garantir a estabilidade do pavimento.

Para além do método tradicional de instalação de um coletor em vala, em certas situações pode recorrer-se a outro tipo de instalação. Os coletores podem ser assentes sob aterro ou executados em túnel. Esta classificação é muito importante para o dimensionamento estrutural e cálculo da capacidade resistente do coletor. Na figura 3.8 ilustra-se essa classificação:

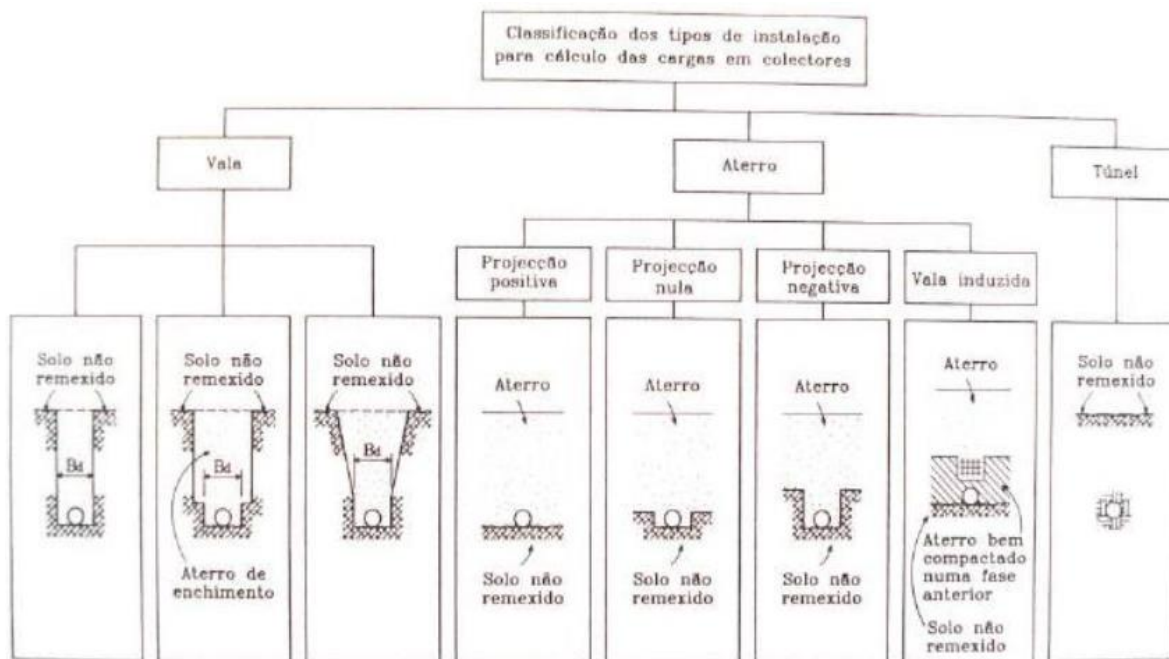


Fig.3.8 – Classificação do tipo de assentamento de coletores [16]

Os coletores assentes sob aterros são assentes de tal forma que o seu extradorso se encontra ao nível ou próximo do nível do terreno natural (ou de terreno previamente bem compactado), e que após a instalação são aterrados, ficando o topo do aterro acima da linha do terreno natural. Também se podem englobar nestas condições os coletores assentes em valas excessivamente largas.

Quando as profundidades de assentamento dos coletores são superiores a 9 m, ou a superfície do terreno tem uma utilização tal que impede o coletor de ser instalado pelos métodos convencionais de vala a céu aberto, pode tornar-se necessário assentar o coletor com macaco hidráulico ou por intermédio de um túnel.

3.4. ÓRGÃOS ESPECIAIS DE UMA REDE DE DRENAGEM PLUVIAL PÚBLICA

Os elementos referidos em 3.3 são os mais comuns e de utilização obrigatória numa rede de drenagem de águas pluviais, mas em muitas situações, devido à complexidade da rede ou às características topográficas desfavoráveis para a drenagem gravítica, é necessário recorrer a órgãos complementares para drenar as águas pluviais rumo ao destino final pretendido.

Nesta secção serão descritos três desses órgãos complementares: os descarregadores, os sifões invertidos e as instalações elevatórias. Os descarregadores e os sifões invertidos são mais comuns em redes de drenagem unitárias.

As instalações elevatórias são órgãos relativamente frequentes em redes de drenagem, quando estas são localizadas em zonas planas e de grande dimensão. Preferencialmente opta-se pela solução de drenagem gravítica mas, por vezes, as condições de relevo locais podem conduzir a soluções mais económicas recorrendo a instalações elevatórias (estação e conduta elevatórias).

3.4.1. DESCARREGADORES

Os descarregadores podem ser classificados, quanto à sua finalidade, como: de tempestade, se se destinam a desviar caudais pluviais excedentes, de transferência, se têm como objetivo desviar os caudais para um coletor menos sobrecarregado, ou de segurança, quando são implantados a montante de estações de tratamento ou estações elevatórias para garantir que o caudal afluente não seja superior ao de dimensionamento desses órgãos.

Quanto à forma como funcionam, os descarregadores utilizados com mais frequência em redes de drenagem de água pluvial podem ser classificados em descarregadores de superfície, laterais ou frontais, consoante o sentido preferencial do escoamento seja paralelo ou normal à crista do descarregador, e em descarregadores por orifício. Neste último caso e em regra, parte do caudal transportado pelo coletor intercetado escoar-se por um orifício aberto lateralmente, para o coletor interceptor ou para uma câmara intermédia que lhe dá acesso. Este orifício não funciona, usualmente, afogado [17].

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

Os descarregadores de superfície, em particular os implantados a montante das estações de tratamento, devem ser concebidos e dimensionados, tendo em vista a satisfação dos seguintes requisitos [18]:

- Minimização da turbulência e dos riscos de obstrução dos coletores a jusante;
- Autolimpeza;
- Minimização dos cuidados de exploração e manutenção;

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

No caso do **descarregador de superfície frontal** pode considerar-se, em regime permanente, a carga constante ao longo da crista. Neste caso, o dimensionamento hidráulico é simples e apenas depende da lei de vazão do descarregador. Na figura 3.9 ilustra-se um tipo de descarregador frontal, neste caso com alçapão.

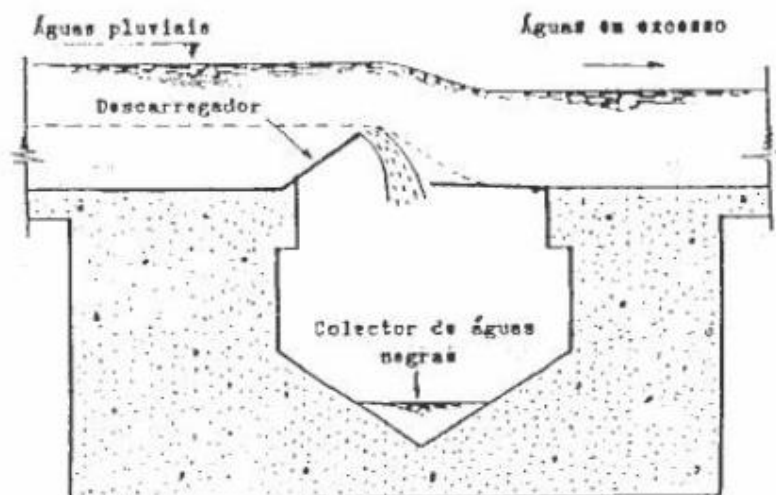


Fig3.9 – Descarregador com alçapão [14]

No caso do **descarregador de salto**, existe um orifício para vazão do caudal de estiagem. O caudal excedente transpõe esse orifício cuja abertura deve ter dimensão rigorosamente fixada, com base nas equações teóricas de trajetória das partículas do líquido

No caso dos **descarregadores de superfície lateral**, as cristas são normalmente colocadas a cotas suficientemente altas para garantir que os caudais transportados em tempo seco não são descarregados. É assim razoável colocar a crista dos descarregadores à altura correspondente ao escoamento do caudal máximo de estiagem. As anteparas, que devem ser colocadas sobre o descarregador aproximadamente ao nível das cristas, têm como função evitar a descarga dos corpos flutuantes e possibilitar, assim, o respetivo transporte para a estação de tratamento. Na figura 3.10 representa-se um descarregador de superfície lateral com anteparas.

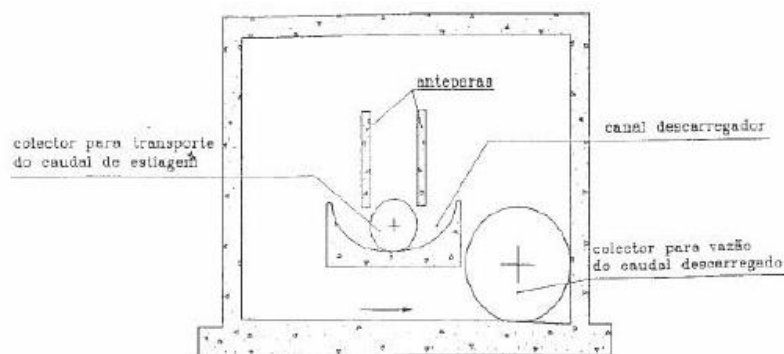


Fig.3.10 – Descarregador de tempestade lateral com anteparas [14]

3.4.2. SIFÕES INVERTIDOS

Dá-se o nome de sifão invertido a um troço gravítico de coletor localizado sob a linha de energia do escoamento, por onde a circulação da água se processa sob pressão. Este órgão é normalmente concebido para transpor obstáculos, como linhas de água ou vias de comunicação, sem perda significativa de energia.

O sifão é um órgão especial que, tendo em conta a forma como funciona em termos hidráulico-sanitários, deve ser evitado. Devido à sua disposição em perfil, com um troço ascendente a jusante, é especialmente vulnerável à ocorrência de deposições dos sólidos em suspensão transportados pela água pluvial, nomeadamente nos períodos noturnos, quando o poder de transporte do escoamento for insuficiente para garantir autolimpeza.

O facto do escoamento no interior do sifão se processar sob pressão pode, por outro lado, em termos sanitários, ter um efeito bastante negativo, dada a ausência de arejamento da massa líquida, podendo produzir-se sulfuretos, com todas as consequências daí decorrentes. Essas circunstâncias levam a que se deva encarar a conceção e dimensionamento de sifões invertidos de uma forma cuidada.

Tendo em consideração as circunstâncias e condicionalismos anteriormente expostos, o dimensionamento hidráulico-sanitário deve ser efetuado atendendo aos seguintes critérios e disposições [22]:

- **Diâmetro mínimo** – Para redes de águas pluviais é recomendado o mínimo de 300mm, de modo a evitar a obstrução da seção de escoamento;
- **Autolimpeza** – por forma a garantir a função de autolimpeza dos coletores, no dimensionamento destes troços sob pressão deve ser garantida uma velocidade compreendida entre 1.25m/s e 1.50 m/s;
- **Ventilação** – Para assegurar a ventilação da massa de ar arrastada pelo escoamento com superfície livre no coletor afluente à câmara de entrada do sifão, é vulgar conceber-se uma conduta de ventilação que assegure o escoamento de ar até à câmara de saída;
- **Perdas de carga** – Os diâmetros dos diversos ramos dos sifões invertidos devem ser estabelecidos de acordo com os caudais afluentes e energia disponível;
- **Verificação da pressão interna** – Os materiais escolhidos devem ser tais que ofereçam garantias de resistência à pressão interna provocada pelo escoamento sob pressão. A verificação das pressões internas deve ser efetuada tendo em conta a linha de energia dinâmica do escoamento, para as condições de caudal máximo.

Na figura 3.11 ilustra-se um sifão invertido, com o objetivo de transpor um rio:

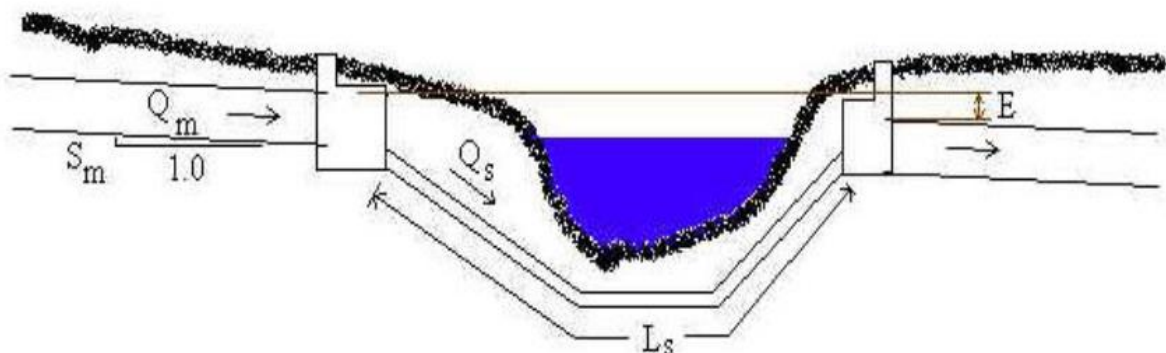


Fig.3.11 – Sifão invertido [19]

A variabilidade dos caudais afluentes torna difícil fazer cumprir simultaneamente, num sifão constituído apenas por um ramo, os critérios de autolimpeza e velocidade máxima. Esta situação leva a que se reparta o caudal afluente por dois ou mais ramos implantados em paralelo. Em sistemas unitários é corrente conceberem-se três ramos em paralelo para escoarem os caudais indicados na tabela 3.1:

Tabela 3.1 – Caudais a escoar por ramos do sifão invertido [17]

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

Os sifões invertidos são essencialmente constituídos por:

- Câmara de entrada;
- Câmara de saída;
- Ramo ascendente;
- Ramo descendente.

Na figura 3.12 estão representados pormenores das câmaras de entrada e de saída para uma situação de dois ramos em paralelo:

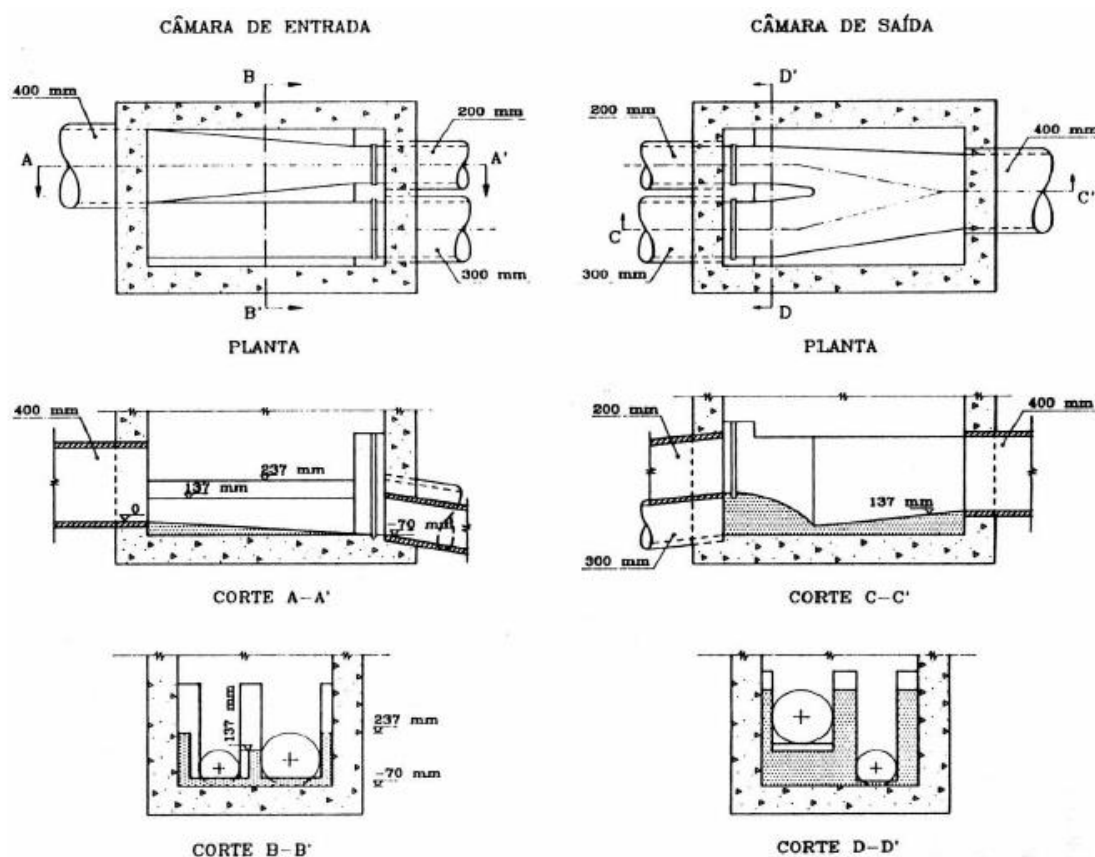


Fig.3.12 – Pormenores de câmaras de entrada e de saída de sifão invertido [17]

3.4.3. INSTALAÇÕES ELEVATÓRIAS

As instalações elevatórias são órgãos relativamente frequentes em redes de drenagem, quando estas são localizadas em zonas planas e de grande dimensão.

As instalações elevatórias utilizam-se quando a drenagem gravítica não permite conduzir as águas pluviais ao destino final. No entanto, as estações elevatórias acarretam elevados custos elevados de manutenção e exploração e podem apresentar problemas variados que devem ser pensados quando se equaciona este tipo de solução. Portanto, as estações elevatórias só devem ser utilizadas quando outra solução alternativa não for possível.

Alguns dos principais problemas associados às instalações elevatórias são a variabilidade dos caudais afluentes ao longo do dia e a qualidade da água, que pode conter uma quantidade significativa de material em suspensão.

O projeto de instalações elevatórias apresenta vários problemas de ordem técnica mas também envolve aspetos de ordem económica importantes. Referem-se de seguida problemas comuns na conceção destes órgãos [20]:

- Escolha do local de implantação;
- Fixação do número e tipo de grupos a instalar;
- Conceção geral adaptada às características da zona a servir e do local de implantação;
- Arrumação dos equipamentos, de forma a facilitar operações de manutenção e exploração das instalações;
- Escolha do tipo de tubagem na conduta elevatória e seu dimensionamento;
- Definição e conceção de sistemas de comando e controlo (automático ou manual);
- Dimensionamento da câmara de aspiração;
- Conceção de sistemas de ventilação (forçada ou natural);
- Definição e projeto de instalações acessórias (por exemplo: desarenadores);
- Conceção da saída de emergência em termos de local de descarga e cota de entrada em funcionamento.

As estações elevatórias podem classificar-se em função do caudal bombado e da altura de elevação.

Em função do caudal bombado, podemos classificar as estações elevatórias em pequenas, para caudais inferiores a 50 l/s, grandes, para caudais maiores que 500 l/s, e médias, para caudais entre 50 l/s e 500 l/s. Em relação à altura de elevação podem-se classificar as estações elevatórias em baixas, para alturas inferiores a 10 m.c.a., altas, para alturas superiores a 10 m.c.a., e médias, para alturas de elevação entre 10 m.c.a. e 20 m.c.a. [21].

Os grupos elevatórios podem classificar-se em:

- Ejetores pneumáticos;
- Parafuso de Arquimedes;
- Bombas centrífugas.

Ejetores pneumáticos

Utilizam-se para pequenos caudais, porque é uma situação em que as dimensões das bombas centrífugas as sujeitariam a entupimentos. Têm funcionamento intermitente com regularização efetuada pelo próprio ejedor e permitem arejamento das águas residuais, logo, não causam problemas de cheiro. Como desvantagens podem-se apontar o fato de terem um elevado consumo energético, um elevado ruído de funcionamento e um rendimento bastante reduzido. São adequados a pequenos caudais, menores que 5 l/s, e pequenas alturas de elevação, menores que 15m [20]. Na figura 3.13 representa-se um corte esquemático de um ejedor pneumático:

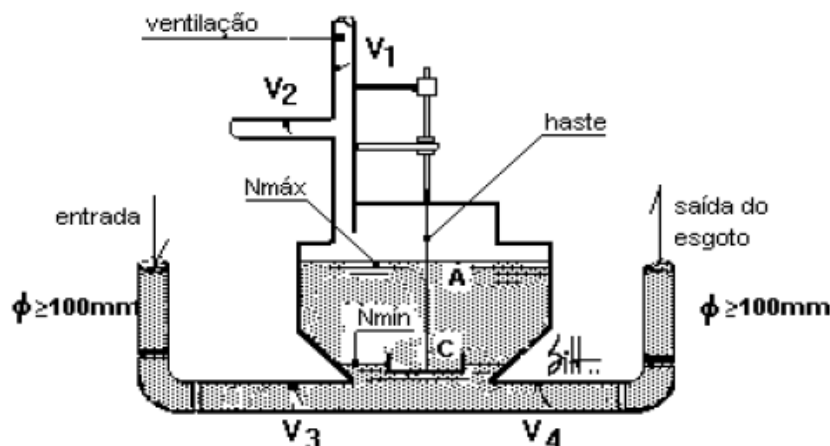


Fig.3.13 – Corte esquemático de ejetor pneumático [21]

Parafuso de Arquimedes

São órgãos robustos com rendimentos elevados e têm um funcionamento contínuo, sem tubos, logo não é suscetível a entupimentos. Adaptam-se a qualquer gama de caudais, desde os muito pequenos até aos muito elevados. Por outro lado acarretam custos elevados, tanto o parafuso como a estrutura que lhe está associada, e têm a sua utilização condicionada pela altura de elevação e pela distância que separa os pontos entre os quais esta se realiza sem qualquer flexibilidade [20]. Na figura 3.14 está representado um Parafuso de Arquimedes:

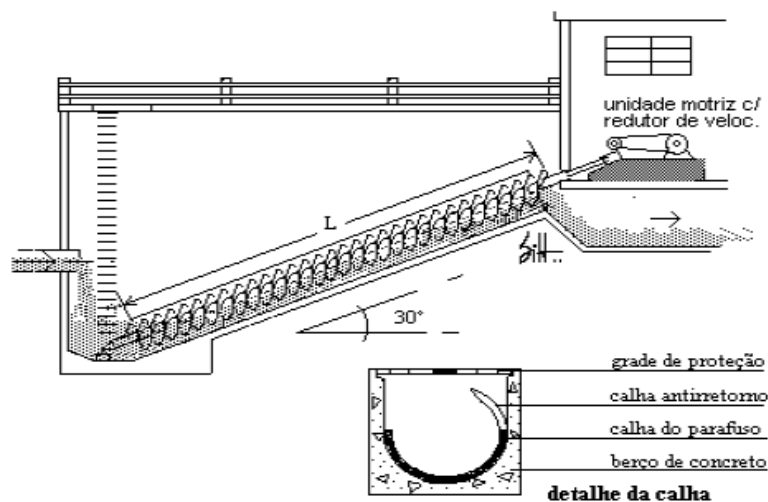


Fig.3.14 – Corte esquemático de um parafuso de Arquimedes [21]

Bombas centrífugas

As bombas centrífugas podem classificar-se em submersíveis ou não submersíveis. As submersíveis podem ter o motor a seco ou também submersível. As não submersíveis podem ser de eixo vertical ou de eixo horizontal [20].

- **Motor e bomba totalmente submersíveis** – É pouco robusta e exige pouco espaço mas tem um custo elevado. Normalmente não permite elevação de caudais superiores a 15l/s. Neste caso o acesso à bomba é fácil mas o motor exige maior cuidado de manutenção (Fig.3.15);
- **Motor a seco e bomba submersível** – A estrutura associada é bastante significativa e acarreta custos elevados. Neste caso o acesso à bomba é difícil. Permite maiores caudais de elevação, até 100l/s, e também maiores alturas de elevação, aproximadamente 40m (Fig.3.16);

- **Bombas de eixo vertical** – O motor está ao abrigo das inundações e o acesso à bomba é fácil. Tem como desvantagens o fato de ter o eixo intermediário e a construção civil associada é considerável (Fig.3.17);
- **Bombas de eixo horizontal** – Necessita de espaço reduzido para colocação das bombas mas o fato de haver um eixo de transmissão leva a alguns empenamentos. Quando a câmara de aspiração está situada a cota baixa, este tipo de central permite reduzir as obras de construção civil. Acarretam custo elevado e manutenção importante (Fig.3.18).

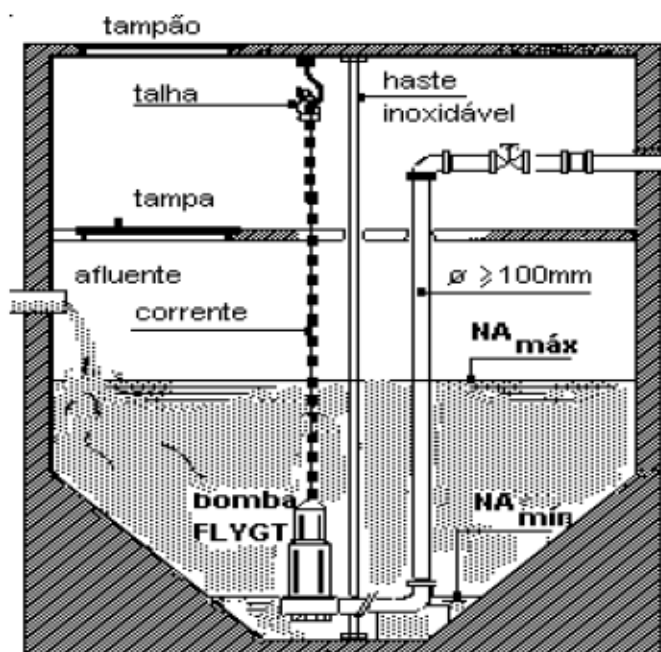


Fig.3.15 – Motor e bomba totalmente submersos [21]

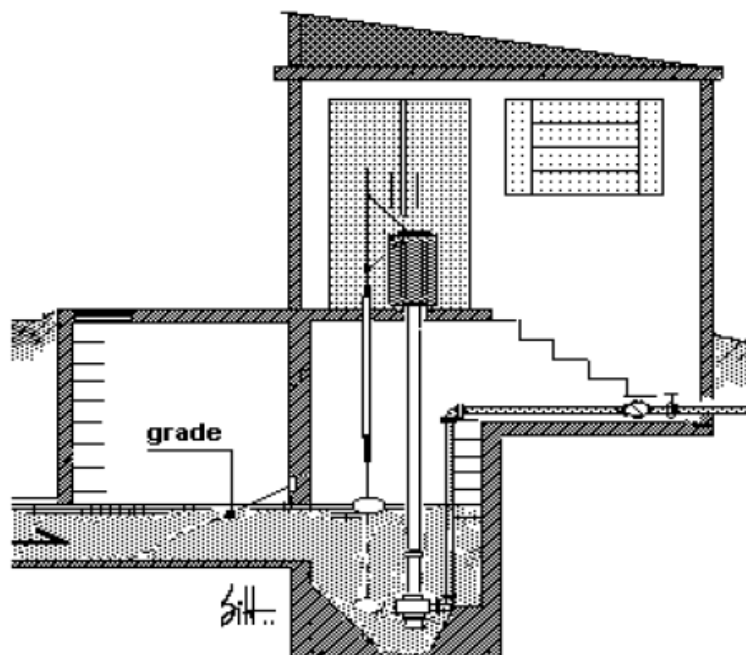


Fig.3.16 – Bomba submersível e motor a seco [21]

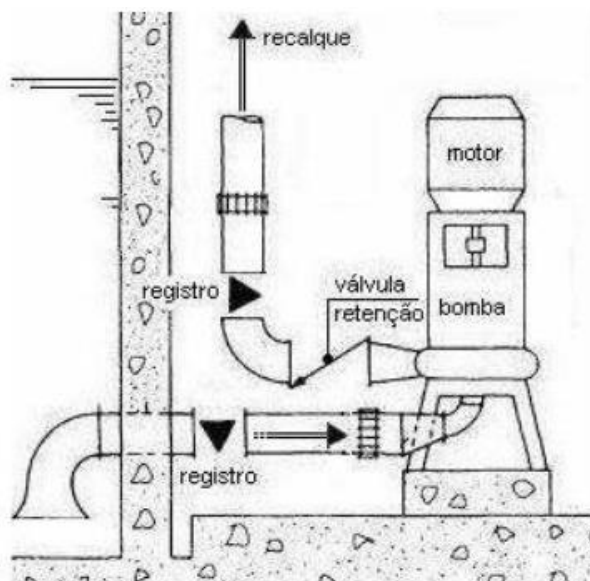


Fig.3.17 – Bomba de eixo vertical [21]

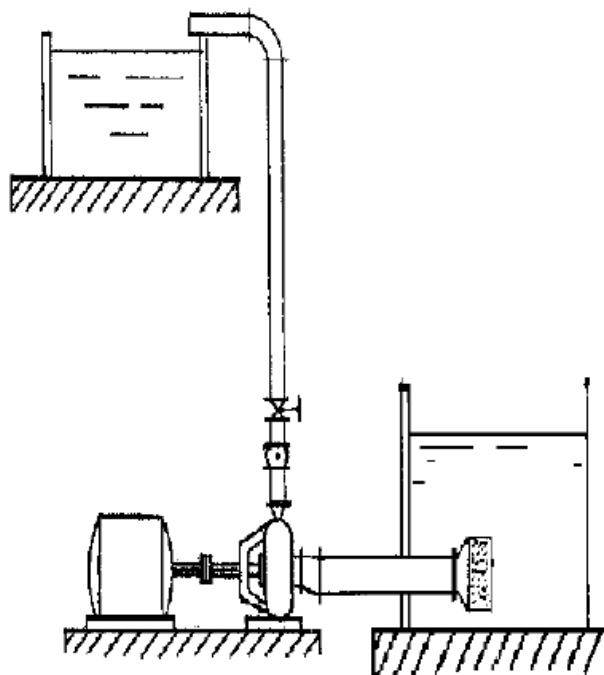


Fig.3.18 – Bomba de eixo horizontal [22]

Para além dos grupos elevatórios uma instalação elevatória pode incluir os seguintes componentes principais [20]:

- Obra de entrada;
- Câmara de aspiração;
- Tubagens e acessórios;
- Equipamentos de proteção, comando e controlo.

A entrada dos caudais afluentes pode ser direta, ligando o coletor afluente diretamente à câmara de aspiração, mas normalmente é realizada uma obra de entrada, que é uma câmara onde se instalam dispositivos destinados a reter os materiais sólidos transportados ou a triturar os de maiores dimensões, evitando entupimentos e erosões, por atrito, nas bombas e nas condutas. Usualmente são

instaladas grades, cujo espaçamento entre barras depende do diâmetro da conduta elevatória, podendo também ser instalados trituradores e desarenadores [17].

A câmara de aspiração é um órgão importantíssimo das instalações elevatórias. Na definição da capacidade útil desta câmara deve ter-se em conta os caudais afluentes e os caudais de elevação dos grupos instalados, bem como o tempo de retenção dos caudais na câmara. A necessidade de garantir a regularização dos caudais afluentes, obriga a reservar um volume mínimo útil para a câmara de aspiração.

Atendendo à agressividade do meio é necessário utilizar material resistente. Frequentemente utiliza-se tubagem metálica dotada de flanges, de ferro fundido dúctil ou aço, convenientemente protegidos, no interior e no exterior, com pintura à base de resinas epoxídicas ou asfalto. A instalação deve ter uma descarga de emergência, a localizar imediatamente acima do nível máximo atingível, que funcionará, por exemplo, no caso de um corte de energia [17].

Um aspeto importante, e que não deve ser descurado, é a ventilação, já que há sempre uma percentagem de águas residuais que ficam retidas e entram em decomposição libertando gases tóxicos. Basta instalar um tubo com ligação à atmosfera para providenciar o arejamento. A instalação é também equipada com válvulas de retenção e de seccionamento por cada bomba ou grupo elevatório.

4

DIMENSIONAMENTO DE REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

4.1. DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

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

A precipitação apresenta uma grande variabilidade espacial e temporal e as bacias de drenagem em zonas urbanas são de características muito variadas, nomeadamente em termos de impermeabilidade de superfícies e dimensões.

Estes caudais podem ser calculados recorrendo a métodos simplificados ou métodos mais elaborados baseados em formulações mais ou menos complexas.

Em Portugal, para o cálculo de caudais pluviais em áreas urbanas utiliza-se quase exclusivamente um método simplificado, conhecido como método racional.

Este método deve apenas ser aplicado em bacias urbanas com áreas relativamente pequenas, na ordem dos 30 km², devido às simplificações utilizadas. A generalidade das bacias e sub-bacias urbanas têm pequenas áreas e por isso é legítimo utilizar este método.

Em bacias rurais ou de grandes dimensões devem ser utilizados métodos mais sofisticados para a determinação dos caudais de ponta pluviais, que considerem outros fatores.

Das metodologias existentes, salienta-se o método do Soil Conservation Service (SCS), que considera a capacidade de retenção da bacia e a variação da intensidade de precipitação.

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

4.1.1. MÉTODO RACIONAL

A utilização do método racional requer o conhecimento da área e dos tipos de ocupação e solo da bacia de drenagem, do tempo de concentração e das curvas IDF para o período de retorno pretendido. O método racional é expresso pela equação (4.1):

$$Q_p = CIA \quad (4.1)$$

Sendo,

Q_p – Caudal de ponta (m^3/s)

C – Coeficiente de escoamento

I – Intensidade de precipitação (m/s)

A – Área da bacia de drenagem (m^2)

Os seguintes pressupostos são inerentes ao uso desta fórmula:

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

Apesar de este método ser de grande utilidade há que ter em conta as suas limitações, que derivam das simplificações consideradas.

Em termos hidrológicos admite-se que a precipitação é invariável no espaço e no tempo, que como se sabe não se verifica, que a relação entre precipitação e escoamento é linear e traduzida pelo coeficiente de escoamento, que também não se verifica, já que C aumenta com a intensidade de precipitação. Os fenómenos de infiltração e retenção não são considerados. Por exemplo, se ocorrerem duas chuvadas separadas por um curto espaço de tempo, a infiltração durante a segunda será menor, devido à água que se infiltrou durante a primeira chuvada.

Em termos hidráulicos considera-se que o caudal de ponta só ocorre quando toda a bacia está a contribuir para o escoamento, o que pode não se verificar.

4.1.2. TEMPO DE RETORNO

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

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

Existe o risco de o caudal associado a um período de retorno ser excedido num certo intervalo de tempo. Esse risco pode ser calculado pela fórmula (4.2):

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^C \quad (4.2)$$

Sendo,

R – Risco

T – Tempo de retorno

C – Intervalo de tempo

O risco calculado vem sob a forma de probabilidade, estando portanto entre 0 e 1.

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

No cálculo de sistemas de drenagem de águas pluviais, os períodos de retorno a considerar para o cálculo da intensidade de precipitação são de 5 ou 10 anos.

4.1.3. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração t_c , é o tempo necessário para que uma gota de água caída no ponto hidráulicamente mais afastado da bacia atinja a secção em estudo.

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

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

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

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

O tempo de concentração considerado para o dimensionamento de redes de drenagem de águas pluviais é igual à soma do tempo inicial com o tempo de percurso. O tempo inicial varia entre os 5 min em zonas inclinadas e com grande densidade de sumidouros ou sarjetas, e os 15 min em zonas planas com pequena densidade de dispositivos de entrada.

4.1.4. INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO

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

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

O Regulamento português estabelece que para o cálculo da intensidade de precipitação, se deve recorrer às curvas de IDF que permitem obter um valor em função das várias durações e para vários períodos de retorno (Fig.4.1).

Estas curvas são obtidas a partir da análise estatística de séries históricas de registo de precipitações para um elevado número de anos.

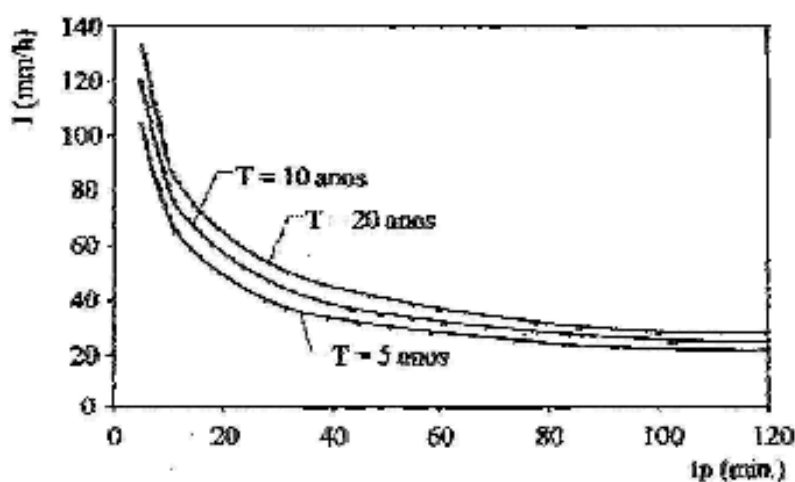


Fig.4.1 – Aspectos das curvas IDF [23]

Em Portugal, a fórmula que permite traçar as curvas IDF é a equação (4.3):

$$I = a \times tp^b \quad (4.3)$$

Sendo,

I – Intensidade média máxima (mm/h)

tp – Tempo de precipitação (min)

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

O Regulamento distingue para Portugal continental três regiões pluviométricas distintas, A, B e C.

Os concelhos incluídos nas diferentes regiões pluviométricas estão indicados no anexo IX do Regulamento, mas pode-se dizer o seguinte:

- A região A inclui a generalidade do país;

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

Na figura 4.2, que representa parte do anexo IX do Regulamento, estão assinaladas as três regiões pluviométricas em Portugal continental e os respetivos parâmetros a e b para diferentes tempos de retorno usualmente considerados.

O valor destes parâmetros pode também ser calculado por ajuste das expressões de Valente Neves. As expressões são as seguintes:

$$a = k \times (1.505 - T^{-0.27}) \quad (4.4)$$

$$b = 1.424 \times T^{0.012} - 2.013 \quad (4.5)$$

Sendo,

T – Tempo de retorno

K – 300 para a região A, 340 para a região B, 360 para a região C

A altura de precipitação pode ser calculada através da expressão (4.6):

$$h = I \times tp \quad (4.6)$$

Sendo,

h – Altura de precipitação no tempo tp (mm)

I – Intensidade de precipitação (mm/h)

tp – Tempo de precipitação (h)

A partir de uma precipitação, h1, relativa a um tempo de precipitação t1, podemos obter uma altura de precipitação, h2, relativa a um tempo de precipitação t2 através da relação (4.7):

$$\frac{h_1}{h_2} = \left(\frac{t_1}{t_2} \right)^{b+1} \quad (4.7)$$

Como foi referido, as curvas IDF são obtidas através do tratamento estatístico dos registos históricos de precipitações num elevado número de anos, mas só são adequadas para bacias de áreas relativamente pequenas, como é o caso das bacias urbanas.

Para grandes bacias ou para situações em que o tempo de precipitação é maior que 120 minutos é necessário recorrer aos registos de pluviosidade dos postos udométricos e tratar estatisticamente os valores de precipitação obtidos e obter novas curvas IDF.

Saliente-se que os registos de pluviosidade nos postos udométricos estão disponíveis via internet na página do SNIRH.

Os registos obtidos nos ditos postos são de precipitações diárias máximas anuais, havendo um pequeno número de postos que permitem medições de precipitações com duração inferior a um dia. Os dados acessíveis ao público em geral e à comunidade científica e técnica, não contemplam precipitações com durações inferiores a 24 horas, o que seria importante para estudos de maior rigor.

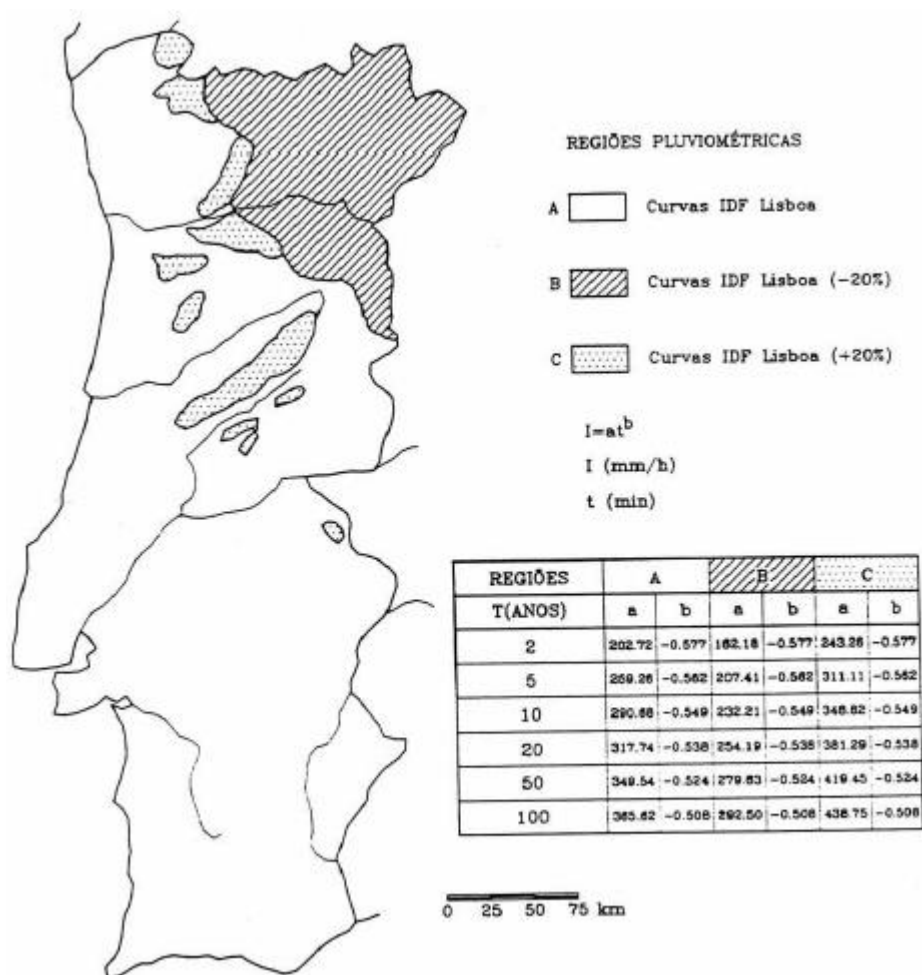


Fig.4.2 – Regiões pluviométricas e parâmetros A e B para diferentes tempos de retorno

4.1.5. COEFICIENTE DE ESCOAMENTO

O coeficiente de escoamento é definido pelo quociente entre a altura eficaz ou útil de precipitação e a altura total de precipitação, isto é, a percentagem de água precipitada que dá origem a escoamento.

O coeficiente de escoamento pode ser estimado diretamente a partir do ábaco fornecidos no anexo X do Regulamento. Observando a figura 4.3, na qual está representado o ábaco referido, verifica-se que o coeficiente de escoamento é estimado em função da percentagem de áreas impermeáveis da bacia e do valor de x_1 , que é função da inclinação do terreno e do tipo de terreno.

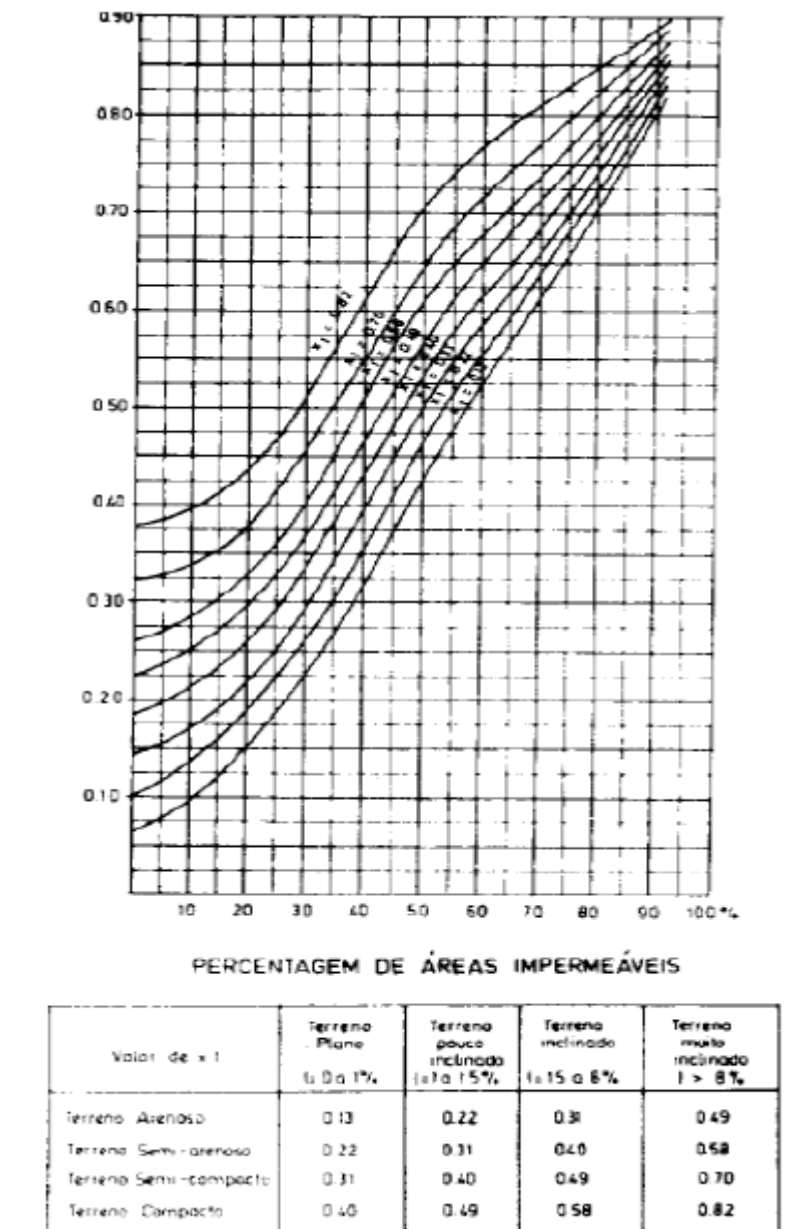


Fig.4.3 – Ábaco para o cálculo do coeficiente de escoamento [23]

Se a bacia em estudo incluir zonas com diferentes coberturas e portanto com permeabilidade diferente, deve usar-se um coeficiente ponderado, através da consideração de diferentes coeficientes para as diferentes áreas. A fórmula (4.8) permite efetuar essa ponderação, obtendo-se assim um coeficiente médio para a área em estudo:

$$C_m = \frac{\sum C_x \times A_x}{A_{total}} \quad (4.8)$$

Sendo,

C_m – Coeficiente de escoamento médio da zona em estudo

C_x – Coeficiente de escoamento da zona com características uniformes

A_x – Área da zona com características uniformes

A_{total} – Área total da bacia considerada

O valor de C_x pode ser obtido através da consulta das tabelas em anexo A1 ou A2, sendo que a primeira nos dá o valor do coeficiente tendo em conta o período de retorno escolhido.

Do intervalo de valores referido na tabela A2, devem-se utilizar os valores inferiores para o cálculo de caudais de ponta para o dimensionamento de coletores de pequeno diâmetro instalados em zonas planas e com pequena densidade urbana. Os valores superiores consideram-se para o dimensionamento de coletores de maior dimensão e em zonas com maior densidade urbana, e nas quais os riscos de inundação são elevados.

4.2. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DA REDE DE DRENAGEM SUPERFICIAL

4.2.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Nesta fase de conceção da rede de drenagem o objetivo é posicionar as sarjetas ou sumidouros de modo a que a água proveniente dos lotes, das caleiras e tubos de queda ou logradouros, parques ou zonas verdes, e a água que cai diretamente nos arruamentos seja encaminhada para os dispositivos de entrada nas condições que o Regulamento impõe. As condições que o Regulamento, no **artigo 165º**, estabelece para o **dimensionamento da rede superficial** são as seguintes:

- a) Critério de não transbordamento;
- b) Critério de limitação da velocidade;
- c) Critério de limitação da largura da lâmina de água na valeta junto ao lancil.

O critério de não transbordamento define que a altura máxima da lâmina de água junto ao passeio deve ser a altura do lancil deduzida de 2 cm.

O critério de limitação da velocidade estabelece que a velocidade do escoamento superficial deve ser inferior a 3 m/s para evitar desgaste do pavimento.

O critério de limitação da largura da lâmina de água define uma largura máxima de 1 m de água na valeta junto ao lancil do passeio.

4.2.2. CAUDAL ESCOADO NAS VALETAS

O primeiro passo para o dimensionamento da rede de drenagem superficial é calcular o caudal escoado nas valetas.

Como o escoamento nas valetas se processa em regime de superfície livre, utiliza-se uma fórmula de resistência, usualmente a de Manning-Strickler, que relaciona a velocidade do escoamento com as características do canal onde este se desenvolve, neste caso as valetas. A fórmula é a seguinte:

$$v = k_s \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (4.9)$$

Sendo,

v – Velocidade (m/s)

k_s – Coeficiente de Manning (m^{1/3}/s)

R – Raio hidráulico (m)

i – Inclinação longitudinal (sob a forma de dízima)

Como,

$$Q = v \times S \quad (4.10)$$

Sendo,

Q – Caudal (m³/s)

v – Velocidade (m/s)

S – Secção do escoamento (m²)

Podemos então escrever a fórmula de Manning-Strickler em função do caudal da seguinte forma:

$$Q = k_s \times S \times R^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (4.11)$$

Para uma valeta de secção triangular (Fig.4.4), que é a mais usual em arruamentos urbanos temos:

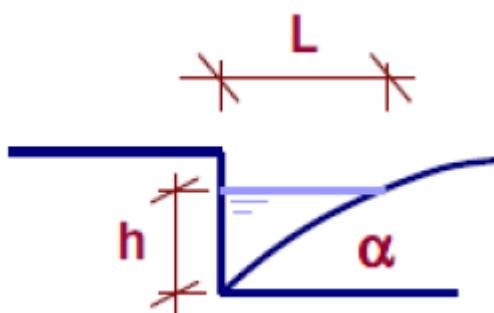


Fig.4.4 – Valeta de secção triangular [23]

Substituindo na equação (4.11) os valores de S e R, obtém-se o seguinte:

$$Q = K_s \left(\frac{L \frac{tg \alpha}{2}}{tg \alpha + \sqrt{tg^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{L^2 tg \alpha}{2} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (4.12)$$

Sendo,

Q – Caudal (m³/s)

K_s – Coeficiente de Manning (m^{1/3}/s)

L – Largura da lâmina de água (m)

tg α – Inclinação transversal do arruamento (sob a forma de dízima)

i – Inclinação longitudinal (sob a forma de dízima)

Temos então uma equação para o cálculo do caudal pluvial em função da inclinação transversal do arruamento, tg α, do coeficiente de Manning, K_s, da inclinação longitudinal do arruamento, i, e da largura da lâmina líquida de água, L.

Aplicando um dos critérios de dimensionamento, o da limitação da largura da lâmina de água a 1 m, podemos calcular o caudal escoado na valeta, já que os valores de K_s, tg α e i são conhecidos.

Os valores habituais de K_s e tg α são, respetivamente, 60 m^{1/3}s⁻¹ e 0.025. Substituindo estes valores na expressão 4.11, obtemos uma equação que permite calcular o caudal nas valetas para cada troço de arruamento de inclinação i. Essa expressão é:

$$Q = 0.04 L^{\frac{8}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (4.13)$$

Basta agora substituir L por 1 e i pela respetiva inclinação do troço pretendido e obtém-se o caudal escoado na valeta de modo que a largura da lâmina líquida não ultrapasse 1 m.

4.2.3. ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE SARJETAS/SUMIDOUROS

O passo seguinte no dimensionamento da rede de drenagem superficial é calcular o espaçamento entre sarjetas/sumidouros. Este espaçamento é calculado de modo a que a água seja drenada dentro das condições regulamentares.

Portanto, conhecido o caudal escoado na valeta em cada troço de arruamento e substituindo esse valor na fórmula racional, equação (4.1), e calculando o valor da intensidade de precipitação, I, e do coeficiente de escoamento, C, calcula-se a área máxima de drenagem, A, de cada sumidouro/sarjeta. Este valor de A é a área máxima que os sumidouros podem drenar tendo em conta o valor máximo de 1 m de largura do escoamento na valeta.

Para o cálculo da intensidade de precipitação recorre-se à fórmula 4.3. Como foi anteriormente referido o tempo de precipitação, tp, é considerado igual ao tempo de concentração, que por sua vez é igual ao tempo inicial mais o tempo de percurso, mas no caso da rede superficial o tempo de percurso é zero. Logo, o tempo de precipitação a utilizar será entre 5 min e 15 min. Habitualmente usa-se um valor de 10 min.

Para calcular os parâmetros a e b , é necessário definir um tempo de retorno. No dimensionamento da rede superficial é prática comum escolher um valor de T igual a 5 anos. Recorrendo ao anexo IX do Regulamento, ou às expressões de Valente Neves, e conhecida a região pluviométrica onde se insere a rede, obtém-se facilmente esses parâmetros.

Temos então todos os dados necessários para calcular a intensidade de precipitação.

Quanto ao coeficiente de escoamento, recorre-se a um dos métodos mencionados anteriormente. Ou diretamente do ábaco do anexo X do Regulamento, ou consultando uma das tabelas A1 ou A2 para calcular um coeficiente ponderado em função das áreas de diferente permeabilidade.

Tipicamente, a área de drenagem associada a cada sarjeta/sumidouro é constituída por metade do arruamento e pela faixa adjacente, que pode ser constituída por edifícios, zonas verdes, parques, etc., e que está representada esquematicamente, a tracejado, na figura 4.5.

O valor da largura dessa área a drenar, B , representada na figura 4.5, é conhecido, e portanto, dividindo o valor de A calculado pela fórmula racional, por B , obtém-se o valor máximo do espaçamento entre sarjetas/sumidouros, D .

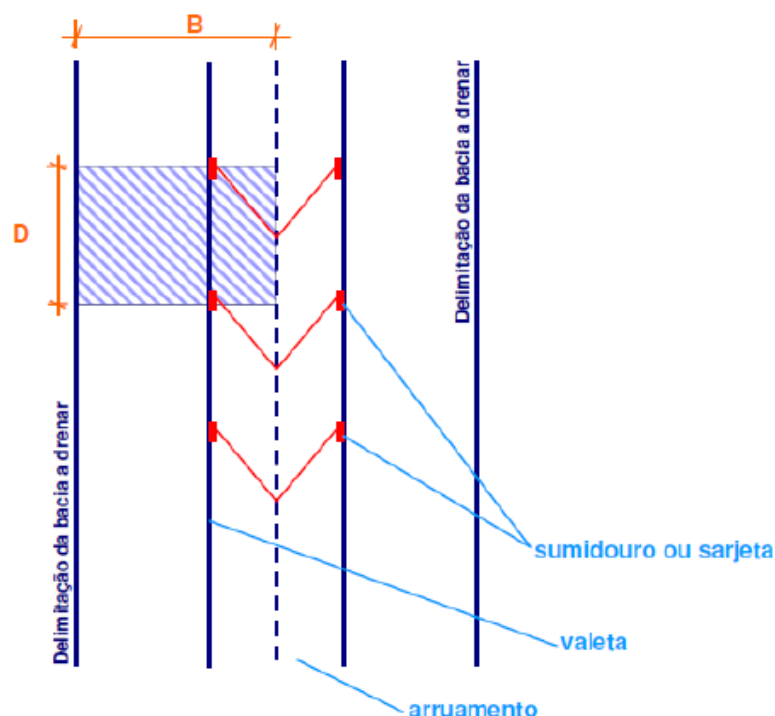


Fig.4.5 – Área a drenar por cada sumidouro/sarjeta [28]

Após este cálculo podem agora posicionar-se os sumidouros ou sarjetas de acordo com as regras de implantação referidas em 3.3.2.1, e com o espaçamento máximo, D .

4.2.4. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DO ESCOAMENTO NAS VALETAS

Definido o posicionamento dos órgãos de entrada, é possível agora fazer a verificação hidráulica do escoamento nas valetas, nomeadamente no que diz respeito aos três critérios enunciados em 4.2.1.

Para verificar estes três critérios, calcula-se em primeiro lugar a área de influência de cada dispositivo de entrada. Conhecidos os valores de C e I , anteriormente calculados, recorre-se novamente à equação 4.1 para calcular o caudal que vai ser drenado por cada sarjeta ou sumidouro.

Conhecido o caudal afluyente a cada sumidouro ou sarjeta e a inclinação longitudinal dos arruamentos, pode-se agora calcular o valor de L recorrendo à expressão (4.13). Se o valor de L for inferior a 1 m,

para todos os troços de arruamento entre sumidouros ou sarjetas, então o critério da largura máxima da lâmina de água é cumprido.

O valor da altura de água junto ao lancil, H , pode ser obtida por uma simples relação geométrica com L e α . Sendo:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} \Leftrightarrow H = L \times \operatorname{tg} \alpha \quad (4.14)$$

Para que o critério de não transbordamento seja cumprido, H tem que ser menor que a altura do lancil deduzida de 2 cm.

Por último falta verificar o critério da velocidade máxima de 3 m/s. A velocidade calcula-se através da equação (4.10). O caudal já foi calculado e a secção do escoamento calcula-se facilmente através da expressão:

$$S = \frac{L \times H}{2} \quad (4.15)$$

O critério da velocidade máxima é então verificado se a velocidade em todos os troços for inferior a 3 m/s. Normalmente, os resultados são organizados numa tabela como a que a seguir se apresenta:

Tabela 4.1 – Tabela tipo de apresentação de resultados da verificação de escoamento nas valetas

Troço	CA	tp	I	Q	i	L	H	V
1								
2								

Caso algum dos critérios não seja verificado é necessário reposicionar as sarjetas ou sumidouros. Analisando as expressões utilizadas nos cálculos, nomeadamente as expressões 4.1 e 4.12, pode-se facilmente concluir que uma diminuição do espaçamento entre sumidouros ou sarjetas permite baixar os valores de L , H e V .

4.3. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DA REDE DE COLETORES

4.3.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Depois de definida a rede superficial é necessário dimensionar a rede subterrânea, isto é, a rede de coletores. Estes são os elementos principais da rede de drenagem de águas pluviais, e guiam a água recolhida nos dispositivos de entrada para o local onde será descarregada ou armazenada.

Nas redes de drenagem, os coletores estão sempre associados às câmaras ou caixas de visita, essencialmente para permitir o acesso aos coletores para operações de manutenção.

Em primeiro lugar deve ser definido o posicionamento das câmaras obedecendo às regras estabelecidas em 3.3.4.1. Deve minimizar-se o número destes dispositivos, já que estes aumentam o custo global da rede, e portanto deve estabelecer-se uma distância entre estas o mais perto possível da distância máxima admissível. Os coletores ficam também posicionados em planta, unindo as câmaras de visita.

O dimensionamento dos coletores deve ser feito obedecendo aos critérios regulamentares, de modo a que o funcionamento hidráulico-sanitário seja adequado.

O Regulamento estabelece no **artigo 133º** as seguintes regras para o **dimensionamento hidráulico** dos coletores:

- a) A velocidade máxima nos coletores pluviais não deve exceder os 5 m/s;
- b) A velocidade mínima nos coletores pluviais não deve ser inferior a 0.9 m/s;
- c) Se não for possível cumprir o limite de velocidade mínima, devem estabelecer-se inclinações que permitam que essa velocidade seja cumprida para o caudal de secção cheia;
- d) Nos coletores pluviais, a altura da lâmina líquida para a velocidade máxima deve ser igual à altura total;
- e) A inclinação dos coletores deve situar-se entre 0.3% e 15%;
- f) Admitem-se inclinações inferiores a 0.3%, desde que sejam garantidos o rigor do nivelamento, a estabilidade do assentamento e o poder de transporte;
- g) Se houver necessidade de inclinações superiores a 15%, devem prever-se dispositivos de ancoragem para os coletores.

4.3.2. RELAÇÕES GEOMÉTRICAS EM COLETORES CIRCULARES

Nos sistemas de drenagem de águas pluviais, os coletores funcionam em regime de superfície livre e como tal, pode-se usar a fórmula de resistência de Manning-Strickler, equação (4.9), para o cálculo da velocidade nos coletores.

O cálculo da secção molhada, A , e do raio hidráulico, R , no caso de secção cheia ou meia cheia é simples, mas em casos intermédios é necessário recorrer a relações geométricas com o ângulo θ , que por sua vez se relaciona com a altura de água, y . P representa o perímetro molhado e d o diâmetro do coletor. (Ver símbolos na figura 4.6)

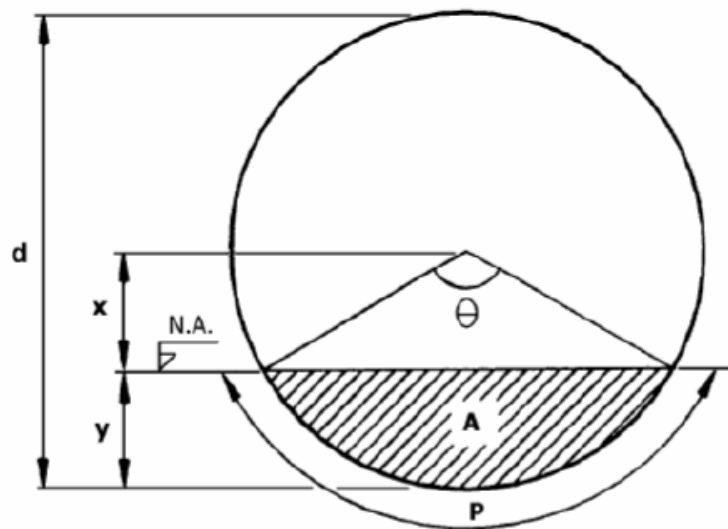


Fig.4.6 – Coletor circular com secção parcialmente cheia [29]

A partir de aqui representar-se-á os cálculos relativos à secção cheia com o índice 0.

Apresentam-se de seguida algumas relações que serão úteis para o dimensionamento e verificação hidráulica dos coletores utilizando a simbologia presente na figura 4.6.

$$\text{Velocidade com secção cheia} - v_0 = k_s \times \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}} \quad (4.16)$$

$$\text{Caudal com secção cheia} - Q_0 = v_0 \times \left(\frac{\Pi \times d^2}{4}\right) \quad (4.17)$$

$$\theta = 2 \times \arccos\left(1 - \frac{2 \times y}{d}\right) \text{ ou } \frac{y}{d} = \frac{1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)}{2} \quad (4.18)$$

$$A = \frac{\theta - \sin\theta}{8} \times d^2 \quad (4.19)$$

$$R = d \times \frac{\theta - \sin\theta}{4 \times \theta} \quad (4.20)$$

4.3.3. RESOLUÇÃO GRÁFICA E FÓRMULAS APROXIMADAS

O dimensionamento de coletores é um processo iterativo. Começa-se com o diâmetro e inclinação mínimos, e verifica-se se as condições de escoamento estão dentro dos limites regulamentares. Caso esses limites não sejam cumpridos, vão-se ajustando os diâmetros e inclinações dos coletores até que as cláusulas regulamentares sejam cumpridas.

A determinação das condições de escoamento nos coletores pode ser feita por dois processos:

- Graficamente, através de um ábaco;
- Por fórmulas aproximadas.

4.3.3.1. Resolução gráfica

A resolução por via gráfica é feita recorrendo à utilização de um ábaco como o da figura 4.7:

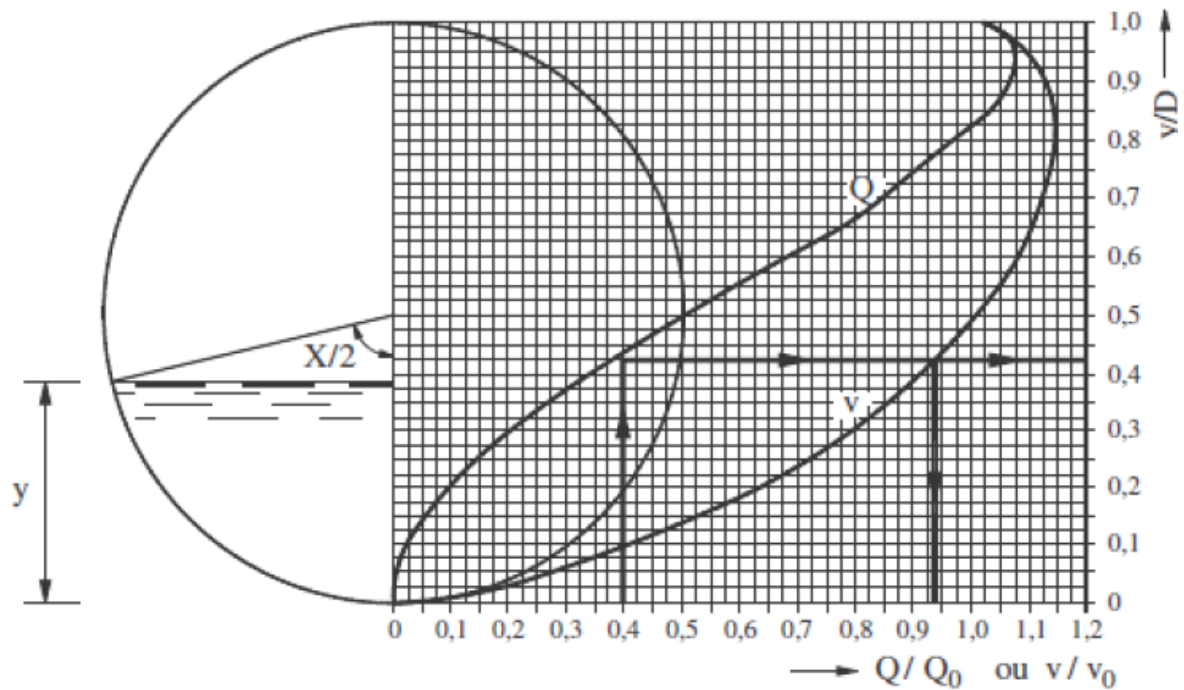


Fig.4.7 – Ábaco para determinação das condições de escoamento em coletores circulares [14]

O primeiro passo é determinar v_0 e Q_0 , utilizando as equações (4.16) e (4.17).

Seguidamente calcula-se a relação Q/Q_0 e marca-se o valor no eixo das abcissas do ábaco.

Por fim, basta seguir o percurso das setas indicadas no ábaco e obtém-se v/v_0 em abcissas e y/d em ordenadas.

Como se pode verificar por uma simples observação do gráfico, o valor do caudal máximo não ocorre para a secção cheia mas sim quando $y/d=0.94$. Outro aspeto que se pode constatar do ábaco é que a velocidade máxima ocorre para um valor de y/d próximo de 0.81.

4.3.3.2. Fórmulas aproximadas

As fórmulas de Malafaya-Proença pretendem traduzir analiticamente as curvas do ábaco da figura 4.7.

Representando a relação Q/Q_0 por q , temos:

$$\text{Para } q < 1 \quad \frac{y}{d} = 0.603 \times q^{0.466} \times \ell^{(0.282 \times q)} \quad (4.21)$$

$$\text{Para } q > 1 \quad \frac{y}{d} = 0.921 \pm 0.046 \times (46.887 - 43.449 \times q)^{\frac{1}{2}} \quad (4.22)$$

Quando q é superior a 1, temos 2 soluções possíveis, como se vê na equação (4.22) e se confirma no ábaco da figura 4.7.

4.3.4. CÁLCULO E VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA DE COLETORES

Nesta fase, a rede superficial já está dimensionada e portanto os sumidouros/sarjetas já estão posicionados. Os coletores e as caixas de visita também já têm a sua posição em planta definida.

O esquema em planta da rede de drenagem será algo como o que está representado na figura 4.8.

Na rede representada na figura 4.8, temos duas câmaras de visita, 1 e 2, e dez sumidouros, cinco de cada lado do arruamento. Verifica-se que a área A_1 contribui para o caudal afluente ao primeiro par de sumidouros, a área A_2 para o segundo par de sumidouros e a área A_3 para o terceiro par de sumidouros.

A análise do escoamento nos coletores é feita entre secções de confluência de coletores de ligação de sarjetas/sumidouros.

Seguidamente referem-se os passos para o cálculo hidráulico dos coletores.

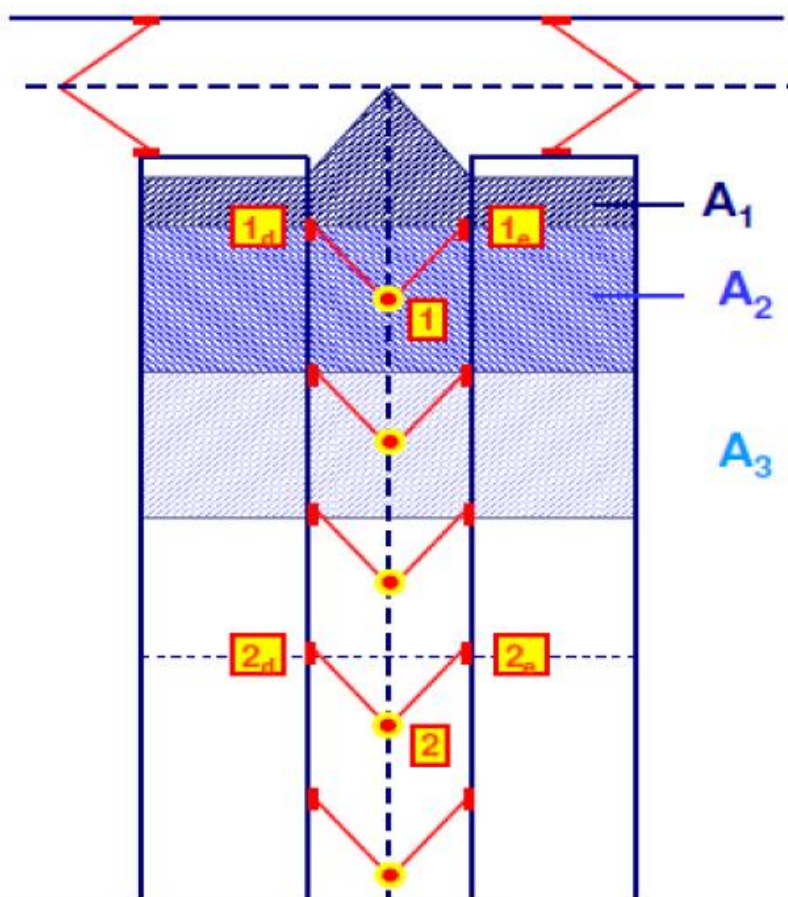


Fig.4.8 – Esquema, em planta, de uma rede de drenagem [23]

O primeiro passo é calcular o caudal afluente aos coletores através da fórmula racional (4.1).

O valor de CA de cada troço é igual ao somatório dos CA's a montante, já calculados na análise do escoamento superficial. No primeiro troço da rede representada, entre a câmara de visita 1 e a primeira caixa de ligação esse valor é igual a $C1A1$, no segundo troço, entre a primeira e a segunda caixa de ligação o valor de CA é igual a $C1A1$ mais $C2A2$, e assim sucessivamente para os troços seguintes.

Para o cálculo da intensidade de precipitação é necessário definir os tempos de percurso. O tempo de percurso pode ser calculado pela fórmula (4.23):

$$T_{percurso} = \frac{L}{v} \quad (4.23)$$

Sendo,

L – Comprimento do troço anterior (m)

v – Velocidade do escoamento no troço anterior (m/s)

Nos troços de cabeceira o tempo de precipitação será igual ao tempo inicial, ou seja 10 min, mas nos restantes é igual a Σt_{total} do troço anterior, sendo para cada troço:

$$\Sigma t_{total} = t_{inicial} + t_{percurso} \quad (4.24)$$

Quando a montante de um troço afluem mais do que um troço, ao $t_{inicial}$ deverá corresponder o maior dos Σt_{total} dos troços a montante. Determinados os Σt_{total} para cada troço poderá calcular-se a intensidade de precipitação, I, e posteriormente o caudal, Q, em cada troço de coletor.

Conhecidos os caudais, podemos passar ao dimensionamento hidráulico propriamente dito. Começa-se por arbitrar a inclinação do coletor igual à inclinação do terreno, para minimizar volumes de escavação. Começa-se por um diâmetro mínimo de 200 mm.

Seguidamente seguem-se os passos, troço a troço:

- Começa-se por calcular o caudal de secção cheia, Q_0 , recorrendo à equação 4.17;
- Seguidamente calcula-se q, e através do ábaco da figura 4.7 ou recorrendo às fórmulas de Malafaya-Proença, (4.21) e (4.22) calcula-se a relação y/d;
- Utilizando as equações (4.18) e (4.19) calcula-se o ângulo θ e a secção molhada, A;
- Pode agora aplicar-se a equação (4.10) para calcular v, velocidade do escoamento, e calcular para a secção cheia a velocidade v_0 .

Para que os critérios regulamentares sejam cumpridos a velocidade do escoamento deve estar entre 0.9 m/s e 5m/s. Se a velocidade for inferior a 0.9 m/s mas v_0 for superior a esse valor, então não é necessário mudar inclinações e diâmetros. Caso alguma destas condições não seja cumprida, é necessário alterar inclinações ou diâmetros e recomeçar o processo.

Tal como para o escoamento superficial, também é prática corrente usar uma tabela para organizar os resultados do dimensionamento e verificação hidráulica.

Tabela 4.2 – Tabela tipo de apresentação de resultados da verificação de escoamento nos coletores

Troço	CA	t_{per}	$t_{inicial}$	Σt_{total}	I	Q	i	d	Q	Q_0	q	y/d	θ	A	v	A_0	V_0
1																	
2																	

5

MEDIDAS PARA REDUÇÃO DOS CAUDAIS PLUVIAIS

5.1. INTRODUÇÃO

Os caudais pluviais em excesso podem dar origem a um conjunto de problemas bem conhecidos, entre os quais as cheias urbanas. Para a sua geração muito contribui a impermeabilização de zonas naturais, quer seja para fins habitacionais, quer comerciais, industriais, circulação viária, etc. As grandes superfícies comerciais com grandes parques de estacionamento são um exemplo preocupante dessa situação. As alterações introduzidas nos hidrogramas de cheia por esses aumentos de impermeabilização estão esquematicamente representadas na Figura 5.1, traduzindo-se essencialmente no seguinte:

- Aumento do volume de cheia, pelo facto de o coeficiente de escoamento passar a ser maior;
- Antecipação da ponta de cheia, resultante do aumento da velocidade de escoamento;
- Aumento dos caudais, pela conjugação dos efeitos acima referidos.

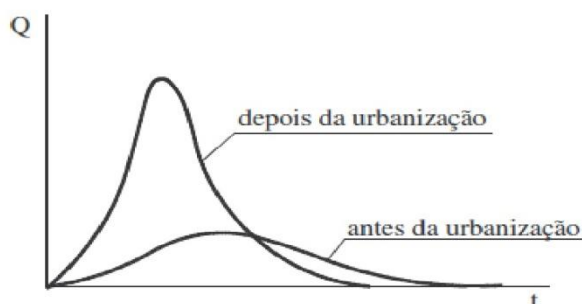


Fig.5.1 – Efeito da urbanização sobre os caudais de cheia [14]

Em termos de abrangência as medidas para a redução de caudais pluviais em sistemas urbanos podem ser:

- Ao nível local (controlo na fonte);
- Ao nível das sub-bacias de drenagem (micro-drenagem);
- Ao nível das bacias dos meios recetores (macro-drenagem).

Neste capítulo não serão abordadas as medidas ao nível da macro-drenagem, devido à vastidão e complexidade do tema.

Por sua vez, as técnicas mais habituais incluem:

- Infiltração/percolação, ou
- Armazenamento temporário.

As escorrências pluviais de determinadas zonas, como arruamentos, estradas e parques de estacionamento, podem conter cargas poluidoras apreciáveis, constituindo, por vezes, a maior fonte de poluição dos meios recetores. O problema costuma ser mais sério nas primeiras chuvadas, aquelas que fazem a lavagem inicial dos pavimentos (first-flush). O Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação, do Instituto de Estradas de Portugal (IEP), sugere algumas soluções para o tratamento dessas águas, as quais passam, geralmente, por uma decantação, eventualmente seguida por outras operações. Vem isto a propósito do facto de que algumas das soluções aqui referidas, para além de cumprirem o objetivo fundamental da redução dos caudais pluviais, permitirão atenuar a poluição que os mesmos poderiam originar.

É óbvio que as técnicas baseadas na infiltração ou percolação só devem ser utilizadas no caso de solos com boa permeabilidade. O nível do lençol freático é um aspeto que também não poderá ser esquecido, se o mesmo for alto na época das chuvas, tal poderá inviabilizar a pretendida infiltração.

5.2. MEDIDAS DE CONTROLO NA FONTE

O controlo na fonte ou origem das águas pluviais têm como objetivos principais, os seguintes:

- Promover a retenção ou o armazenamento temporário da água precipitada, tendo em vista a redução de caudais de ponta do escoamento pluvial para jusante;
- Promover a infiltração no solo, quando esta é tecnicamente viável e não põe em causa aspetos de saúde pública, ambientais ou sociais, tendo em vista a redução de volumes de escoamento para jusante;
- Combinar os dois processos anteriores, contribuindo para a redução dos caudais de ponta e volumes de escoamento pluvial para jusante.

Passaremos agora em revista algumas das medidas mais correntes ao nível local, isto é, postas em prática logo na zona onde são gerados os caudais pluviais. Tal aplica-se a prédios urbanos, arruamentos, parques de estacionamento, etc., e essas medidas podem incluir, por exemplo:

- Planos de infiltração;
- Pavimentos drenantes;
- Valas de infiltração;
- Trincheiras de percolação;
- Poços de infiltração;
- Câmaras de retenção-infiltração.

5.2.1. PLANOS DE INFILTRAÇÃO

As zonas verdes, como por exemplo, jardins e parques, são exemplos típicos de soluções deste tipo. Esta solução consiste, basicamente, em integrar zonas permeáveis no seio de áreas impermeáveis e encaminhar a água para essas zonas de modo que esta se possa infiltrar naturalmente no solo e não contribuir para o escoamento superficial (Fig.5.2). Como é óbvio, quanto maior for a área da zona permeável, maior é o caudal que é possível infiltrar. Para além da área, o volume infiltrado depende também da porosidade do solo.



Fig.5.2 – Zona permeável para permitir infiltração

5.2.2. PAVIMENTOS DRENANTES

5.2.2.1. Descrição

Dentro desta categoria poderemos considerar soluções que se destinam simplesmente a permitir a infiltração da água, e outras que têm em vista alguma retenção (pavimento-reservatório).

O pavimento drenante possui as mesmas funções urbanísticas do pavimento convencional com a diferença de que tem a propriedade de reduzir o escoamento superficial das águas pluviais. No pavimento drenante parte ou a totalidade da água que escoar é absorvida, armazenada e infiltrada no terreno. Com a utilização deste tipo de solução é possível reduzir os picos de cheia e o volume do escoamento pluvial, reduzindo os impactos da urbanização sobre o sistema de drenagem. A utilização do pavimento permeável tem-se mostrado vantajosa também sob o aspeto económico. Os custos adicionais de construção e manutenção, em relação aos pavimentos convencionais, são geralmente compensados pela redução dos custos do sistema de drenagem, já que os caudais gerados são menores.

Os pavimentos permeáveis são constituídos de uma camada superior de revestimento drenante, assentada sobre sucessivas camadas de material granular. Sob o revestimento é disposta uma camada filtrante (manta geotêxtil ou filtro de areia) e, a seguir, uma camada de brita com alto índice de vazios. Nas interfaces da camada de brita com o terreno natural também são utilizados filtros que evitam a migração dos finos do solo para a base do pavimento. A base de brita, além da sua função mecânica, funciona como um reservatório de amortecimento de águas pluviais. Retém a água absorvida pelo revestimento, armazenando-a até que seja totalmente infiltrada no solo. Na figura 5.3 apresenta-se uma representação esquemática de um pavimento drenante.

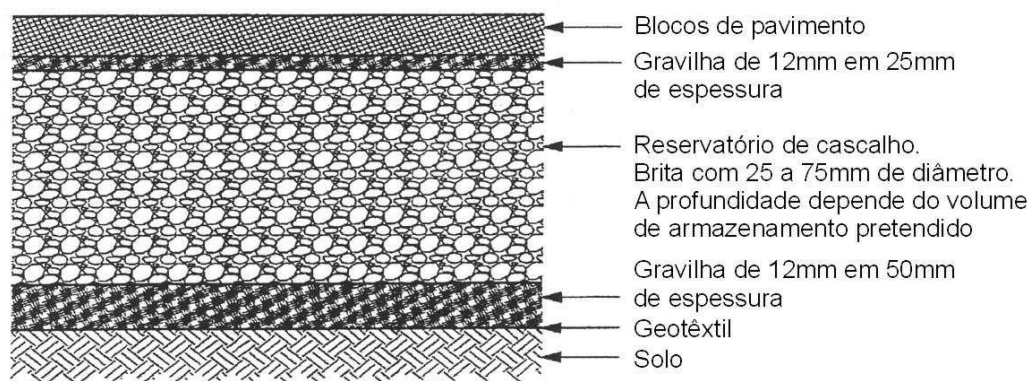


Fig.5.3 – Pavimento drenante/reservatório [14]

5.2.2.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Reduzem ou eliminam a necessidade de outras técnicas de atenuação de caudal, reduzindo o escoamento superficial;
- Os custos de construção podem ser maiores que os de um pavimento convencional, mas pode haver custos globais menores devido à redução da necessidade de sarjetas ou sumidouros;
- Efeito depurador das águas pluviais;
- Recarga de aquíferos, no caso de infiltração no solo subjacente;
- Maior segurança de condução em período de chuva.

Desvantagens:

- Solos argilosos limitam a infiltração;
- Vulnerável a efeitos de colmatção por finos;
- Maior facilidade de formação de gelo em situações de baixa temperatura;
- Manutenção mais exigente que nos pavimentos convencionais.

5.2.3. VALAS DE INFILTRAÇÃO

5.2.3.1. Descrição

São dispositivos de drenagem lateral, utilizados paralelamente às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais. Estas valas concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para uma infiltração ao longo do seu comprimento. Após uma precipitação intensa, o nível sobe e como a infiltração é mais lenta, mantém-se com água durante algum tempo. Portanto, o seu volume deve ser o suficiente para não ocorrer alagamento. Esse dispositivo funciona como um reservatório de retenção, à medida que a drenagem que escoar para a vala é superior à capacidade de infiltração. Este dispositivo permite, também, a redução da quantidade de poluição transportada a jusante. Nas figuras 5.4 e 5.5 ilustra-se esta solução:

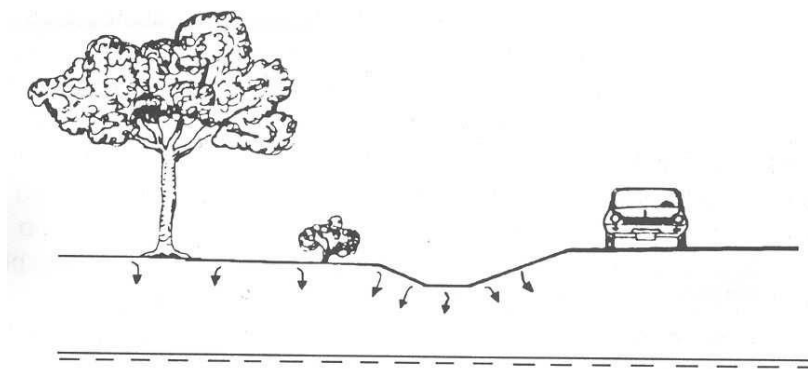


Fig.5.4 – Aspeto geral de vala de infiltração [8]

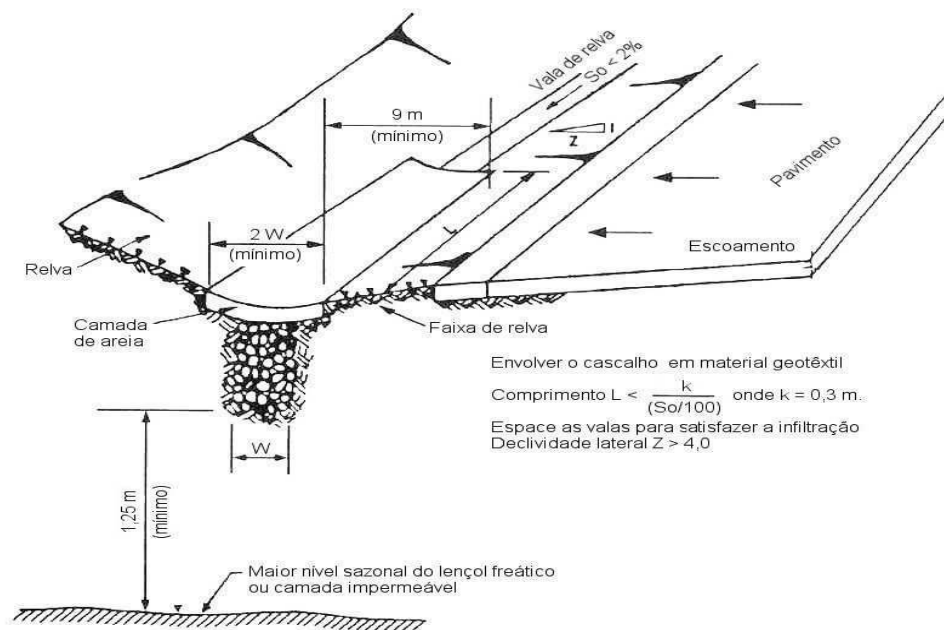


Fig.5.5 – Pormenores de vala de infiltração [14]

5.2.3.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Retém sedimentos e outros poluentes;
- Controlo do pico de cheia, reduzindo a velocidade do escoamento e promovendo a infiltração;
- No local certo, pode permitir a recarga de águas subterrâneas;
- Devido á sua natureza linear é ideal para ser instalado em estradas ou zonas residenciais.

Desvantagens:

- Se não instalado adequadamente, como por exemplo, inclinação excessiva dos taludes ou vegetação pouco densa, não remove os sedimentos e outros poluentes com eficiência;
- Exigem manutenção relativamente elevada;
- Dependendo da localização, condições e uso do solo pode haver risco de contaminação de águas subterrâneas.

5.2.4. TRINCHEIRAS DE PERCOLAÇÃO

5.2.4.1. Descrição

As trincheiras de percolação consistem, fundamentalmente, numa ou mais valas onde se instalam tubos perfurados envoltos em cascalho, e com o berço em areia. A seção retangular que constitui o núcleo do corpo da trincheira pode ser envolvida por uma camada de areia ou de geotêxtil para assegurar a filtração de matérias poluentes finas. Os tubos podem ser, por exemplo, de betão ou plástico corrugado, já perfurados na fábrica.

As trincheiras podem ser alimentadas diretamente através das escorrências pluviais ou através da rede de coletores.

A Figura 5.6 (Tucci, 1997) mostra um esquema desta solução:

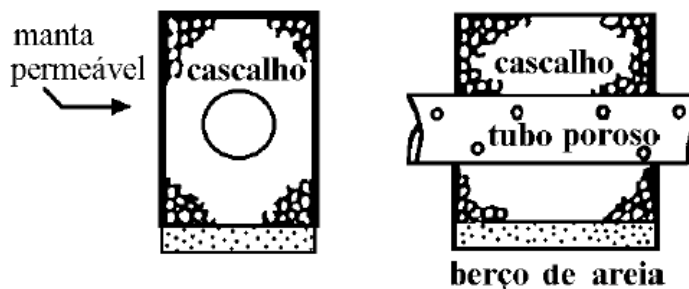


Fig.5.6 – Trincheira de percolação [8]

5.2.4.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Reduz o volume do escoamento superficial;
- Grande capacidade de absorção;
- Facilidade de execução;
- Fácil integração no tecido urbano;
- Pode ser utilizada em locais de espaço reduzido, devido ao seu tamanho reduzido.

Desvantagens:

- Dependendo da localização, condições e uso do solo pode haver risco de contaminação de águas subterrâneas;
- Suscetível de obstruções, obrigando a manutenção frequente.

5.2.5. POÇOS DE INFILTRAÇÃO

5.2.5.1. Descrição

Os poços de infiltração são infraestruturas que permitem a infiltração direta das águas pluviais no solo. Apresentam a grande vantagem de poderem ser aplicados em locais onde a camada superficial do solo é pouco permeável, como zonas urbanizadas ou terrenos superficialmente impermeáveis, mas que dispõem de boa capacidade de infiltração na camada mais profunda do solo.

Tal como nas trincheiras de infiltração, também a alimentação dos poços de infiltração pode ser feita através do escoamento superficial ou através da rede de coletores.

Os poços podem dispor ou não, no seu interior, de material de enchimento. Deste modo, assegura-se o armazenamento temporário das águas pluviais, de forma mais ou menos significativa, consoante a natureza do solo, as condições de alimentação e o tipo de enchimento (Fig.5.7).

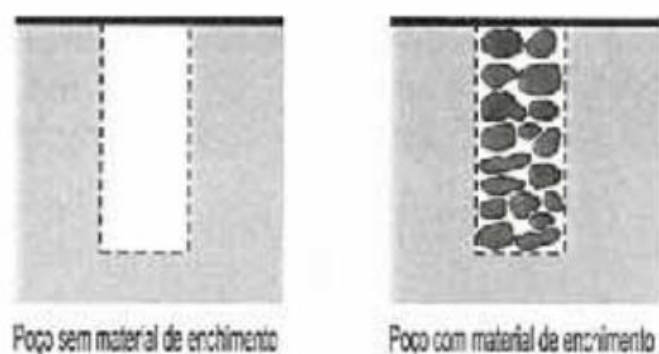


Fig.5.7 – Poços de infiltração com e sem enchimento

5.2.5.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Reduz o volume do escoamento superficial;
- Facilidade de integração no tecido urbanizado;
- Pode ser utilizada em locais de espaço reduzido, devido ao seu tamanho reduzido.

Desvantagens:

- Escala reduzida dos efeitos de armazenamento;
- Suscetível de obstruções, obrigando a manutenção frequente;
- Risco de contaminação de águas subterrâneas.

5.2.6. CÂMARAS DE RETENÇÃO/INFILTRAÇÃO

5.2.6.1. Descrição

Estes dispositivos são semelhantes às câmaras de visita, mas nestes a água infiltra-se pelo fundo e, eventualmente, por orifícios laterais. Pode ser uma solução vantajosa em termos de custos de construção mas acarreta alguns custos de manutenção devido à necessidade de limpeza periódica para evitar colmatações dos orifícios. A figura 5.8 ilustra esta solução:

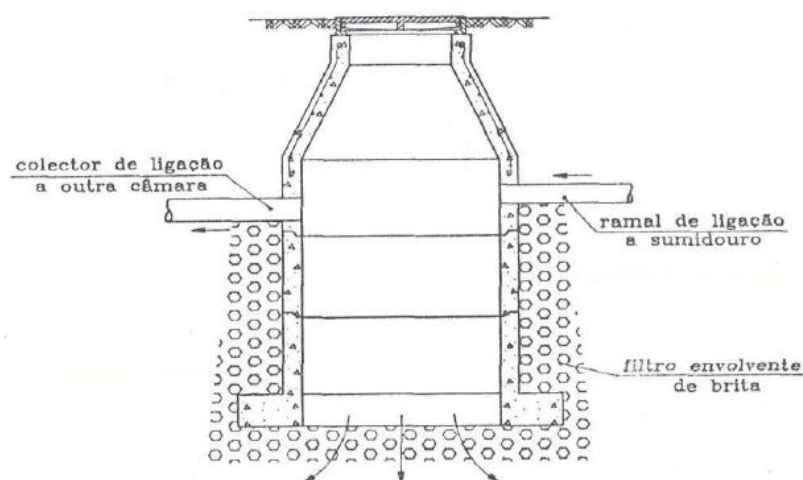


Fig.5.8 – Câmara de retenção/infiltração [14]

5.2.6.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Reduz o volume do escoamento superficial;
- Reduz o custo de redes de drenagem a jusante, infiltrando água a montante;
- Promove recarga de águas subterrâneas e escoamento de base em cursos de água próximos.

Desvantagens:

- Não se adequa a solos argilosos, siltosos, ou areno-siltosos;
- Risco de contaminação de aquíferos;
- Elevados encargos associados à exploração e manutenção;
- Elevada dificuldade de reabilitação.

5.3. MEDIDAS AO NÍVEL DAS SUB-BACIAS DE DRENAGEM

5.3.1. BACIAS DE INFILTRAÇÃO

5.3.1.1. Descrição

As bacias de infiltração são uma depressão no terreno com a finalidade de reduzir o volume das cheias, remover poluentes normalmente transportados pelas águas pluviais e promover a recarga de água subterrânea através de infiltração (Fig.5.9).

Um aspeto fundamental na sua conceção é a vegetação. É importante cobrir o topo da bacia com vegetação de raízes profundas para aumentar a capacidade de infiltração da bacia. As raízes criam pequenos canais para a água se infiltrar. Uma vegetação densa previne também contra a erosão e lavagem do fundo da bacia.

As bacias de infiltração não são adequadas para áreas que contribuam com grande quantidade de sedimentos ou sólidos em suspensão. O excesso de sedimentos pode obstruir a bacia e retirar-lhe a capacidade de armazenar e infiltrar água.

A aplicabilidade de bacias de infiltração depende de inúmeras condições no local, nomeadamente do solo, inclinação do terreno, profundidade do nível freático, profundidade do leito rochoso ou camada impermeável, área da bacia que contribui para o escoamento, uso do solo, etc.

As bacias de infiltração, infiltram uma parte dos caudais devido a precipitações, usualmente os decorrentes das primeiras chuvadas, enquanto o restante volume é desviado da bacia.

O propósito das bacias de retenção é armazenar temporariamente o escoamento superficial e permitir que este se infiltre pelo fundo e lados da bacia. Normalmente é usado um pequeno açude para desviar a água para a bacia de infiltração. Estas bacias permitem a atenuação dos picos de descarga dos volumes e o controlo do escoamento e qualidade da água. Os volumes que excedem a capacidade da bacia são conduzidos normalmente para o sistema de drenagem convencional.

A permeabilidade do solo é um fator primordial a ter em conta para averiguar se a infiltração é a solução mais adequada.

A profundidade da bacia de infiltração deve ser calculada de modo que o volume total de escoamento seja drenado em 72h. O topo da bacia deve ser o mais plana possível para permitir armazenamento e infiltração uniforme. As inclinações dos lados da bacia devem ter um máximo de 1:3 para permitir a adequada estabilidade da vegetação e facilitar operações de manutenção.

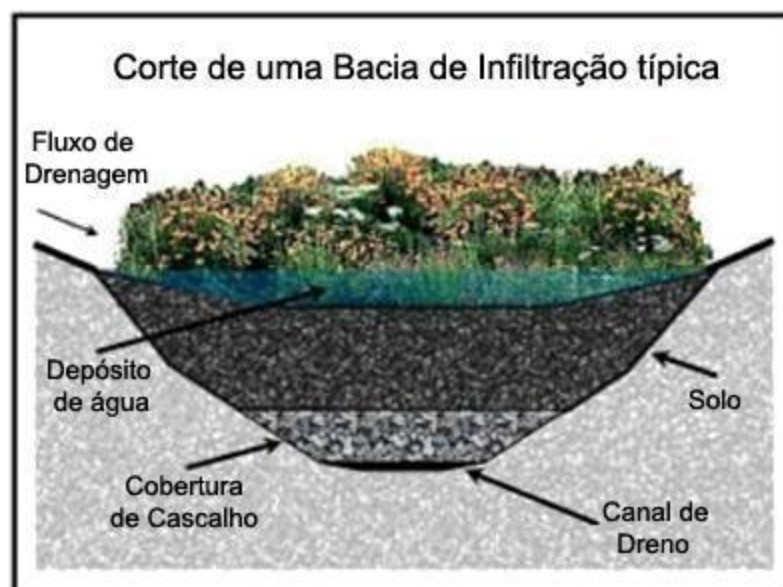


Fig.5.9 – Corte esquemático de uma bacia de infiltração [14]

5.3.1.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Reduz o escoamento superficial da área de drenagem;
- É eficaz na remoção de sedimentos finos, metais, nutrientes, bactérias e matéria orgânica;
- Previne inundações e erosões a jusante;
- Reduz o tamanho e o custo dos sistemas de drenagem a jusante, infiltrando água a montante;
- Promove a recarga de águas subterrâneas e o escoamento de base nas linhas de água próximas;
- Reduz inundações locais.

Desvantagens:

- Possível mau funcionamento, devido a localização e projeto inadequados e falta de manutenção;
- Dependendo das condições do solo e profundidade das águas subterrâneas, existe o risco de contaminação de aquíferos;
- Não apropriadas para tratar grandes quantidades de sedimentos e outros poluentes devido ao risco de colmatção.

5.3.2. BACIAS DE RETENÇÃO

5.3.2.1. Descrição

As bacias de retenção são estruturas de armazenamento de águas pluviais construídas com o objetivo primordial de regularização de caudais, mas podem apresentar outras vantagens ao nível ambiental e estético, valorizando o tecido urbano.

As bacias de retenção são o único dispositivo descrito no DR nº23/95, de modo que em primeiro lugar serão focados os aspetos preconizados no regulamento referido.

Quanto à finalidade das ditas bacias o regulamento refere no artigo 176º:

- i. “As bacias de retenção são estruturas que se destinam a regularizar o escoamento pluvial afluente, amortecendo os caudais de ponta e permitindo compatibilizar o seu valor com limites previamente fixados.”
- ii. “Para além do aspeto fundamental de regularização dos caudais afluentes, as bacias de retenção podem ainda, segundo os seus tipos, apresentar as seguintes vantagens:
 - a. Contribuir para o melhoramento da qualidade das águas pluviais;
 - b. Contribuir para o melhor funcionamento do sistema de drenagem global onde se encontram integradas, quando da ocorrência de precipitações excecionais;
 - c. Possibilitar a constituição, quando se trate de bacias de água permanente, de polos de interesse turístico e recreativo, especialmente quando integradas no tecido urbano ou em zonas verdes;
 - d. Constituir reserva contra incêndios ou para fins de rega.”

As bacias podem ser classificadas quanto à sua implantação e ao seu comportamento hidráulico em (artigo 177º):

- i. “As bacias de retenção podem ser:
 - a. Subterrâneas, formando verdadeiros reservatórios de regularização enterrados;
 - b. Superficiais, constituindo reservas de água ao ar livre.”
- ii. “As bacias de retenção superficiais podem classificar-se, quanto ao seu comportamento hidráulico, em:
 - a. Bacias secas, se contiverem água apenas num período relativamente curto a seguir à chuvada;
 - b. Bacias de água permanente, se contiverem água mesmo em período de estiagem.”

Em termos de constituição o regulamento estipula o seguinte no artigo 178:

“As bacias de retenção superficiais são constituídas por:

- a. Corpo, que inclui fundo e bermas e resulta do aproveitamento possível das condições topográficas locais;
- b. Dispositivos de funcionamento normal destinados a assegurar a regularização do caudal efluente e a manutenção de um nível mínimo a montante, no caso de bacias de água permanente;
- c. Dispositivos de segurança, descarregadores de superfície e eventualmente diques fusíveis, destinados a garantir o esgotamento das águas em condições excecionais;
- d. Descarga de fundo, com o objetivo de assegurar o esvaziamento da bacia de retenção em operações de limpeza e manutenção, podendo também funcionar como sistema de segurança.”

O regulamento estabelece também regras em termos construtivos no artigo 180º:

- i. “Nas bacias secas, a inclinação do fundo não deve ser inferior a 1/20 para impedir a formação de zonas alagadas e as inclinações dos taludes das bermas não podem exceder 1/6 ou 1/2, consoante sejam ou não transitáveis.”
- ii. “Nas bacias de água permanente é aconselhável existir, em tempo seco, uma lâmina líquida permanente de altura não inferior a 1.5m a fim de evitar o desenvolvimento excessivo de plantas aquáticas e possibilitar a vida piscícola.”
- iii. “Estando a bacia de água permanente integrada em zona urbana, deve prever-se uma variação do nível da água de 0.5m para a precipitação do período de retorno escolhido e assegurar-se o tratamento conveniente das bermas, considerando nomeadamente:
 - a. Taludes relvados com inclinação não superior a 1/6;

- b. Paramentos verticais de 0.75m de altura, ao longo dos quais se verificam as variações de nível de água;
- c. Bermas de 2m a 4m de largura, no coroamento dos paramentos verticais, por razões de segurança.”

As bacias de retenção podem ainda classificar-se quanto à sua localização em relação ao coletor ou canal de drenagem principal:

- Bacias em série;
- Bacias em paralelo.

Como já foi referido, as bacias de retenção, têm como principal objetivo regularizar os caudais através de um armazenamento temporário reduzindo os caudais de ponta para jusante. Os caudais efluentes devem ser compatíveis com o sistema a jusante, isto é, o caudal descarregado pela bacia não pode ser superior à capacidade de transporte do sistema de drenagem a jusante.

Por outro lado, o armazenamento da água permite melhorar a qualidade da água pluvial, principalmente devido ao fenómeno de sedimentação podendo remover através deste processo grandes quantidades de sólidos em suspensão, metais, nutrientes, sedimentos e matéria orgânica.

As bacias enterradas são geralmente construídas em betão armado à semelhança de reservatórios de água (Fig.5.10). São especialmente indicadas em zonas urbanas densas, com limitações de disponibilidade de terrenos, ou onde o seu custo for elevado. Podem ser construídas junto a áreas públicas, como parques de estacionamento ou jardins. São, em geral, construídas em paralelo.



Fig.5.10 – Bacia de infiltração enterrada

As bacias de superfície são geralmente construídas em terra, com taludes reforçados ou diques de proteção lateral (Fig.5.11). Podem resultar de simples interceção de uma linha de água em local de fisiografia favorável, através de uma pequena barragem ou açude ou de zonas em depressão natural com solos de resistência e características adequadas.



Fig.5.11 – Bacia de retenção de superfície

As bacias de superfície secas são concebidas para estarem sem água exceto quando ocorrem precipitações, e quando estas ocorrem a água é acumulada na bacia de modo a regularizar os caudais. A escolha deste tipo de solução é frequente e depende, em grande parte, das condições de permeabilidade e de flutuação do nível freático do aquífero local (Fig.5.12).

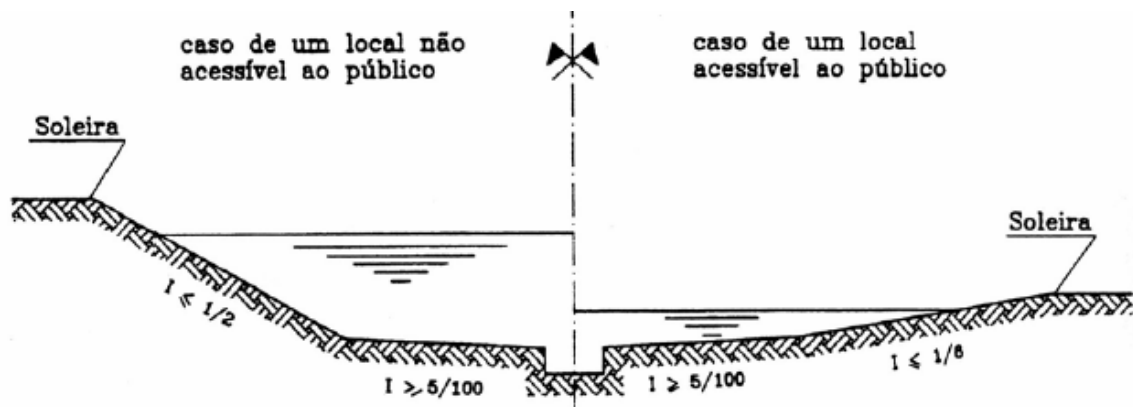


Fig.5.12 – Perfil transversal de uma bacia de retenção seca

As bacias de superfície com água permanente são concebidas para terem água mesmo nos períodos de ausência de precipitação. Geralmente esta solução acarreta maiores custos de investimento e de exploração do que as bacias secas e está condicionada a uma alimentação por águas subterrâneas subjacentes (Fig.5.13).

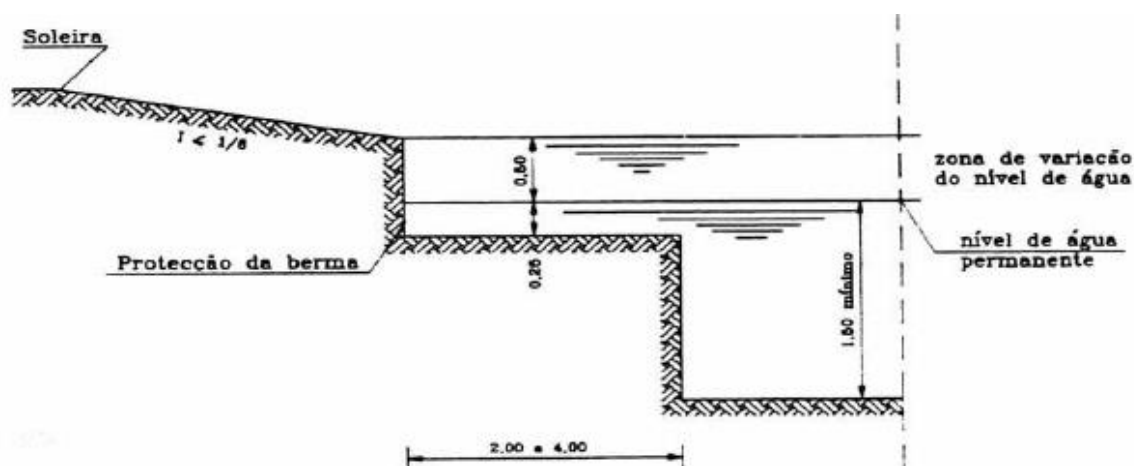


Fig.5.13 - Perfil transversal de uma bacia de retenção com água permanente

As bacias em paralelo são colocadas lateralmente ao coletor ou canal afluente (Fig.5.14). Neste caso nem todo o escoamento de montante aflui à bacia de retenção, sendo a passagem feita normalmente através de um descarregador lateral. Normalmente são de menores dimensões e exigem menores custos de manutenção por serem menos afetadas pela acumulação de sedimentos e portanto mais propícias a serem bacias secas.

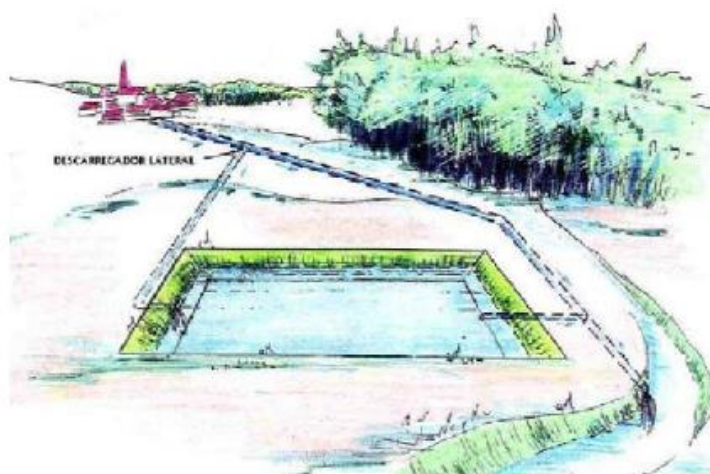


Fig.5.14 – Desenho esquemático de uma bacia em paralelo

As bacias em série são colocadas no alinhamento do coletor ou canal de drenagem afluente, intersectando-o (Fig.34). Neste caso todo o escoamento afluente passa pela bacia de retenção e são mais propícias a serem bacias de água permanente.

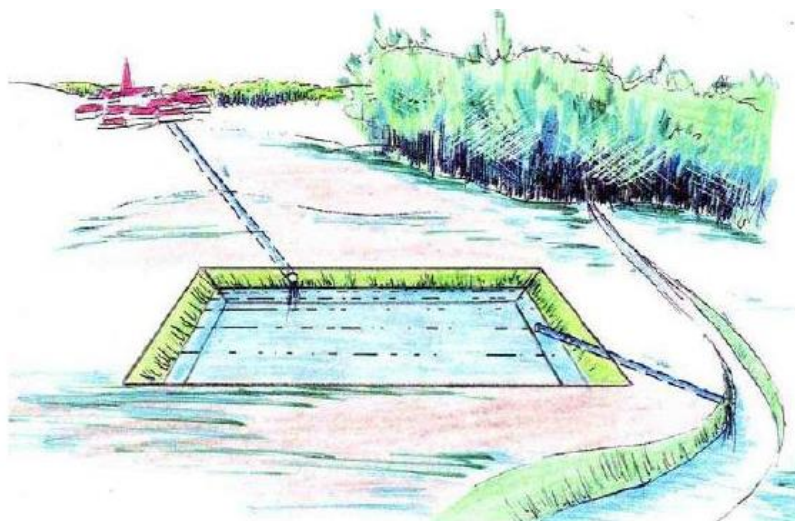


Fig.5.15 – Desenho esquemático de uma bacia em série

5.3.2.2. Vantagens e desvantagens

Vantagens:

- Criação de espelhos de água com interesse estético;
- Criação de polos de interesse recreativo;
- Melhoram a qualidade da água pluvial;
- Redução dos riscos de inundação;
- Podem evitar a remodelação da rede de drenagem de águas pluviais;
- Regularização de caudais;
- Criação de reservas de água para rega e combate a incêndios.

Desvantagens:

- Ocupação de grandes áreas em planta;
- Risco da proliferação de insetos e doenças por eles veiculadas nas proximidades da bacia;
- Risco de acidentes nas margens da bacia.

6

ÓRGÃOS INOVADORES PARA REDES DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS

6.1. INTRODUÇÃO

Como foi referido, e justificado, no capítulo 2 desta dissertação, é necessária uma nova abordagem na gestão de águas pluviais. Esta abordagem passa por soluções alternativas que permitam tirar proveitos das águas pluviais, e não tratá-la como um esgoto, e também evitar os efeitos nocivos que estas podem ter no meio urbano.

Há atualmente no mercado soluções inovadoras que podem ser aplicadas nas redes de drenagem de águas pluviais e que podem permitir um melhor funcionamento da rede e uma gestão mais eficaz e sustentável dos sistemas de drenagem.

Os órgãos seguidamente apresentados destinam-se ao controlo dos caudais pluviais e/ou ao controlo da poluição das escorrências pluviais. As vantagens destes órgãos residem no fato de serem soluções de fácil instalação e manutenção, e que são muito eficientes no desempenho da função para a qual foram concebidas.

Acresce ainda o fato de, na sua maioria, serem órgãos semelhantes aos órgãos tradicionais das redes de drenagem, caixas de visita e sumidouros, mas com alterações ou melhoramento do funcionamento, o que permite que sejam integrados em redes já existentes.

O primeiro sistema que se apresentará, apesar de não ser uma adaptação ou melhoramento de um órgão já existente, é um sistema que permite facilmente criar bacias de retenção ou infiltração, enterradas, sem ter que construir uma estrutura em betão.

Apresentam-se também, um sistema de pavimento betuminoso drenante, assim como um órgão de controlo de caudal para caudais muito elevados.

6.2. BACIAS DE RETENÇÃO / INFILTRAÇÃO – SISTEMA AQUACELL

6.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

O sistema *Aquacell* é um sistema de caixas modulares (Fig.6.3) que permite, facilmente, a criação de estruturas subterrâneas, com o objetivo de retenção ou infiltração de águas pluviais.

A natureza modular destes sistemas permite que sejam adaptados conforme os requisitos necessários em cada local específico. Estas caixas modulares são de polipropileno leve ou de materiais reformulados e reciclados, e podem ser firmemente ligadas entre si através de clips especiais (Fig.6.1), para unir os módulos horizontalmente, e conetores de corte (Fig.6.2), para unir as unidades verticalmente.



Fig.6.1 – Clip de montagem do sistema Aquacell [24]



Fig.6.2 – Conector de montagem do sistema Aquacell [24]

O conjunto completo está envolto numa folha de geotêxtil ou numa geomembrana. Para solos permeáveis, a opção de geotêxtil permite a infiltração das águas pluviais para o solo circundante. Para solos impermeáveis ou onde a infiltração não seja desejável, a geomembrana retém as águas pluviais temporariamente até que as condições de drenagem local permitam o seu escoamento normal.

A figura 6.3 permite visualizar uma estrutura de retenção em fase de montagem, recorrendo aos módulos Aquacell:



Fig.6.3 – Bacia de retenção, em fase de montagem, com módulos Aquacell [24]

6.2.2. TIPOS DE UNIDADES

Existem quatro tipos de unidade:

- **Aquacell Plus** – Para instalações em profundidade ou inspecionáveis.
- **Aquacell Core** – Para instalações em locais com tráfego.
- **Aquacell Prime** – Para instalações com tráfego reduzido, fabricado a partir de materiais reciclados.

- **Aquacell Eco** – Para instalações em locais sem tráfego, fabricado a partir de materiais reciclados.

Seguidamente são descritos os tipos, as principais características e condições de aplicação destes sistemas modulares.

6.2.2.1. Aquacell Plus

Este tipo de unidades deve ser usado em instalações onde a profundidade extra e/ou a possibilidade de realizar inspeções internas via CCTV (closed circuit television) é necessária.

A capacidade de carga lateral permite instalações em profundidades maiores (máximo de 5.15m) por si só, ou em combinação com *Aquacell Core*. Este equipamento possui uma capacidade de carga comprovada de 65 ton/m² na direção vertical e de 8.5 ton/m² lateralmente.

Canais de inspeção integral em cada unidade podem ser combinados, alinhando as unidades topo a topo, para criar canais de visualização para o comprimento total da estrutura instalada.

Na figura 6.4 observa-se um módulo *Aquacell Plus*:

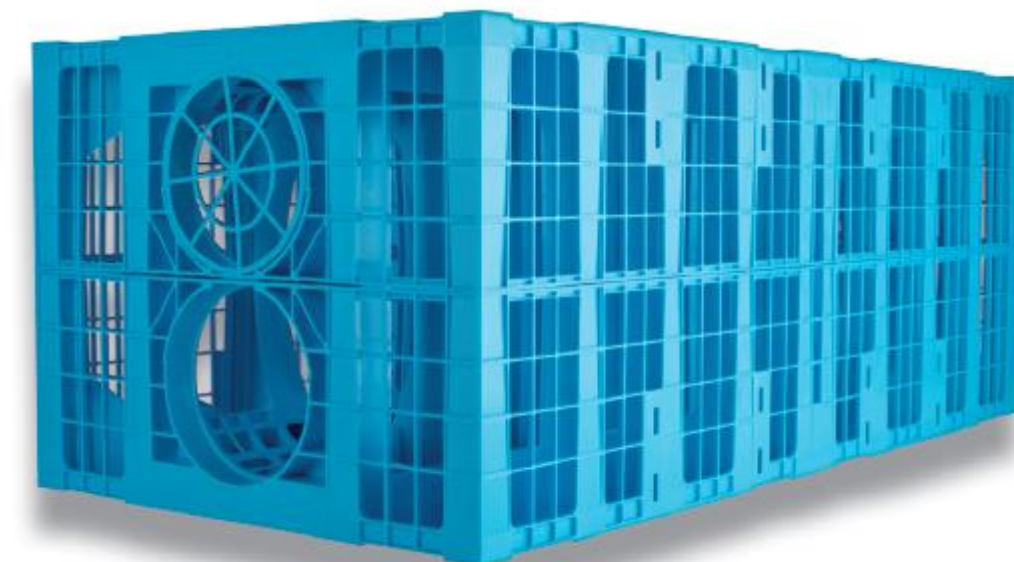


Fig.6.4 – Módulo Aquacell Plus [24]

Os módulos *Aquacell Plus* podem ser utilizados em conjunto com os outros módulos apenas para criar canais de inspeção. Em estruturas de grandes dimensões é recomendável que sejam criados 3 túneis de inspeção, um no ponto de entrada da água (ou perto do centro do tanque), e dois nos bordos da estrutura. Deve ainda ser instalado uma câmara de inspeção para cada túnel, bem como, uma câmara de retenção de sedimentos. A figura 6.5 ilustra o que foi referido neste parágrafo:

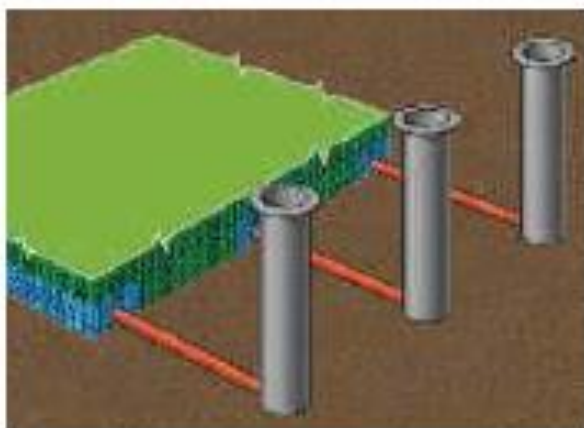


Fig.6.5 – Instalação do sistema Aquacell com canais de inspeção [24]

É recomendável a inspeção via CCTV em cada ponto de controlo:

- Depois de grandes tempestades;
- Em intervalos regulares, de acordo com o plano de manutenção específico para o local.

As câmaras de retenção de sedimentos anteriores às tubagens de entrada devem ser periodicamente inspecionados e limpos, para minimizar os detritos que possam, eventualmente, entrar na estrutura.

6.2.2.2. Aquacell Core

As unidades *Aquacell Core* (Fig.6.6) são ideais para áreas sujeitas a um carregamento regular de tráfego pesado e, particularmente, para grandes projetos, como por exemplo, áreas comerciais, parques de estacionamento e estradas. As dimensões dos módulos são as mesmas que a das unidades *Aquacell Plus*, mas a capacidade de carga é inferior, sendo de 56 ton/m² na direção vertical e 7.7 ton/m² lateralmente. A profundidade máxima de instalação é de 4.25 m. Na figura 6.6 observa-se um módulo *Aquacell Core* e nas figuras 6.7 e 6.8 estão ilustradas as aplicações típicas destas unidades:



Fig.6.6 – Módulo Aquacell Core [24]



Fig.6.7 – Instalação de Aquacell Core em estradas [24]



Fig.6.8 – Instalação de Aquacell Core em áreas industriais/comerciais [24]

6.2.2.3. Aquacell Prime

O sistema *Aquacell Prime* distingue-se dos dois anteriores sistemas apresentados pelo facto de ser fabricado a partir de materiais reformulados e materiais reciclados. Tem, devido a este facto, menos resistência que os anteriores sistemas fabricados em polipropileno leve, apresentado uma capacidade de carga de 45.6 ton/m^2 na direção vertical e 7 ton/m^2 lateralmente. Sendo a sua capacidade de resistência inferior à do sistema *Aquacell Core*, não permite o trânsito de veículos pesados, logo pode ser utilizado em parques de estacionamento (com veículos até 12 toneladas) assim como em zonas ajardinadas.

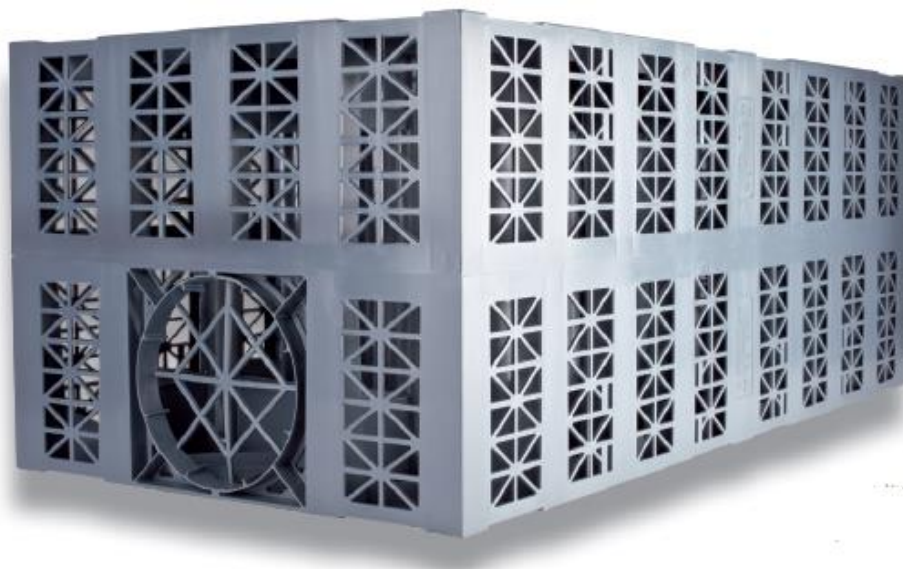


Fig.6.9 – Módulo Aquacell Prime [24]

6.2.2.4. Aquacell Eco

Estas unidades apresentam a mesma versatilidade das anteriormente referidas, mas foram concebidas especificamente para localizações com cargas pequenas, como jardins e parques, ideal para pequenos projetos. A capacidade de carga é de 17.5 ton/m² verticalmente e de 4 ton/m² na direção horizontal. A profundidade máxima de instalação é de 1.5 m. Importa também referir que estes módulos são fabricados a partir de materiais reciclados. Na figura 6.9 está representado um módulo *Aquacell Eco* e na figura 6.10 ilustra-se uma possível utilização destes módulos:



Fig.6.10 – Modulo Aquacell Eco [24]

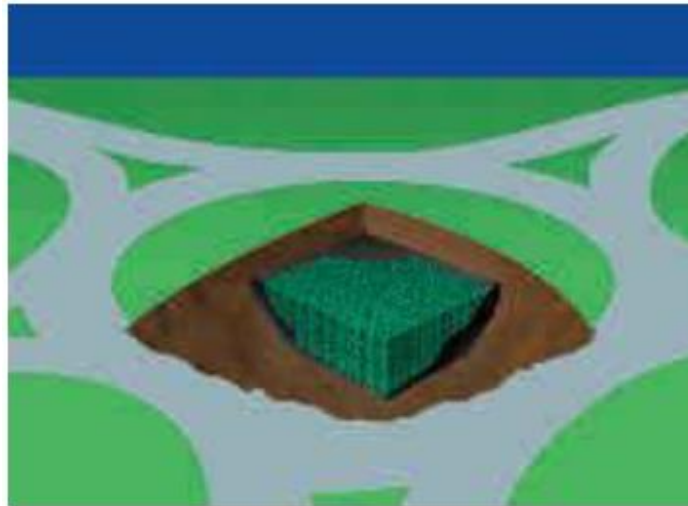


Fig.6.11 – Instalação de Aquacell Eco numa rotunda [24]

Devido às propriedades físicas especiais de *Aquacell Eco*, certas precauções, no local, são recomendadas, para evitar danos nas unidades através de excesso de carga:

- **Montagem manual** – Aquando da montagem do tanque, pode ser necessário andar em cima de unidades anteriormente colocadas, e portanto, cuidado deve ser tomado para não danificar as arestas das unidades.
- **Tráfego de máquinas no local** – Se durante a construção for provável que as máquinas (escavadoras, giratórias, camiões, etc.) circulem sobre a instalação então: deve existir uma camada de 500mm de recobrimento de material granular bem compactado; escavadoras não devem exceder as 14 toneladas; os camiões não devem circular sob a instalação.
- **Reaterro** – Depois de instalada a estrutura e de a envolver com uma geomembrana ou geotêxtil, conforme a funcionalidade pretendida, aterra-se a área de modo a que a estrutura fique subterrânea tendo os seguintes cuidados: as máquinas que colocam o material de aterro não devem ficar sobre a estrutura; apenas deve ser aplicada uma compactação leve; a primeira camada deve ter 300mm de espessura antes de ser compactada; para compactar esta primeira camada não devem ser utilizados mecanismos de vibração.

6.2.3. ASPETOS DE CONCEÇÃO

Todas as unidades do sistema *Aquacell*, referidas no subcapítulo anterior, têm dimensões idênticas: 1m x 0.4m x 0.5m com um índice de vazios nominal de 95%. Consequentemente, os cálculos hidráulicos são os mesmos para todos os tipos. O projeto estrutural requer cuidados na consideração dos fatores específicos de carga para cada localização, de forma a escolher adequadamente o tipo de unidade a utilizar.

O esquema da figura 6.11 mostra os parâmetros de profundidade para cada tipo de unidade, dando assim orientações na combinação de dois ou mais tipos de unidade. Cada unidade foi concebida para ter uma capacidade de carga específica. Esta define os parâmetros de profundidade para os quais eles são adequados. A profundidade mínima de cobertura varia de acordo com a instalação estar sujeita, ou não, a tráfego de pesados. Em cada caso, as profundidades de cobertura mostradas na figura 6.11 incluem tanto o mínimo absoluto, como o mínimo recomendado:

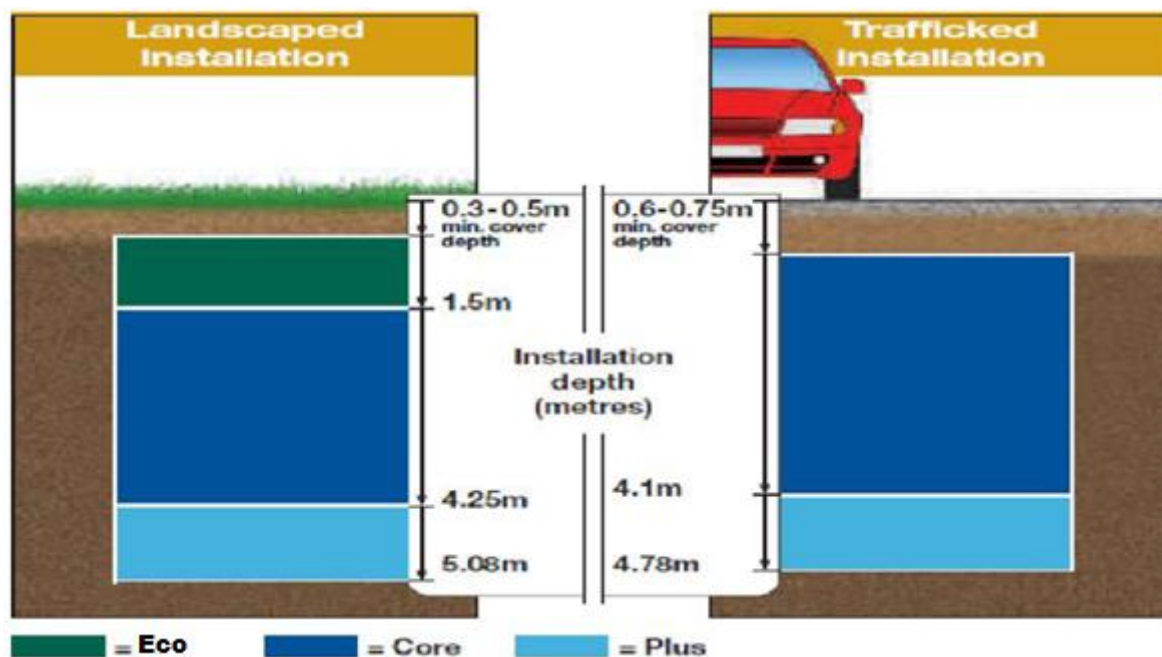


Fig.6.12 – Profundidades máximas e de recobrimento mínimo para as unidades Aquacell [24]

Em algumas situações, as instalações têm de ser localizadas em níveis mais profundos, com profundidades de cobertura muito maiores. As razões podem ser:

- Rede de drenagem localizada a grande profundidade;
- Outras infraestruturas em serviço localizadas acima do tanque;
- Instalação em terreno inclinado;
- Camada superior de argila, impedindo infiltração.

Para garantir a integridade estrutural, qualquer estrutura subterrânea deve ser suficientemente resistente para suportar as cargas a que vai ser submetida, sem qualquer deformação inaceitável.

A escolha correta da unidade geocelular implica que esta tenha adequadas capacidades de carga, vertical e horizontal, e capacidade de deformação para atender às condições do local de implantação. As cinco considerações fundamentais, acerca das condições locais, a ter em conta no projeto destes sistemas de caixas geocelulares são:

- Profundidade do recobrimento;
- Tipo de solo;
- Superfície de acabamento;
- Presença de águas subterrâneas;
- Tipo de tráfego/carregamento.

6.2.4. INSTALAÇÃO

6.2.4.1. Método de instalação de bacia de infiltração

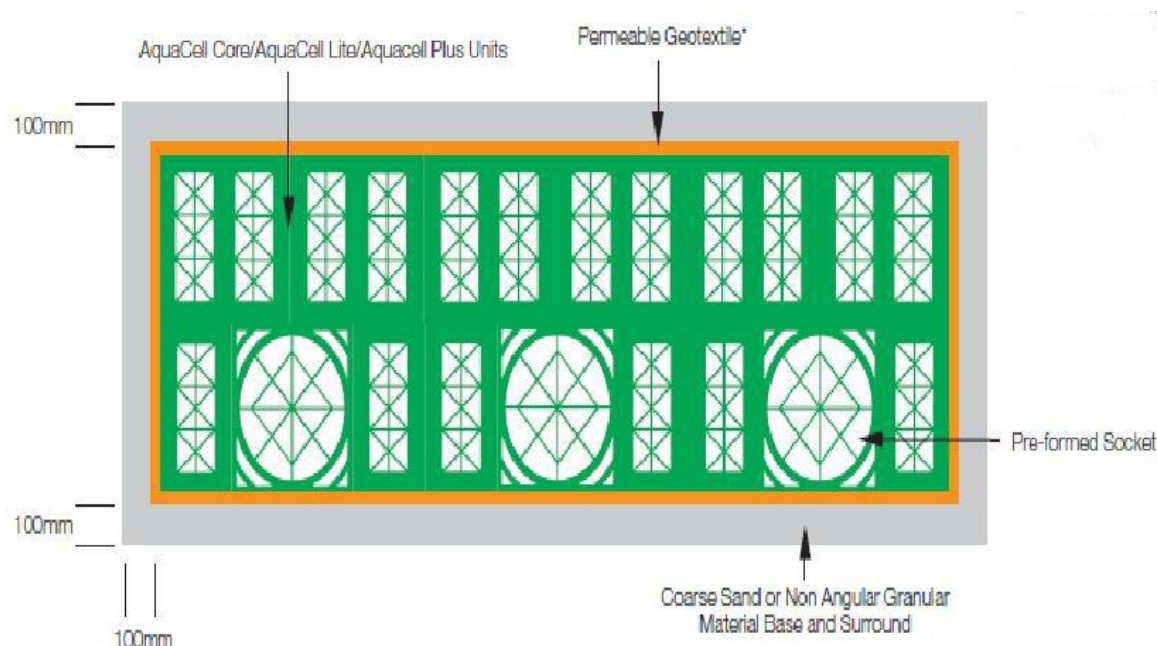


Fig.6.13 – Corte de instalação de bacia de infiltração [24]

A instalação de bacias de infiltração subterrâneas através deste sistema requer as seguintes fases:

1. Escavar a trincheira para a profundidade necessária assegurando que a área em planta seja ligeiramente maior que a das unidades *Aquacell*.
2. Assentar uma cama de 100mm de areia grossa ou material granular não angular, nivelar e compactar.
3. Colocar o geotêxtil sobre a base e os lados da trincheira. O geotêxtil deve ser selecionado de acordo com as condições específicas do local.
4. Colocar as unidades celulares paralelamente entre si. Em aplicações de camadas múltiplas, sempre que possível, devem ser evitadas juntas verticais contínuas. As unidades *Aquacell* podem ser colocadas numa formação tipo tijolo, isto é, sobrepondo as articulações da camada abaixo. Para aplicações de uma só camada utilizam-se os clips *Aquacell*, próprios para unir os módulos. Para aplicações multicamada, para além dos clips referidos, utilizam-se também os conectores de cisalhamento *Aquacell*.
5. Fixar os adaptadores às unidades como seja necessário e conectar as tubagens.
6. A fim de evitar a entrada de sedimentos no tanque, entupindo a tubagem de entrada e reduzindo a capacidade de armazenamento, é recomendável a instalação da câmara de retenção de sólidos antes do tubo de entrada.
7. Enrolar e sobrepor o geotêxtil, cobrindo a estrutura inteira.
8. Colocar uma cama de 100mm de areia grossa, ou material granular não angular, entre as paredes da trincheira e a estrutura, compactando posteriormente.
9. Colocar uma cama de 100mm de areia grossa, ou material granular não angular, sobre o geotêxtil, compactando posteriormente. Aterrar com o material escavado, mas, livre de pedras.
10. A água das chuvas proveniente de telhados pode descarregar diretamente no tanque/bacia, mas a água proveniente de parques de estacionamento e outros locais que possam conter poluentes, deve ser descarregada através de uma caixa que filtre a água.

6.2.4.2. Método de instalação de bacia de retenção

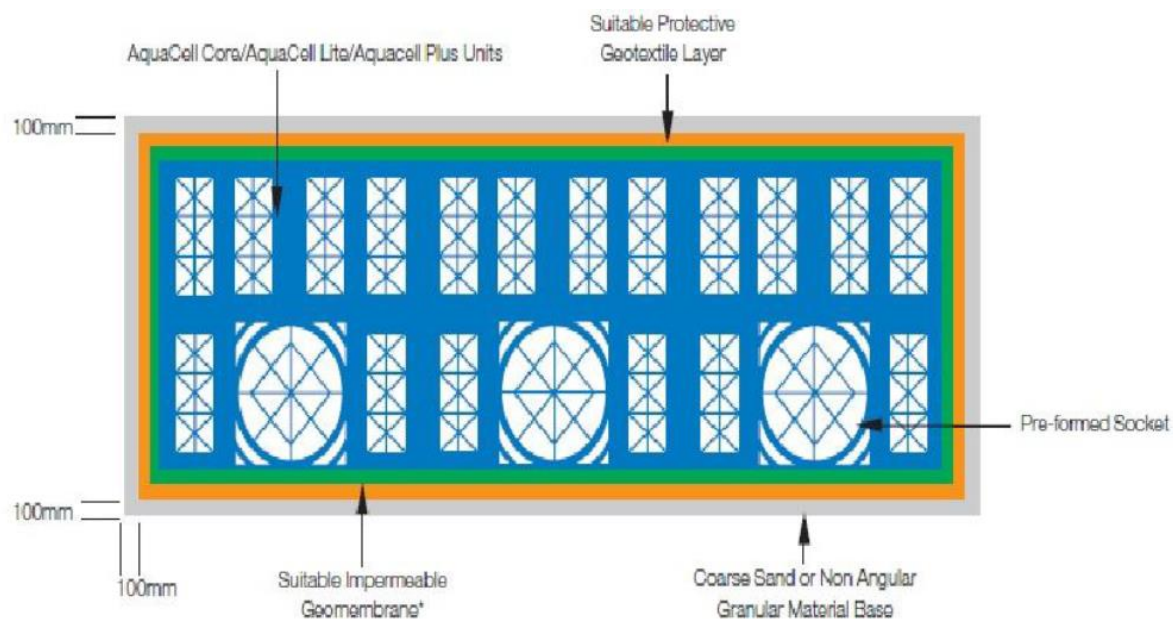


Fig.6.14 – Corte de instalação de bacia de retenção[24]

No caso de bacias de retenção as fases são as seguintes:

1. Escavar a trincheira para a profundidade necessária assegurando que a área em planta seja ligeiramente maior que a das unidades *Aquacell*.
2. Assentar uma cama de 100mm de areia grossa ou material granular não angular, nivelar e compactar.
3. Colocar o geotêxtil sobre a base e nos lados da trincheira.
4. Colocar a geomembrana por cima do geotêxtil sobre a base e nos lados da trincheira.
5. Colocar as unidades celulares paralelamente entre si. Em aplicações de camadas múltiplas, sempre que possível, devem ser evitadas juntas verticais contínuas. As unidades *Aquacell* podem ser colocadas numa formação tipo tijolo, isto é, sobrepondo as articulações da camada abaixo. Para aplicações de uma só camada utilizam-se os clips *Aquacell*, próprios para unir os módulos. Para aplicações multicamada, para além dos clips referidos, utilizam-se também os conectores de cisalhamento *Aquacell*.
6. Enrolar a geomembrana em torno da estrutura *Aquacell* e selar segundo as seguintes recomendações: para instalações profundas de grande escala é recomendada uma geomembrana de 1mm de espessura e as juntas devem ser seladas através de soldadura; para instalações de uma só camada, de pequena escala, é adequado usar articulações com adesivos apropriados.
7. Se forem necessárias ligações laterais nas unidades *Aquacell*, que não sejam no encaixe próprio dos módulos, usa-se o adaptador flangeado apropriado. Fixa-se este adaptador na estrutura através de parafusos perfurantes. Faz-se um furo no adaptador e liga-se a tubagem.
8. A fim de evitar a entrada de sedimentos no tanque, entupindo a tubagem de entrada e reduzindo a capacidade de armazenamento, é recomendável a instalação da câmara de retenção de sólidos antes do tubo de entrada.
9. Enrolar e sobrepor o geotêxtil, cobrindo toda a estrutura, de modo a proteger a geomembrana.

10. Colocar uma cama de 100mm de areia grossa, ou material granular não angular, entre as paredes da trincheira e a estrutura, compactando posteriormente.
11. Colocar uma cama de 100mm de areia grossa, ou material granular não angular, sobre o geotêxtil, compactando posteriormente. Aterrar com o material escavado, mas, livre de pedras.

Um tanque de armazenamento deve ser ventilado e é recomendável que um tubo de ventilação de 110mm de diâmetro seja instalado por cada 7500 metros quadrados de área impermeável. Em seguida pode-se observar um esquema da instalação de um tudo de ventilação.

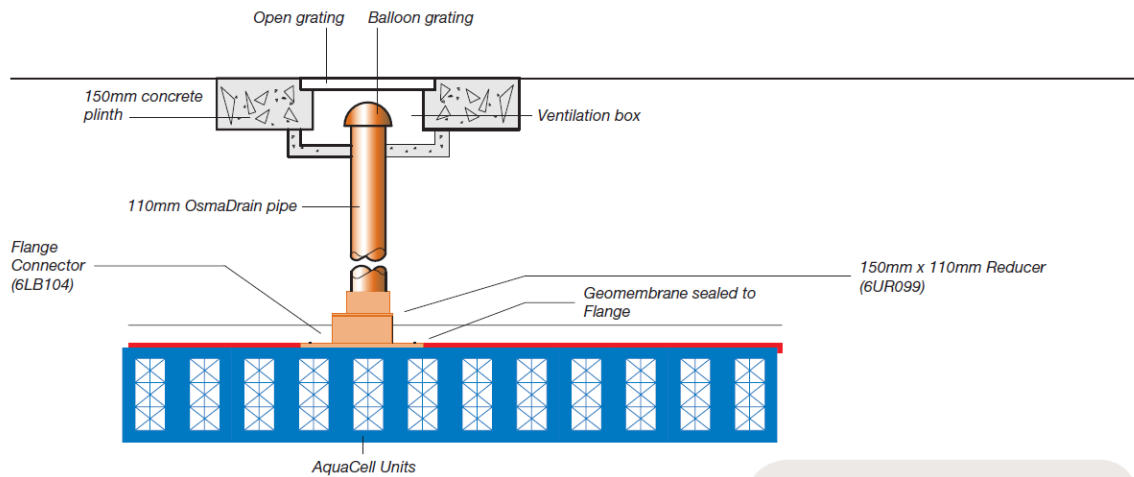


Fig.6.15 – Esquema do tubo de ventilação num sistema Aquacell [24]

6.2.5. BACIAS DE RETENÇÃO

O sistema *Aquacell* permite criar bacias de retenção de águas pluviais acopladas a redes de drenagem novas ou já existentes, isto consegue-se de duas formas diferentes, em série ou em paralelo. Segue-se uma descrição de ambos os métodos.

6.2.5.1 Bacia de retenção em série

Numa bacia em série posicionam-se duas câmaras de visita em ambas as extremidades da bacia, servindo estas de acessório de transição entre o coletor e a bacia. Estas câmaras de visita estão providas de um dispositivo de controlo de caudal em vórtice.

Num evento de tempestade, a água chega à câmara de entrada e dissipa-se ao longo de toda a área da bacia, encontrando o seu caminho para a câmara de saída e em seguida para o coletor através de um dispositivo de controlo de caudal em vórtice.

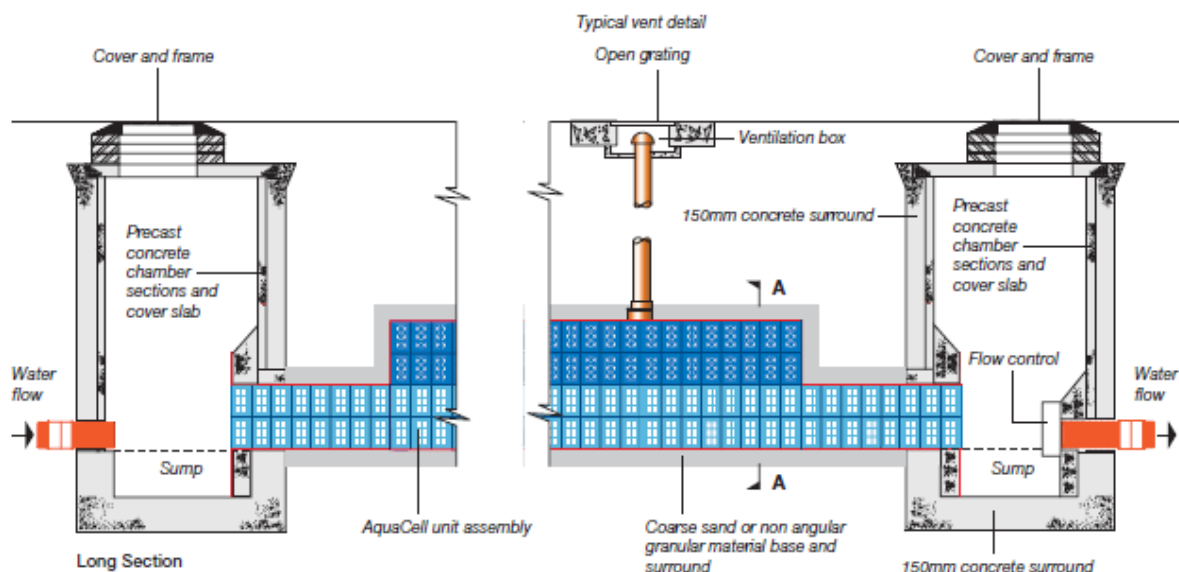


Fig.6.16 – Corte de uma bacia de retenção Aquacell em série [24]

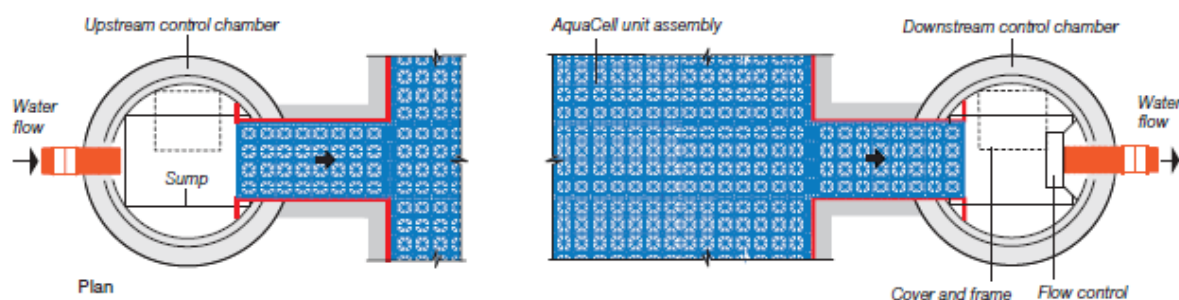


Fig.6.17 – Planta de uma bacia de retenção Aquacell em série [24]

6.2.5.2. Bacia de retenção em paralelo

Numa bacia em paralelo apenas existe uma câmara de visita acoplada ao sistema *Aquacell*, onde chegam os coletores de entrada e saída. A transição da água da câmara para a bacia faz-se através de uma parede açude, que apenas deixa entrar água para a bacia quando esta ultrapassa certa altura dentro da camara de visita. A saída de água da câmara de visita faz-se através de um dispositivo de controlo de caudal de vórtice.

Após a ocorrência da tempestade, e assim que o nível de água chegar abaixo da base da parede açude, é expelida da bacia para a câmara de visita através de um válvula de não retorno.

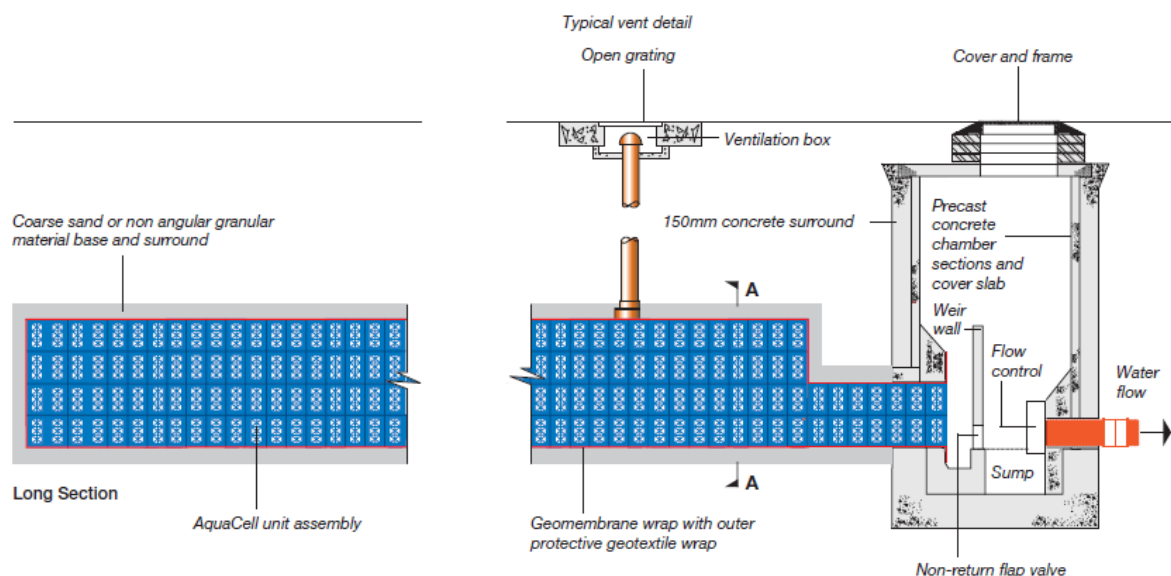


Fig.6.18 – Corte de uma bacia de retenção Aquacell em paralelo [24]

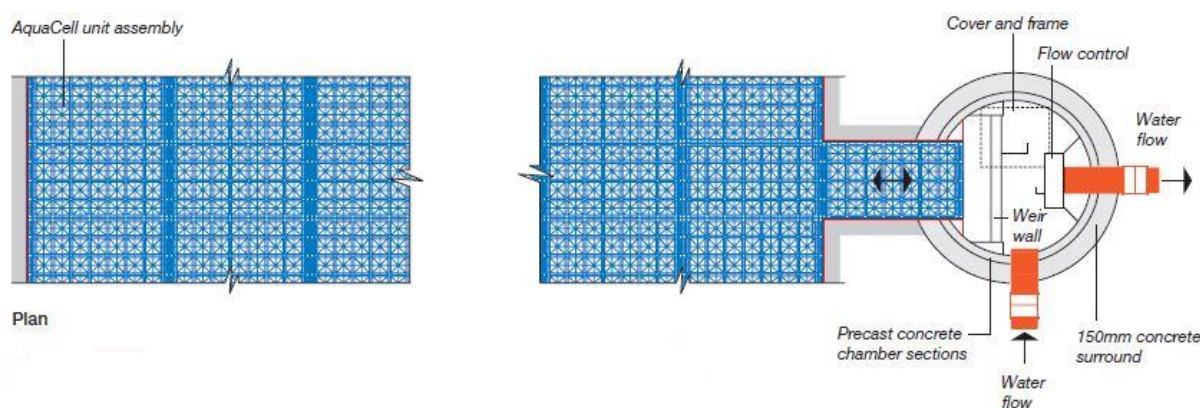


Fig.6.19 – Plante de uma bacia de retenção Aquacell em paralelo [24]

6.3. CÂMARAS DE CONTROLO DE CAUDAL – *HYDRO-BRAKE OPTIMUM*

6.3.1. DESCRIÇÃO GERAL

A câmara de controlo *Hydro-Brake* (Fig.6.20) é uma câmara de betão armado pré-fabricada que contém um dispositivo de controlo de caudal incorporado.

Os orifícios de saída/entrada são previamente feitos à medida das necessidades nas paredes da câmara e uma gama de tubos de saída de vários tamanhos está disponível para atender às necessidades específicas de cada local. Uma vez posicionada no local desejado, as tubagens podem ser ligadas e dependendo da profundidade a que é instalada podem ser instalados mais anéis de betão e a cobertura posicionada. Degraus metálicos podem também ser previamente cravados nas paredes da câmara. Os orifícios de entrada, onde encaixam as tubagens, podem ser feitos à medida até um máximo de 600mm.

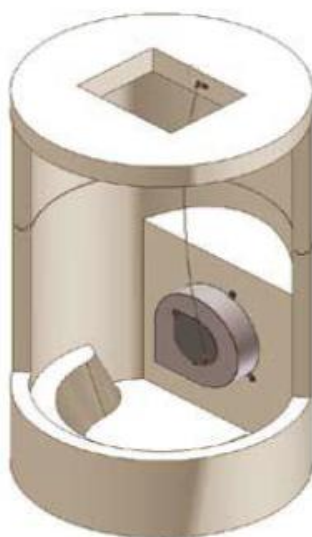


Fig.6.20 – Câmara Hydro-Brake [25]

O dispositivo de controlo de caudal é automático, não tem partes móveis e não necessita de energia externa para funcionar. Este dispositivo pode ser instalado onde quer que haja necessidade de reduzir o caudal numa rede de drenagem, sendo que, geralmente são aplicados em:

- Controlo na fonte;
- Dissipação de energia/controlo da velocidade.

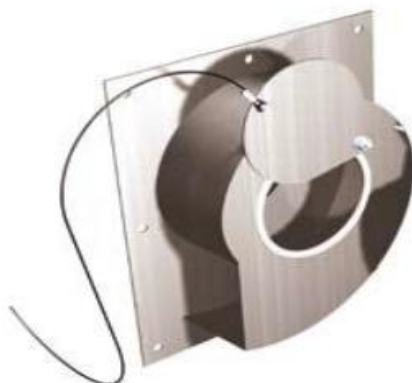


Fig.6.21 – Dispositivo de controlo de caudal [25]

6.3.2. FUNCIONAMENTO

O dispositivo de controlo de caudal utiliza a carga hidráulica de montante para gerar um vórtice de ar dentro do centro do invólucro. Utilizando a energia inerente ao escoamento não necessita portanto de energia externa. Tem aberturas relativamente grandes para tornar mínimo o risco de obstruções.

O desenho deste dispositivo consiste numa admissão, uma voluta e uma saída. Esta configuração é crítica para garantir o controlo preciso da descarga. O desenho em S da curva de descarga compreende duas fases. À medida que a carga aumenta dá-se uma transição de escoamento livre, numa primeira fase, na parte inferior da curva, para um escoamento controlado pelo vórtice, na parte superior da curva (Fig.6.22).



Fig.6.22 – Forma em S do dispositivo de controlo de caudal [25]

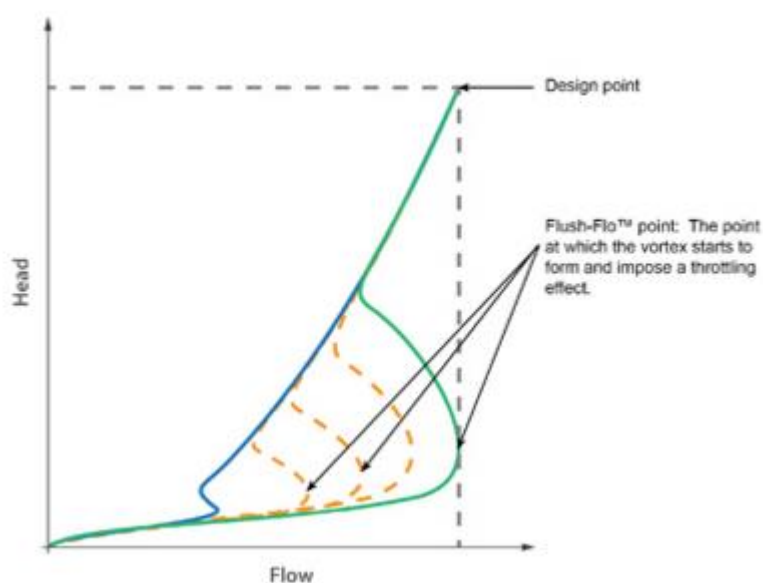


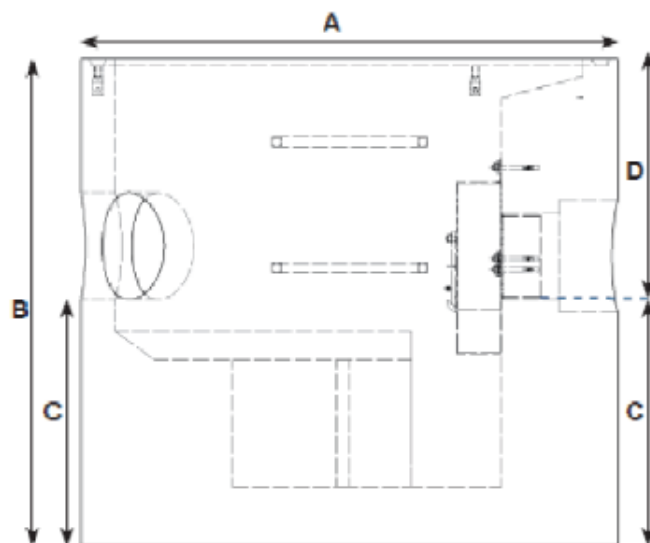
Fig.6.23 – Gráfico Profundidade (“Head”) versus Caudal (“Flow”) de um sistema *Hidro-Brake* [25]

O dispositivo de controlo de caudal está equipado com uma porta de “bypass” construído sobre a face frontal da unidade (Fig.6.24). Se ocorrer um bloqueio, muito provavelmente ocorrerá na entrada do dispositivo. A porta do “bypass” está equipada com um fio de aço inoxidável cujo alcance é o nível da cobertura. Se ocorrer um bloqueio o fio é puxado a partir do nível da tampa e a porta abre-se expondo uma grande abertura na placa da frente da unidade permitindo a drenagem da água. Uma vez que o nível de água baixe, a unidade pode então ser limpa.

Fig.6.24 – Porta de *bypass* do dispositivo de controlo de caudal [25]

6.3.3. ASPETOS DE CONCEÇÃO

As câmaras *Hydro-brake* podem ser de dois tamanhos diferentes. Podem ser instalados quatro tubos de diâmetro máximo, sendo que entradas adicionais de menor tamanho podem também ser incluídos na câmara. A plataforma semicircular permite fácil acesso ao poço para remoção dos sedimentos. A figura 6.25 representa um corte transversal esquemático da câmara e a tabela 6.1 mostra as características principais das câmaras dos dois tamanhos disponíveis:

Fig. 6.25 – Corte transversal da câmara *Hydro-Brake* [25]Tabela 6.1 – Características das câmaras *Hydro-Brake* [25]

A Diâmetro (mm)	B Altura (mm)	C Altura até à entrada de água (mm)	D Altura da entrada de água até ao topo (mm)	Peso (Kg)	Diâmetro da saída (mm)	Diâmetro da entrada (mm)
1200	1250	630	620	2150	150, 225 e 300	300
1500	1750	710	1040	3970	225, 300, 375 e 450	600

Para além da configuração habitual, mostrada anteriormente, existem configurações alternativas da câmara *Hydro-Brake* que se ajustam a diferentes aplicações e condicionantes do sistema em que se insere.

A câmara mostrada na figura 6.26 inclui um orifício de saída de emergência. Esta configuração incorpora este orifício na altura desejada para permitir instalar um tubo que conduza a água em excesso para fora da câmara.

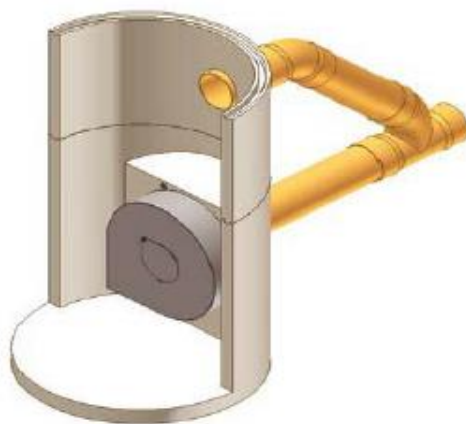


Fig.6.26 – Câmara *Hydro-Brake* com saída de emergência [25]

Outra das configurações possíveis inclui uma pequena parede de betão armado dentro da câmara de forma a reter a água, e onde se instala o dispositivo de controlo de caudal. Esta parede pode ser construída a várias alturas, consoante as necessidades. Esta solução está representada na figura 6.27:



Fig.6.27 – Câmara *Hydro-Brake* com pequeno reservatório [25]

Este dispositivo também pode ser usado com câmaras de maiores dimensões, aumentando o volume de água retido. Na figura 6.28 mostra-se uma dessas câmaras que acabam por funcionar como pequenas bacias de retenção.

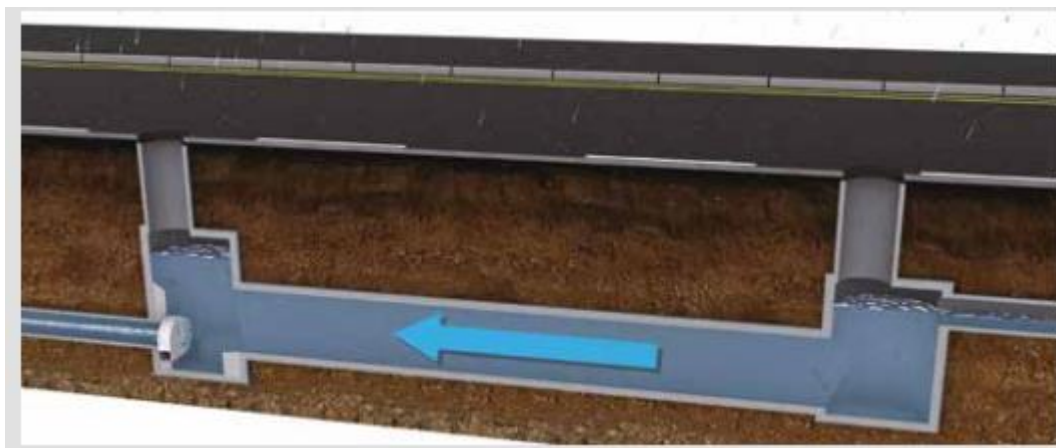


Fig.6.28 – Exemplo de uma câmara de grandes dimensões com sistema *Hydro-Brake* [25]

6.3.4. INSTALAÇÃO

1. Escavar a trincheira para a profundidade necessária;
2. A câmara tem uma base de betão armado, e pode ser assente sob um leito de areia de 100m, semelhante ao das tubagens, ou sobre uma camada de betão de limpeza, consoante as condições do solo;
3. Descarregar e instalar a câmara sobre a trincheira preparada, assegurando que os orifícios de entrada e saída estão corretamente orientados;
4. Depois de colocada e nivelada a câmara, ligam-se as tubagens;
5. A ligação e vedação das tubagens dependem do tipo e material de tubagem usada;
6. A câmara pode agora ser reaterrada. O reaterro da câmara deve ser feito de forma a evitar carga desigual e danos na unidade;
7. A câmara *Hydro-Brake* foi concebida com juntas de encaixe, de modo a permitir adicionar anéis de betão para obter a altura necessária;
8. Uma vez posicionada a cobertura, fixa-se o fio de aço inoxidável do *bypass* na parte de baixo da cobertura usando suportes próprios. Isto permite que a porta do *bypass* seja operada a partir da superfície.

6.4. SISTEMA DE RETENÇÃO E BIO FILTRAGEM – HYDRO BIOCELL BIOFILTRATION SYSTEM

6.4.1. DESCRIÇÃO GERAL

Hydro BioCell é um sistema avançado de bioretenção que proporciona elevados níveis de tratamento de águas pluviais num espaço muito pequeno e com grande rendimento. Usando vegetação para o tratamento de água, ajuda também, a melhorar a estética urbana e proporciona melhores condições para a biodiversidade.

Semelhante na sua aplicação e conceção aos sistemas tradicionais de bioretenção, este sistema foi otimizado para grandes volumes de água e com grande eficiência na remoção de poluentes. A figura 6.29 ilustra este sistema:



Fig.6.29 – Sistema de bioretenção *Hydro BioCell* [26]

Legenda:

1. Câmara robusta adequada para instalação ao longo de rodovias;
2. Laje de cobertura incorporando lancil com ranhuras de entrada;
3. Filtro;
4. Camada de cobertura;
5. Árvore ou arbusto;
6. Coletor de drenagem subterrâneo;
7. Grelha protetora da árvore;
8. Escotilha de acesso para permitir limpeza (Se necessário)

Este sistema apresenta as seguintes vantagens:

- Indicado para áreas residenciais, comerciais e locais de alta densidade;
- Pequenas dimensões – Tipicamente 0.15 a 0.31 % da área do local a drenar;
- Remoção elevada de poluentes, como sólidos em suspensão, fósforo, nitrogénio, metais pesados e hidrocarbonetos;
- Taxa de infiltração elevada reduz o risco de acumulação das águas superficiais;
- O lixo e fragmentos são capturados e armazenados sob a grelha, e portanto não ficam à vista.
- Contenção total da raiz na câmara de betão reduz o risco de fissuração e danos no pavimento devido à penetração da mesma;
- Contenção total do solo, o que significa que *Hydro BioCell* pode ser usado com segurança em áreas contaminadas ou degradadas;
- Sendo unidades pré-fabricadas, permitem uma instalação fácil e rápida.

6.4.2. FUNCIONAMENTO

O escoamento das águas superficiais drena diretamente da superfície impermeável para as ranhuras de entrada do lancil, incorporado na laje de cobertura, tal como acontece numa sarjeta associada a um lancil de passeio. A água é então encaminhada para a camada de cobertura, onde pedras de dissipação de energia são colocadas para prevenir erosões. Esta camada de cobertura pode ser composta por

resíduos orgânicos, como folhas ou serradura, por gravilha ou mesmo por borracha reciclada. O escoamento flui então por essa camada e pelo filtro de material orgânico, onde os poluentes são capturados e imobilizados. A água tratada é então recolhida num tubo coletor, que sai da câmara através de um acoplador de tubo padrão moldado na parede. O tubo de saída da câmara pode ser ligado ao sistema de drenagem convencional, a sistemas de infiltração ou mesmo diretamente a um curso de água.

Este dispositivo engloba vários processos de tratamento das águas pluviais. Podem-se classificar os processos de tratamento em: sedimentação, filtração de inertes, filtração orgânica e recarga dos meios químicos e biológicos.

Sedimentação

O fluxo de água entra na câmara e forma uma camada de água na zona entre a parte superior da câmara (abaixo do nível da estrada) e a parte superior da camada protetora. Uma separação inicial das partículas sedimentáveis ocorre a este nível.

Filtração de inertes

À medida que a água passa através das camadas de vegetação e cobertura morta, a natureza heterogênea do material fornece, tanto uma área de superfície maior de contato para coar a água e remover partículas, como também cria um caminho complexo através do filtro para promover a captura de partículas que não conseguem passar através do mesmo. Para este processo contribuem fenómenos de impactação, adesão e floculação.

Filtração orgânica

O fluxo prossegue para drenar através de todo o filtro até ao leito de gravilha encaminhando-se então para a tubagem. Este filtro foi especificamente concebido para otimizar a velocidade de reação e aumentar a capacidade de permuta catiónica, consequentemente, a velocidade com que o filtro retém os poluentes é maior do que num meio de bioretenção convencional. Este sistema fornece uma eficiência de remoção eficaz com apenas alguns minutos de tempo de contato para remover partículas dissolvidas e muito finas. Para a filtração orgânica contribuem fenómenos de adsorção química e física e captura e adsorção biológicas.

Recarga dos meios químicos e biológicos

Entre tempestades, os processos naturais do solo, como desagregação de partículas e atividade bacteriana, a atividade das plantas e a atividade animal funcionam para preservar as funções hidráulicas do filtro de bioretenção e para regenerar as capacidades de filtração de inertes e orgânica. Muitos dos poluentes retidos pelo sistema são desagregados, assimilados e utilizados pelo sistema biológico para obter energia. O movimento da planta, por ação do vento ou pela proliferação da raiz, e os animais no interior do sistema funcionam para manter a capacidade de infiltração do sistema quebrando crostas de sedimentos e causando ajustes internos no filtro biológico. Ocorrem fenómenos de evapotranspiração, assimilação de nutrientes, biodegradação, etc.

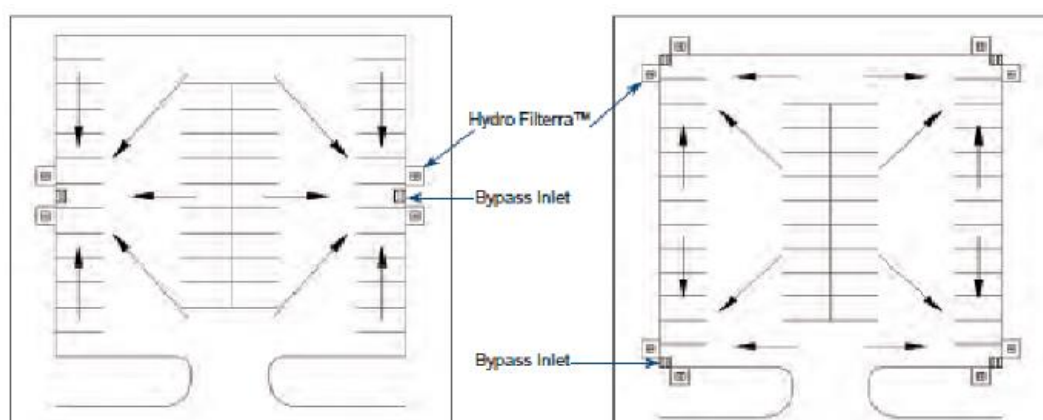
6.4.3. ASPETOS CONSTRUTIVOS

A unidade não deve ser instalada como entrada terminal – como a unidade é concebida para tratar 90% do volume do escoamento anual, um dispositivo de entrada secundário, sarjeta ou sumidouro, deve ser instalado nas proximidades da unidade para permitir o escoamento durante as maiores precipitações. Em locais onde a acumulação de água à superfície é uma preocupação a entrada secundária deve ser concebida de modo a garantir a capacidade de escoar caudais devidos a eventos de precipitação de maior intensidade ou maior duração. Na figura 6.30 observa-se esta situação:



Fig.6.30 – Hydro BioCell e dispositivo de entrada secundário [26]

A inclinação e a curvatura do local de instalação destas unidades devem ser definidas para encaminhar o fluxo de água para as mesmas. Sempre que necessário, uma entrada de desvio pode ser incorporada na concepção do sistema para direcionar o volume de água a tratar para a unidade e desviar caudais excessivos para um dispositivo de entrada secundário, posicionado segundo os critérios hidráulicos usuais em superfícies impermeáveis. Existem várias técnicas que podem ser utilizadas para direcionar a maioria da água que flui à superfície para as unidades *Hydro BioCell*. A figura 6.31 ilustra duas dessas técnicas utilizadas num parque de estacionamento:

Fig.6.31 – Técnicas de desvio da água para *Hydro BioCell* num parque de estacionamento [26]

Porém, devem ser tomadas precauções para garantir que a inclinação do pavimento não conduza a situações em que a água seja conduzida para fora das unidades *Hydro BioCell* como acontece na situação ilustrada na figura 6.32:

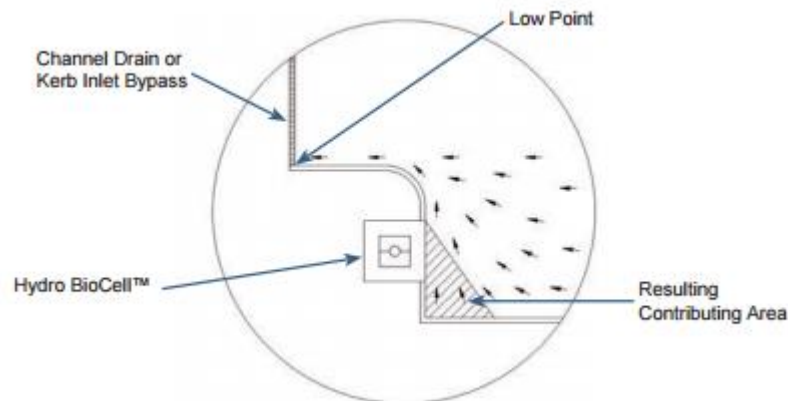


Fig.6.32 – Problema de “curto-circuito” na colocação de *Hydro BioCell* [26]

Na situação ilustrada na figura 6.24 verifica-se uma situação de “curto-circuito”, isto é, a maioria do fluxo superficial é encaminhado para o dispositivo de entrada secundário, sendo que, a área que contribui para o escoamento encaminhado para a unidade *Hydro BioCell* é bastante pequena e está assinalado na figura a tracejado.

Por outro lado, a situação de entrada frontal também deve ser evitada, porque pode provocar erosões na câmara (Fig.6.33). Na figura 6.34 apresentam-se três possíveis localizações que reduzem o risco de erosões:

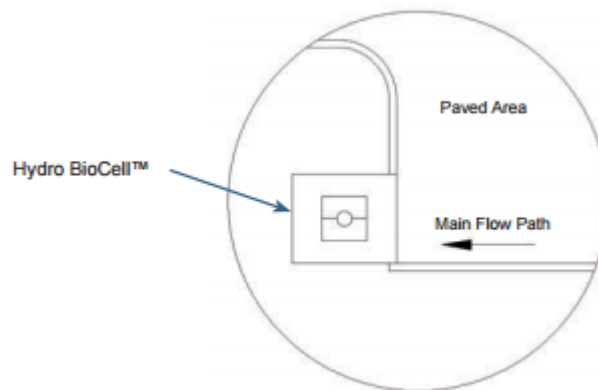
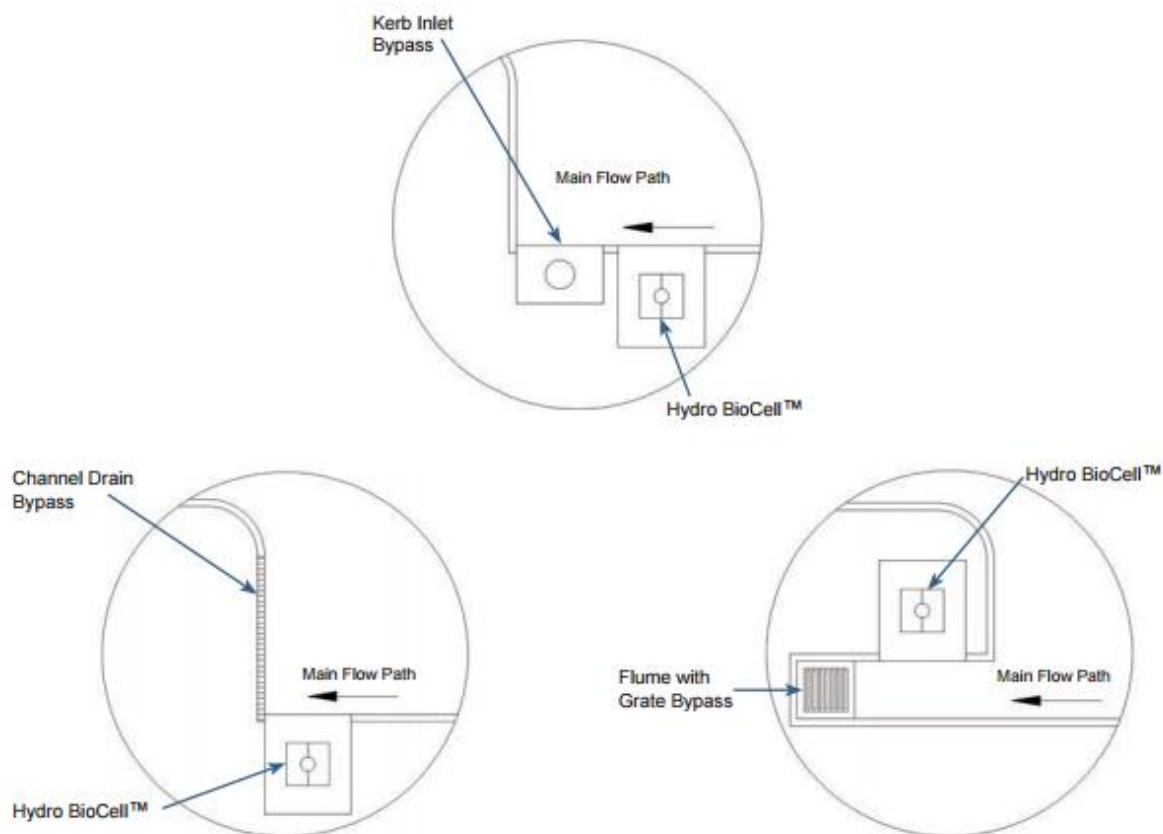


Fig.6.33 – Entrada frontal da água na unidade *Hydro BioCell* [26]

Fig.6.34 – Entrada lateral da água na unidade *Hydro BioCell* [26]

As ranhuras de entrada do lancil e o coletor subterrâneo foram concebidos para permitirem que passe mais água pelo sistema do que a taxa de infiltração do filtro de matéria orgânica. Portanto o filtro é o fator limitativo do caudal que passa no sistema. A tabela 4 mostra os caudais efluentes do sistema para os vários tamanhos da unidade *Hydro BioCell*:

Tabela 6.2 – Caudais efluentes das unidades *Hydro BioCell* [26]

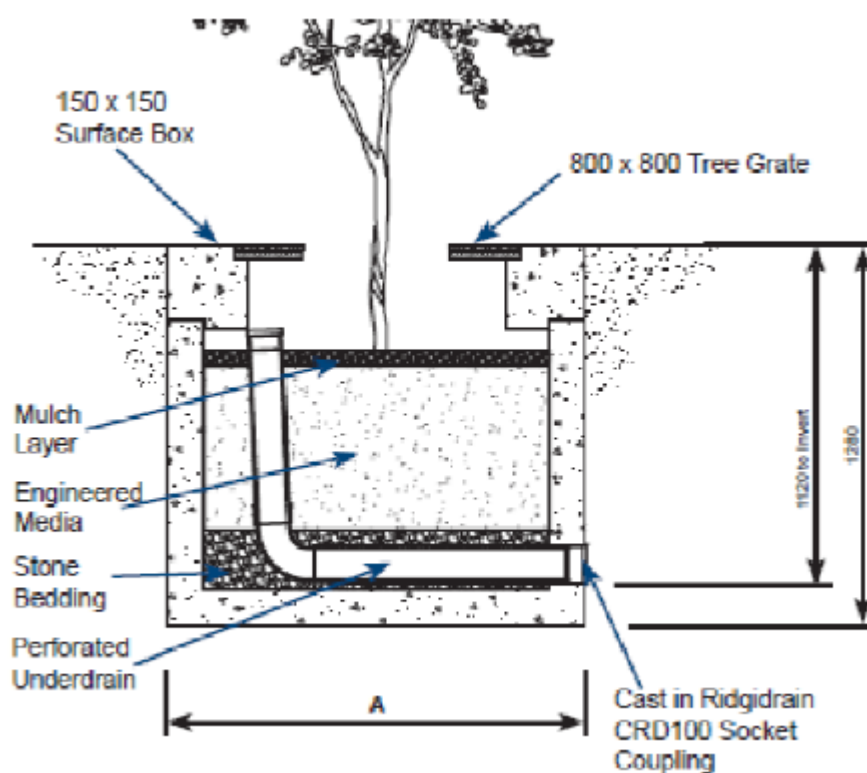
Tamanho da unidade	Caudal efluente
1.2m x 1.2m	1.0 l/s
1.2m x 1.8m	1.5 l/s
1.2m x 2.4m	2.0 l/s

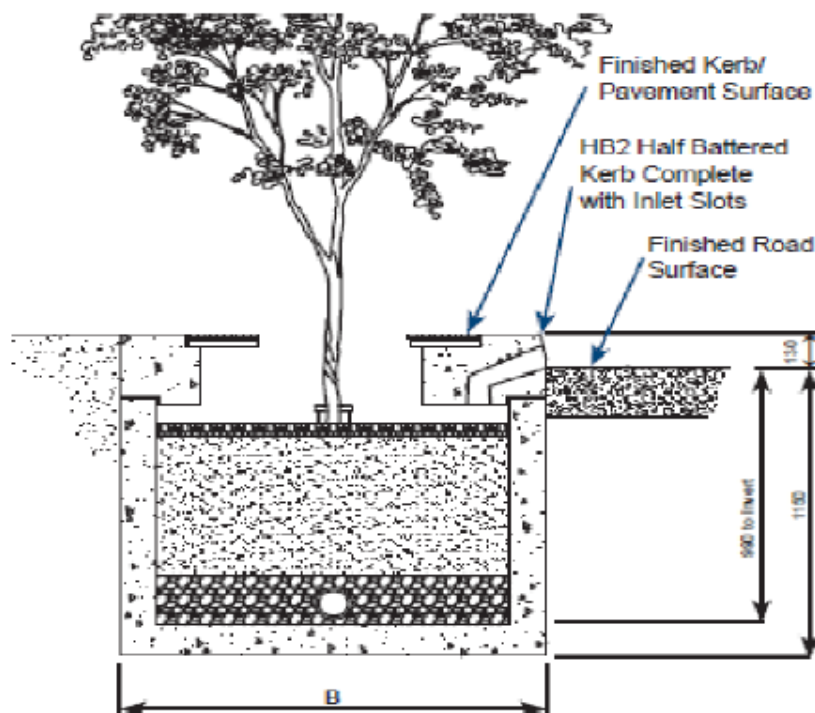
Tabela 6.3 – Dimensões e pesos das unidades *Hydro BioCell* [26]

Dimensões e pesos				
Dimensões internas (mm)	A (mm)	B (mm)	Peso da câmara (Kg)	Peso da cobertura (Kg)
1200 x 1200	1450	1450	4150	1150
1200 x 1800	2050	1450	5750	1750
1200 x 2400	2650	1450	7300	2250

A espessura das paredes da câmara é de 125mm

A e B são as dimensões exteriores da câmara em planta. O peso da câmara indicado inclui a própria câmara, as tubagens, a camada protetora, o filtro e as pedras que envolvem o coletor. O peso da cobertura inclui o lancil, a grade protetora e a caixa superficial. Nas figuras 6.35 e 6.36 estão representados dois cortes transversais do sistema que permitem visualizar a disposição dos constituintes com mais pormenor:

Fig.6.35 – Corte transversal de *Hydro BioCell* com vista do tubo perfurado [26]

Fig.6.36 – Corte transversal de *Hydro BioCell* com vista da entrada de água [26]

6.5. SISTEMA DE FILTRAÇÃO ASCENDENTE – *UP-FLO FILTER*

6.5.1. DESCRIÇÃO GERAL

O *Up-Flo Filter* é um dispositivo modular de filtração de águas pluviais que, tipicamente é incorporado numa estrutura de betão do tipo câmara de visita. Cada módulo de filtro é constituído por um crivo e um elemento que suporta os filtros propriamente ditos e é cravado nas paredes da câmara. Os módulos de filtro podem ser unidos e formar um anel com um máximo de seis unidades. O design modular pode ser fornecido em diferentes configurações, dependendo da aplicação.

A diferença entre este sistema e outros sistemas de filtração de águas pluviais é que este não utiliza a gravidade para remover os poluentes. Este dispositivo de tratamento força a água, que entra para um pequeno reservatório no fundo da câmara, a subir através de uma série de filtros sintéticos que removem os poluentes transportados pela água. Portanto, este sistema não depende da decantação gravítica para remover os poluentes das águas pluviais, evitando assim o entupimento dos filtros, já que a água flui para cima e os sólidos ficam retidos na parte inferior da câmara.

Este sistema exige manutenção, que envolve a remoção de sólidos retidos na câmara e a limpeza dos filtros. Os sólidos são removidos com uma bomba através de uma mangueira. Os filtros podem ser removidos, limpos e recolocados no dispositivo para reutilização.

A figura 6.37 ilustra a constituição da câmara:

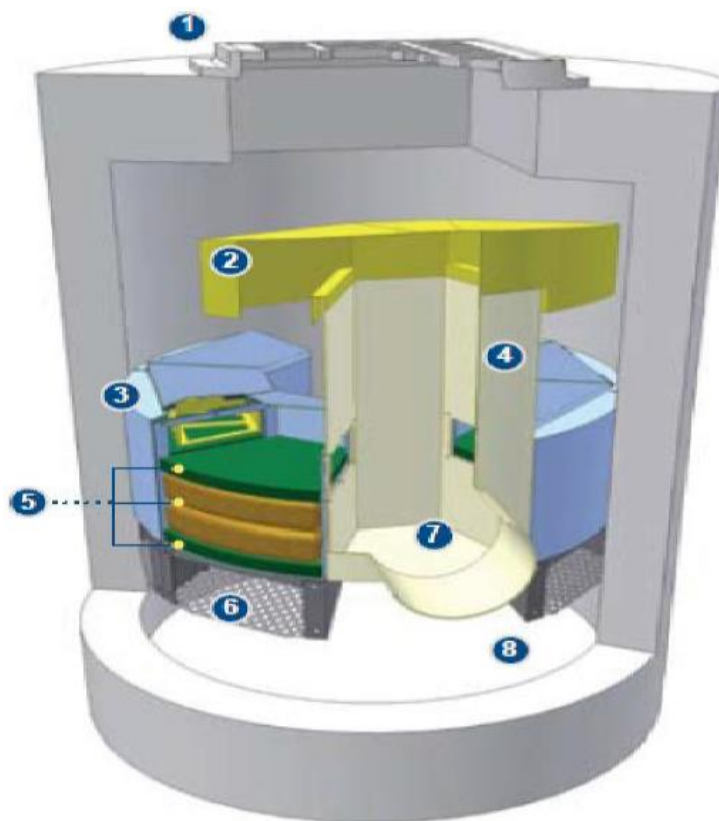


Fig.6.37 – Componentes do Up-Flo Filter [27]

Legenda:

1. Grelha de entrada;
2. Sifão para “bypass” com defletor para sólidos flutuantes;
3. Módulo de filtros;
4. Módulo de saída;
5. Filtros;
6. Crivo;
7. Tubo descendente (não visível);
8. Poço.

Este sistema pode ser construído com diversas capacidades e formatos, em seguida apresenta-se uma solução com câmara de visita retangular e com superior capacidade. A versatilidade deste sistema permite-o adequar-se a diversos caudais e a redes já existentes.

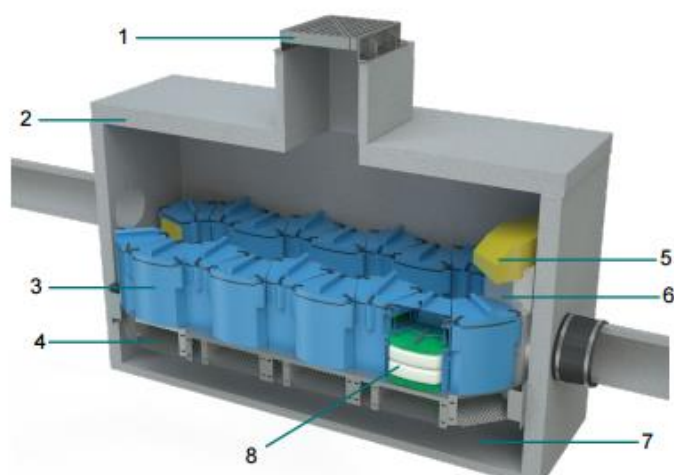


Fig.6.38 – Outra solução do sistema *Up-Flo Filter* [27]

Legenda:

1. Grelha de entrada;
2. Câmara prefabricada;
3. Módulo de filtros;
4. Crivo;
5. Sifão para “*bypass*” com defletor para sólidos flutuantes;
6. Módulo de saída;
7. Tubo descendente (não visível);
8. Filtros.

6.5.2. FUNCIONAMENTO

O *Up-Flo Filter* não necessita de energia externa, não tem partes móveis e é ativado automaticamente. Para além de ser fabricado com materiais duráveis e não corrosivos, não necessita de pessoal especializado na sua manutenção, que se restringe a inspeções periódicas para remover os sedimentos e materiais flutuantes e retirar os filtros para limpeza.



Fig.6.39 – Manutenção do sistema *Up-Flo Filter* [27]

Este sistema foi concebido para funcionar como uma espécie de “comboio de tratamento” por incorporação de várias tecnologias de tratamento no mesmo dispositivo. Lixos e detritos são removidos por sedimentação e triagem antes de passarem pelos filtros prevenindo assim a obstrução destes.

Entre eventos de precipitação os óleos e materiais flutuantes são armazenados na superfície da água separados dos sedimentos que se depositam no fundo do poço. O sifão de “bypass” de grande capacidade atua quando o caudal que chega ao dispositivo é maior do que aquele para o qual foi concebido.

O tubo descendente permite que, entre eventos de precipitação, o nível da água na câmara desça abaixo do nível dos filtros. Este mecanismo cria um fluxo inverso que liberta os poluentes capturados da superfície dos filtros ajudando a prevenir a sua obstrução. Ao permitir que o nível da água desça, este mecanismo faz com que o peso dos módulos de filtros seja reduzido, facilitando assim operações de manutenção. Os filtros podem ser de areia ou perlite.

Os crivos estão posicionados abaixo dos módulos de filtros, abrigando-os assim do fluxo direto da água. Os detritos de maiores dimensões depositam-se no poço antes do escoamento prosseguir para os crivos, protegendo-os da obstrução. Mesmo que essa situação improvável se verifique, o sifão de “bypass” tem uma capacidade elevada para escoar os caudais derivados de precipitações intensas de modo a evitar inundações a montante. Na figura 6.40 pode-se observar os detritos retidos no poço do dispositivo, bem como o tubo descendente, não visível na figura anterior:

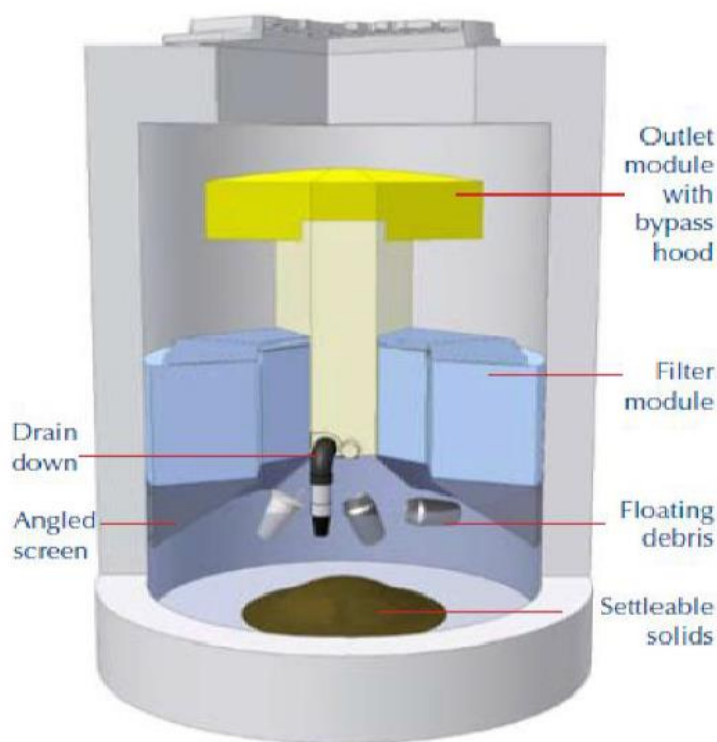


Fig.6.40 – Detritos no poço do Up-Flo Filter [27]

6.6. SEPARADOR HIDRODINÂMICO – DOWNSTREAM DEFENDER

6.6.1. DESCRIÇÃO GERAL

O *Downstream Defender* (Fig.6.41) é um separador hidrodinâmico concebido para remover sedimentos, materiais flutuantes e outros poluentes transportados pela água pluvial.

Este dispositivo permite a remoção e retenção de uma grande quantidade de poluentes. Os componentes deste dispositivo criam um regime hidrodinâmico estável que é ideal para separar líquidos e sólidos para uma ampla gama de caudais.

Os óleos e materiais flutuantes ficam retidos num pequeno compartimento logo após a entrada na câmara e os sedimentos são retidos no fundo da câmara. Estas são características essenciais para evitar a reentrada de poluentes, mesmo em condições de caudais muito elevados.



Fig.6.41 - Câmara *Downstream Defender* [28]

6.6.2. FUNCIONAMENTO

Os componentes internos deste dispositivo foram concebidos para melhorar o processo de separação, minimizando a perda de carga, aumentando a eficiência e impedindo a reentrada de poluentes capturados.

A separação através do vórtice hidrodinâmico é conseguida por extensão e estabilização do fluxo da água, enquanto isola os poluentes em zonas de armazenamento específicas.

A água pluvial contaminada entra na câmara e é dirigida para baixo e em torno da periferia da câmara (setas verdes na figura 6.42).

Óleos, lixo e outros materiais flutuantes são inicialmente capturados na entrada e à medida que o caudal aumenta são transferidos para a zona de armazenamento de óleos (zona castanha na figura 6.42). Esta zona está protegida do caminho de tratamento da água e assim impede que o material flutuante capturado seja arrastado durante fluxos de pico.

À medida que a água prossegue para a espiral em torno da periferia da câmara, o movimento de vórtice de baixa energia encaminha os sólidos sedimentáveis para a base da unidade (setas amarelas na figura 6.42). Os componentes internos isolam a base da câmara do caminho de tratamento da água prevenindo contra a lavagem dos sedimentos.

A água tratada sai da câmara através do tubo de saída orientado, depois de garantir o tempo de retenção maior possível dentro da unidade (seta azul claro na figura 6.42).

Os caudais excessivos contornam a câmara de tratamento de vórtice e também as zonas de armazenamento de poluentes. Estes caudais passam, não tratados, pelo tubo de saída orientado. A cobertura da câmara tem uma abertura de acesso para permitir a remoção dos sedimentos capturados e materiais flutuantes (seta azul escuro na figura 6.42).

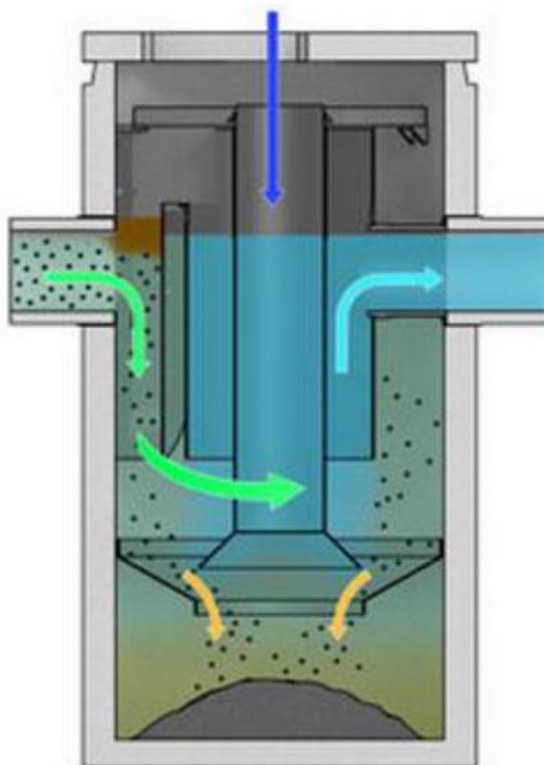


Fig.6.42 – Corte esquemático da câmara *Downstream Defender* [28]

6.6.3. CARACTERÍSTICAS

Na tabela seguinte apresentam-se as características da câmara para os tamanhos disponíveis:

Tabela 6.5 – Características das câmaras *Downstream Defender* [28]

Diâmetro da câmara (m)	Caudal tratável (l/s)	Capacidade hidráulica (l/s)	Capacidade de armazenamento de óleos (l)	Capacidade de armazenamento de sedimentos (m ³)
1.2	42	120	270	0.7
1.8	119	300	1350	1.7
2.55	150	600	2500	3.8
3.0	250	750	4650	4.4

A figura 6.43 ilustra os componentes do sistema *Downstream Defender*.

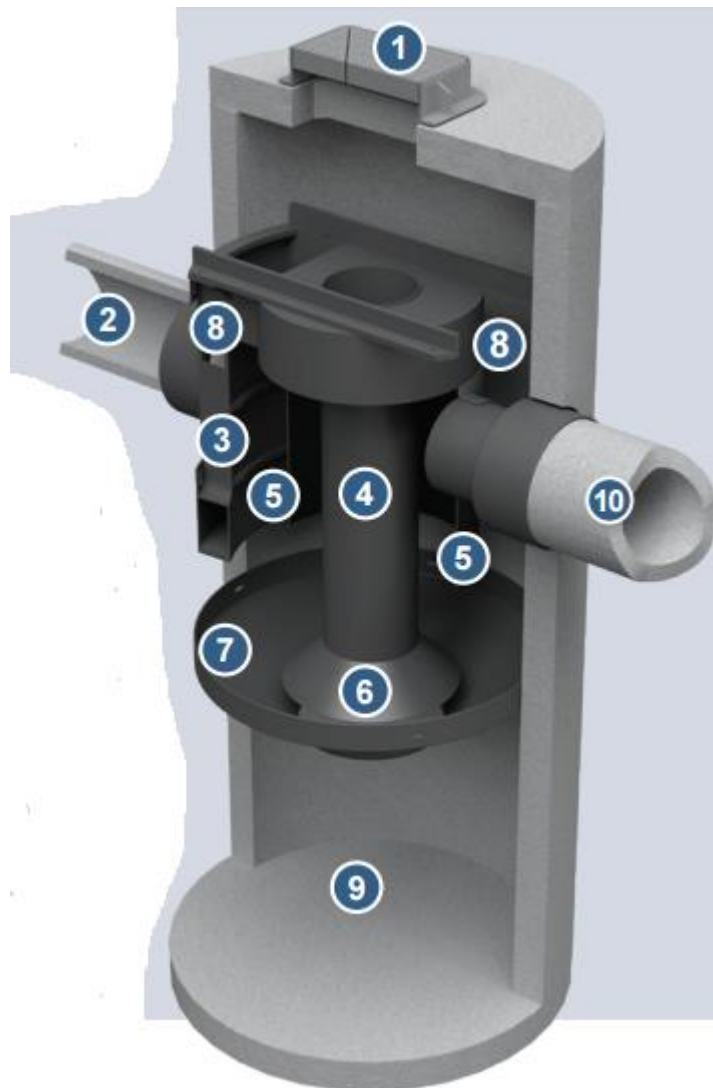


Fig.6.43 – Componentes da câmara *Downstream Defender* [28]

Legenda:

1. Acesso para manutenção;
2. Tubo de entrada;
3. Calha de entrada;
4. Eixo central;
5. Prato de mergulho;
6. Cone central;
7. Saia de recolha;
8. Depósito de flutuantes e óleos;
9. Depósito isolado de sedimentos;
10. Tubo de saída.

6.7. SISTEMA SEPARADOR DE POLUENTES – BAY SEPARATOR

6.7.1. DESCRIÇÃO GERAL

O sistema *Bay Separator* é um separador de alta performance de design simples, de fácil instalação e manutenção. Este sistema é personalizável para as condições específicas de cada local podendo funcionar autonomamente ou como uma unidade de pré-tratamento.

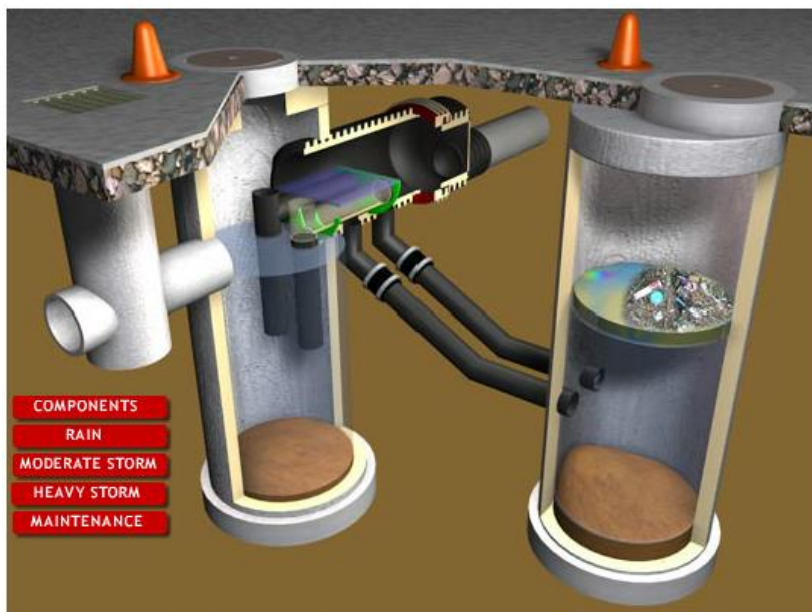


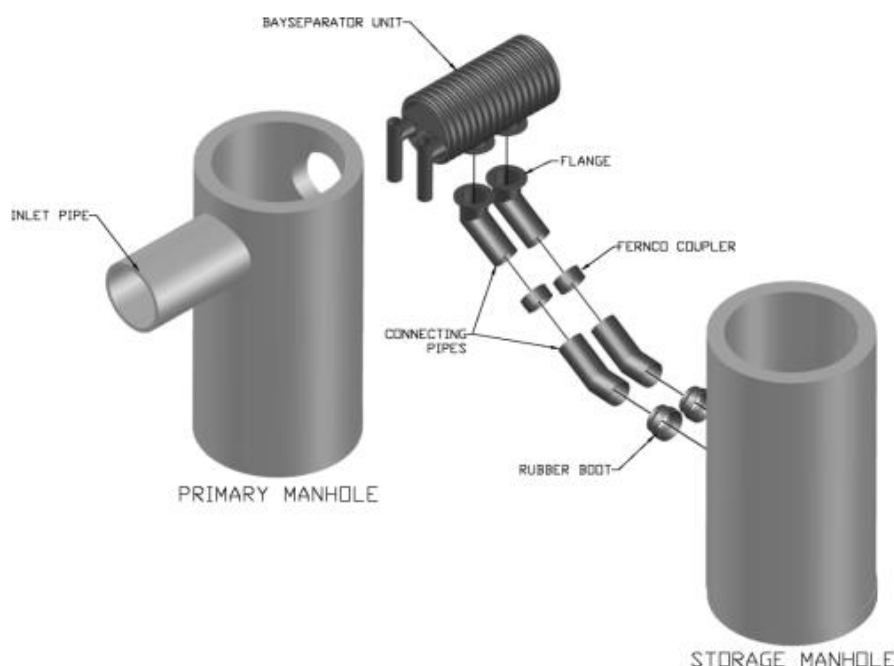
Fig.6.44 – Sistema Bay Separator [29]

Este sistema remove cerca de 80% dos óleos, sedimentos finos em suspensão e detritos flutuantes. O processo de remoção dos poluentes começa logo que o escoamento entra no sistema, nomeadamente, na caixa de visita principal.

O sistema *Bay Separator* utiliza uma estrutura de polietileno de alta densidade, com uma excelente resistência à corrosão e abrasão, para encaminhar as águas pluviais e separar os poluentes em duas caixas de visita padrão, de betão e pré-fabricadas. O sistema é composto por estes três elementos principais: a unidade *Bay Separator*, a caixa de visita principal e a caixa de visita de armazenamento.

A unidade *Bay Separator* é o coração do sistema. Esta unidade controla o caudal afluente através das duas caixas de visita. Os tubos de ligação que entram e saem da caixa de visita de armazenamento estão submersos durante a operação normal. As juntas de ligação devem portanto ser estanques e são feitas, normalmente, usando conetores de borracha flexíveis. Esses tubos de ligação são ligados à unidade *Bay Separator* usando vedantes apropriados com anéis de cisalhamento. Estes anéis fornecem força e rigidez estrutural adicional a esta articulação. A unidade está unida ao tubo de descarga do sistema com um adaptador personalizado. Os tubos de ligação estão ligados à unidade através de uma ligação flangeada.

Na figura 6.45 está representado esquematicamente este sistema:

Fig.6.45 – Componentes do sistema *Bay Separator* [29]

6.7.2. FUNCIONAMENTO

O volume afluente contendo poluentes entra no sistema passando primeiro na caixa de visita principal. Nesta estrutura, os sedimentos de maiores dimensões assentam enquanto o fluxo de água passa sobre um pequeno açude na unidade *Bay Separator* e é encaminhado para a caixa de visita de armazenamento. Este fluxo afluente à caixa de visita de armazenamento contém ainda poluentes significativos tais como, óleos, sedimentos finos, óleo, gorduras, lixo flutuante e outros detritos. Uma vez na caixa de visita de armazenamento o lixo flutuante, óleos e gorduras flutuam à superfície enquanto os sedimentos finos assentam e o fluxo retorna ao emissário do sistema através da unidade *Bay Separator*.

À medida que o fluxo através do sistema aumenta, a unidade *Bay Separator* atua como um controlador dinâmico que encaminha o fluxo afluente através do caminho mais eficaz para o tratamento. Por exemplo, em condições de baixo caudal afluente todo o volume é tratado como descrito no parágrafo anterior. Para caudais moderados e até ao caudal máximo, para o qual o sistema foi concebido, a água é continuamente tratada através das duas caixas, com uma parte desse caudal desviada para os tubos em T e o restante flui para a unidade *Bay Separator* e posteriormente para a caixa de visita de armazenamento. Este caminho percorrido pela água permite o tratamento completo de poluentes flutuantes enquanto ainda prossegue o tratamento de sedimentos sob condições de caudal moderado.

O sistema *Bay Separator* tem um bypass interno para evitar inundações da área de drenagem. Os caudais de pico com potencial de inundação são dirigidos ao longo da placa de “bypass” e diretamente através da unidade. O sistema utiliza este dispositivo para limitar os caudais afluentes à caixa de visita de armazenamento, minimizando assim o risco de resuspensão dos poluentes capturados como sedimentos finos, óleos e matéria flutuante que estão armazenados paralelamente ao circuito hidráulico. Com este armazenamento paralelo ao circuito o sistema isola hidraulicamente os poluentes dos fluxos de água de grande energia, eliminando efetivamente o risco de resuspender os contaminantes acumulados.

Na figura 6.34 ilustra-se o sistema com o fluxo da água indicado pelas setas, neste caso para um caudal superior ao máximo tratável:

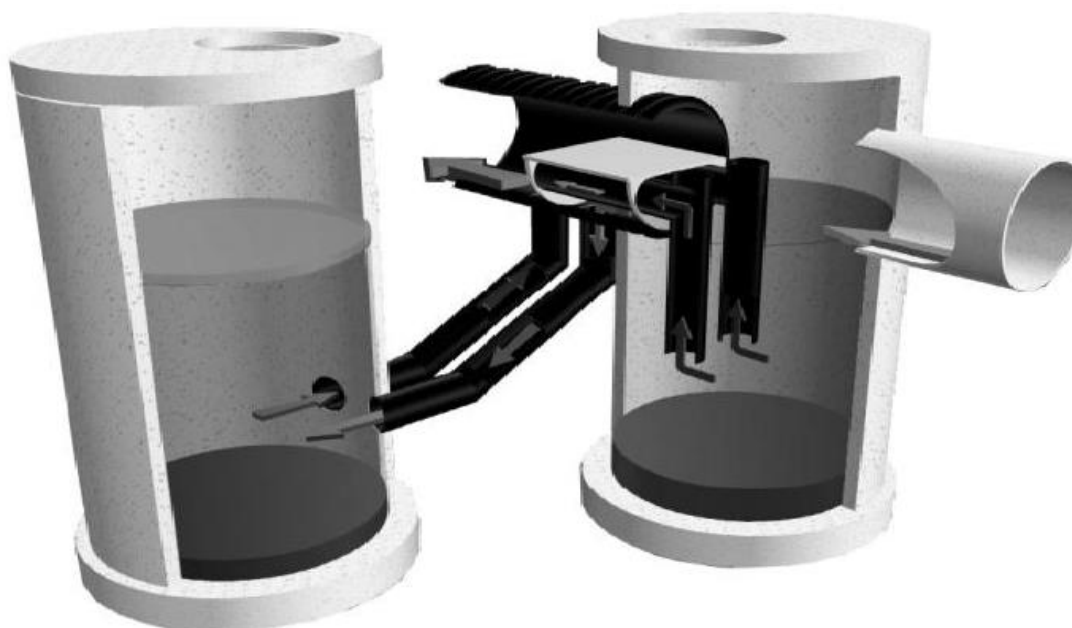


Fig.6.46 – Fluxo da água no sistema *Bay Separator* [29]

A unidade *Bay Separator* tem dois caudais característicos. Um é o caudal máximo tratável e o outro é o caudal máximo que pode ser drenado. O primeiro é o caudal máximo que pode ser tratado pela unidade sem qualquer desvio, enquanto o segundo é o caudal máximo que pode passar pela unidade, independentemente de ser tratado ou não. A capacidade do sistema de desviar caudais pelo “*bypass*” permite que seja instalado em série sem a necessidade de construir uma estrutura de desvio.

6.8. CAIXA-FILTRO PARA SUMIDOURO – GRATE INLET SKIMMER BOX

6.8.1. DESCRIÇÃO GERAL

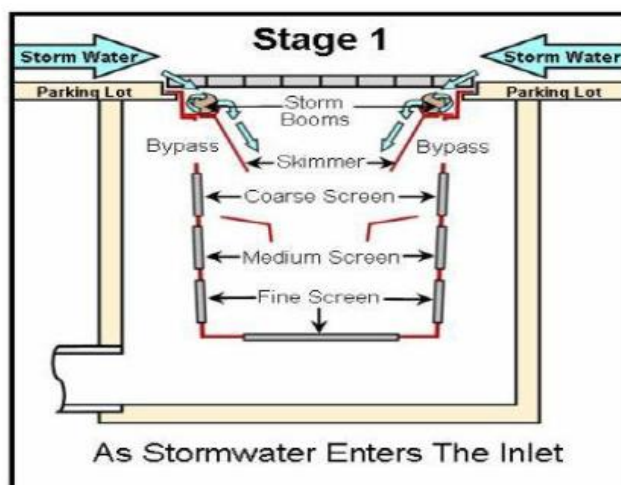
A unidade *Grate Inlet Skimmer Box* [30] é uma caixa constituída por elementos que filtram as águas pluviais e que é posicionada no interior dos sumidouros. A peça superior é constituída por um tabuleiro escumador de aço inoxidável com um braço absorvente de hidrocarbonetos que está acoplado ao tabuleiro (na figura 69 é o elemento branco). Este braço absorvente pode ser feito de um enchimento de celulose ou polímero ou de fragmentos de polipropileno fundido. Esta peça tem ainda um escudo defletor para encaminhar a água para a caixa, que é a peça inferior. A caixa é perfurada, nos quatro lados e no fundo, com aberturas de três tamanhos, que constituem assim o mesmo número de crivos. O tamanho das aberturas vai diminuindo de cima para baixo, sendo que as aberturas no fundo são iguais à do crivo inferior. Perto do topo, a caixa tem aberturas de “*bypass*” que deixam passar a água se o caudal afluente for maior que o caudal que os crivos conseguem filtrar (Fig.6.35).

Fig.6.47 - *Grate Inlet Skimmer Box* [30]

As águas pluviais que entram no sumidouro passam por um tabuleiro escumador e entra em contato com um braço de absorção de hidrocarbonetos. Águas pluviais e sólidos seguem o seu caminho para a seção inferior da caixa onde os filtros tipo peneira capturam todos os sólidos e permitem que as águas pluviais passem para a caixa de captura. Após cada evento de precipitação a caixa drena completamente e os detritos ficam acumulados num estado seco.

6.8.2. FUNCIONAMENTO

Inicialmente, as águas pluviais, entram no sumidouro através da grelha e passam pelo braço de absorção de hidrocarbonetos, localizado no perímetro superior da *Skimmer Box*. Depois deste contato a água escoar para a câmara de filtragem inferior que está equipada com três crivos tipo peneira e aberturas de “*bypass*” (Fig.6.36).

Fig.6.48 – Fase 1 da filtragem na *Grate Inlet Skimmer Box* [30]

Durante o evento de precipitação as águas pluviais passam continuamente pelo braço absorvente e escoam para a caixa de filtragem inferior adjacente aos crivos de diferentes aberturas. Estes crivos são concebidos para reterem sedimentos como areias, argilas, fosfatos, etc. Forma-se rapidamente um filtro de areias ao longo da parte inferior da caixa que tem potencial para capturar as partículas mais finas (Fig.6.37).

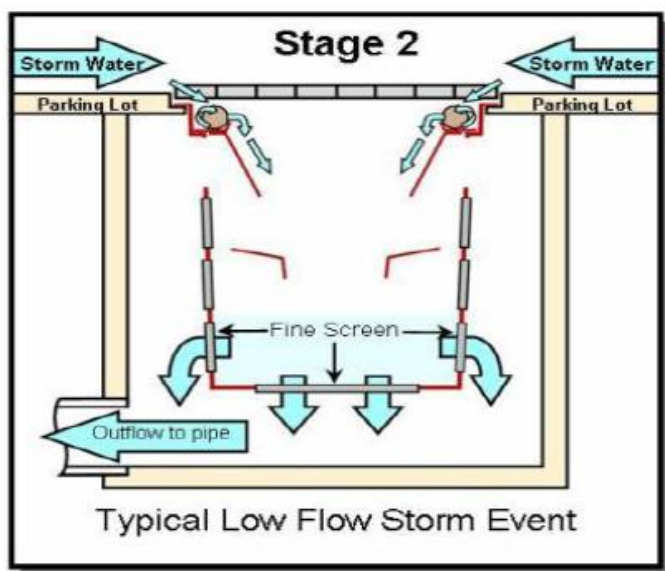


Fig.6.49 – Fase 2 da filtragem na *Grate Inlet Skimmer Box* [30]

À medida que a intensidade de precipitação aumenta o nível de água na *Skimmer Box* aumenta para o nível do crivo intermédio e do defletor de turbulência. Este crivo intermédio permite a passagem de um maior caudal, sendo o risco de obstrução menor que no crivo inferior. O defletor de turbulência reduz bastante a turbulência na caixa, o que permite que os sedimentos continuem a assentar e evitando a resuspensão dos sedimentos previamente retidos (Fig.6.38).

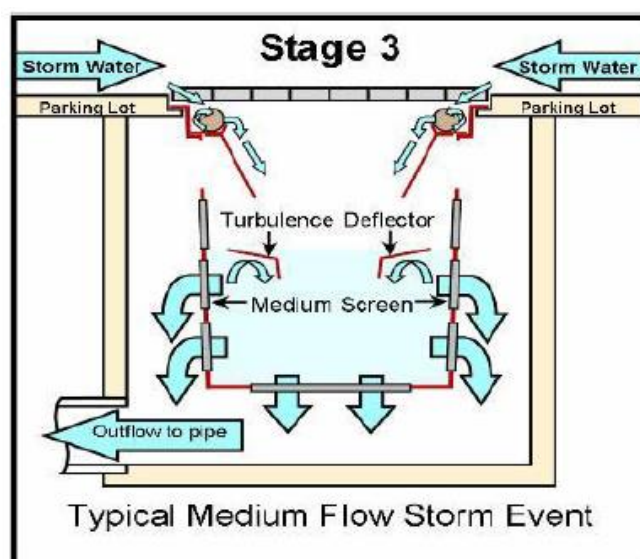


Fig.6.50 – Fase 3 da filtragem na *Grate Inlet Skimmer Box* [30]

Se a intensidade de precipitação crescer ainda mais, gerando um volume de água ainda maior, o nível de água na caixa sobe até ao nível do crivo superior que está localizado acima do defletor de turbulência. Este crivo, para materiais mais grosseiros, permite a passagem de mais água filtrada que os crivos médio e inferior, e o risco de obstrução é ainda menor. Este foi concebido para reter materiais flutuantes, como lixo e folhas. Nesta fase, a água escoar pelos três crivos, o defletor de turbulência atua sobre a água abaixo deste e os sedimentos continuam a acumular-se no fundo da caixa (Fig.6.39).

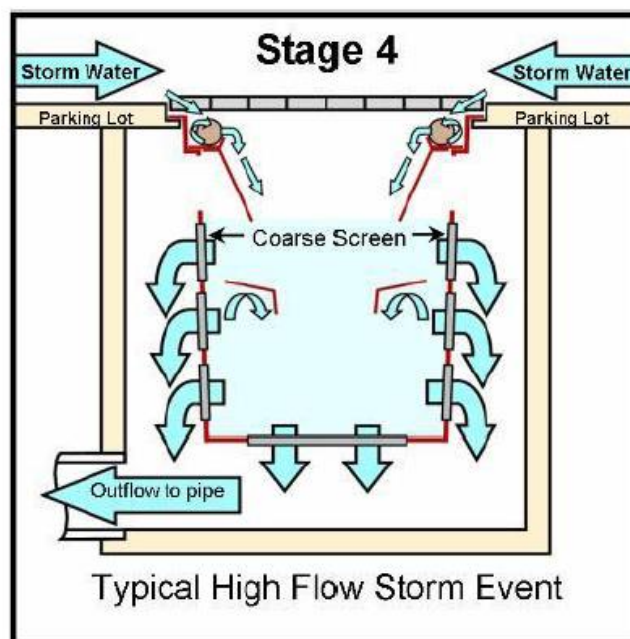


Fig.6.51 – Fase 4 da filtragem na *Grate Inlet Skimmer Box* [30]

Se a precipitação originar caudais muito elevados, para o dispositivo de entrada, que excedam o caudal que passa pelos crivos, o fluxo de água pode escoar-se através das aberturas de “bypass”, protegidas pelo escumador, situadas perto do topo da caixa. Nesta fase a água passa pelas aberturas de “bypass” mas continua também a passar nos crivos. Caudais tão elevados são raros e normalmente provocados por chuvas de curta duração (Fig.6.40).

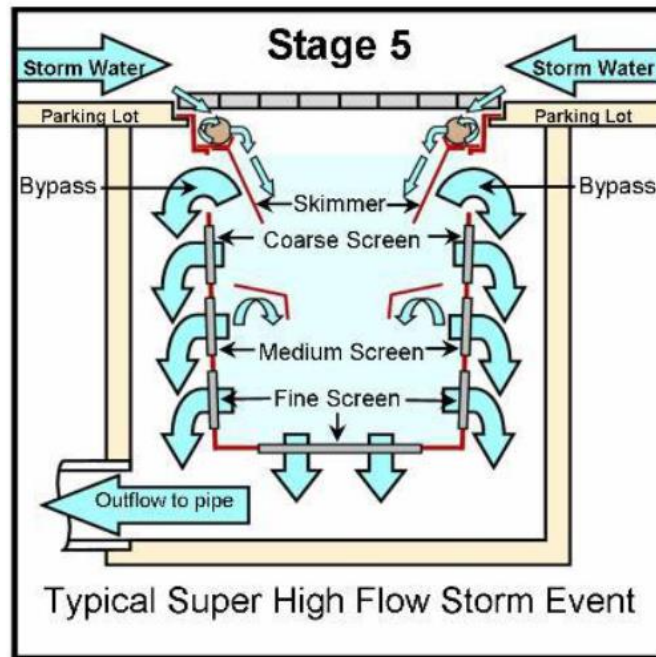


Fig.6.52 – Fase 5 da filtragem na *Grate Inlet Skimmer Box* [30]

Depois de terminada a precipitação a água é drenada completamente da *Skimmer Box*. Os detritos acumulados na caixa ficam armazenados num estado seco, o que ajuda a conter a carga poluente e previne condições de septicidade. Esta caixa pode acumular uma grande quantidade de poluentes durante várias precipitações (Fig.6.41).

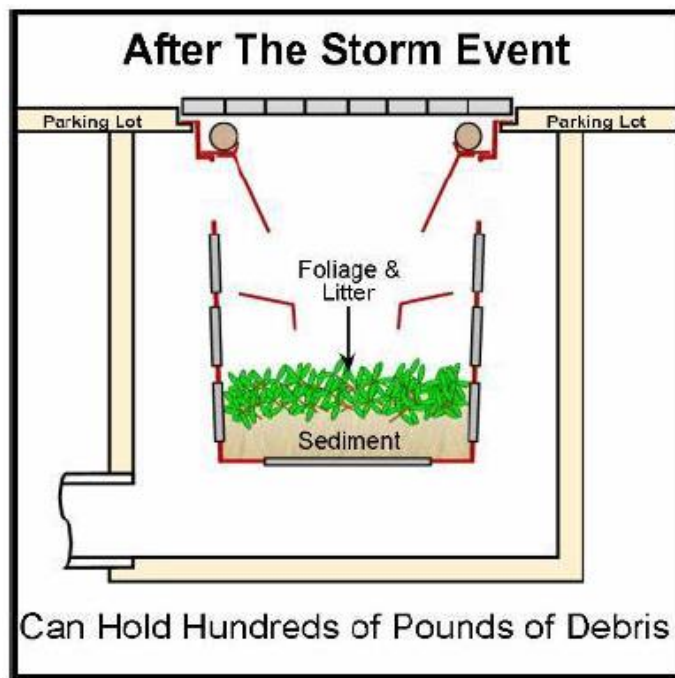


Fig.6.53 – *Skimmer Box* após precipitação [30]

6.8.3. CAPACIDADE

O caudal máximo do dispositivo *Grate Inlet Skimmer Box* é determinado pelo caudal máximo que passa na entrada do sumidouro, ou seja, o dispositivo não altera a capacidade do sumidouro.

Para determinar o caudal mínimo do dispositivo considera-se apenas o caudal que é possível passar na entrada do sumidouro e nas aberturas de “bypass”. Se a capacidade do sumidouro for menor que a das aberturas de “bypass” então o sumidouro determina o caudal mínimo, mas se a capacidade das aberturas de “bypass” é menor então estas determinam o caudal mínimo.

O caudal filtrável representa o caudal que é possível escoar através dos crivos e não inclui o caudal que escoar pelas aberturas de “bypass”. A água só escoar por estas aberturas quando o caudal afluyente é maior que o caudal filtrável.

O dispositivo *Grate Inlet Skimmer Box* pode ser feito à medida das necessidades específicas de cada instalação.

6.8.4. INSTALAÇÃO E MANUTENÇÃO

A instalação deste dispositivo é bastante simples. Basta retirar a grade do sumidouro e inserir a caixa feita à medida.

Como as peças são facilmente desmontáveis a limpeza torna-se também muito fácil. Primeiro retira-se a grade do sumidouro (Fig.6.42).



Fig.6.54 - *Skimmer Box* após retirada da grelha [30]

Seguidamente retira-se a peça superior e limpa-se os crivos (Fig.6.43).



Fig.6.55 - *Skimmer Box* após retirada da peça superior [30]

6.9 DISPOSITIVO DE CONTROLO DE CHEIAS - *HYDRO-BRAKE FLOOD ALLEVIANTION*

6.9.1. DESCRIÇÃO GERAL

O *Hydro-Brake Flood Alleviantion* [31] é um dispositivo de controlo de caudais elevados, com funcionamento em vórtice, indicado para controlo de bacias de retenção, canais, barragens, rios e ribeiros em eventos de tempestade. A performance e o *design* deste dispositivo tornam-no até 30% mais eficaz a controlar água para armazenamento, do que outras soluções de orifícios de controlo, reduzindo assim a área de terras alagadas durante uma tempestade.

Esta solução não requer consumo de energia elétrica e não possui peças amovíveis, o que a torna bastante sustentável e de baixa manutenção. Este dispositivo aliado com unidades de armazenamento e retenção, com um esquema de controlo, consegue reduzir elevados caudais de vários metros cúbicos por segundo para caudais menores de alguns litros por segundo, retendo assim milhões de metros cúbicos em eventos de tempestade prevenindo cheias.

De seguida apresentam-se uma imagem do dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviantion* e uma fotografia aérea de um rio que utiliza este sistema aliado a um açude que cria uma bacia de retenção.



Fig.6.56 – Dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviantion* [31]



Fig.6.57 – Fotografia aérea de uma bacia de retenção aliada com dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviation* [31]

6.9.2. FUNCIONAMENTO

O *Hydro-Brake Flood Alleviation* ativa-se automaticamente recorrendo à carga hidráulica de montante, forçando a água para um vórtice de ar que se forma no interior do dispositivo. Este vórtice de ar ocupa uma grande parte do centro da conduta restringindo a água a uma secção menor lateral e reduzindo assim o caudal escoado. Através deste método as velocidades periféricas da água nas condutas aumentam, conseguindo assim criar uma contra pressão e reduzir ainda mais os caudais escoados pela conduta de saída.

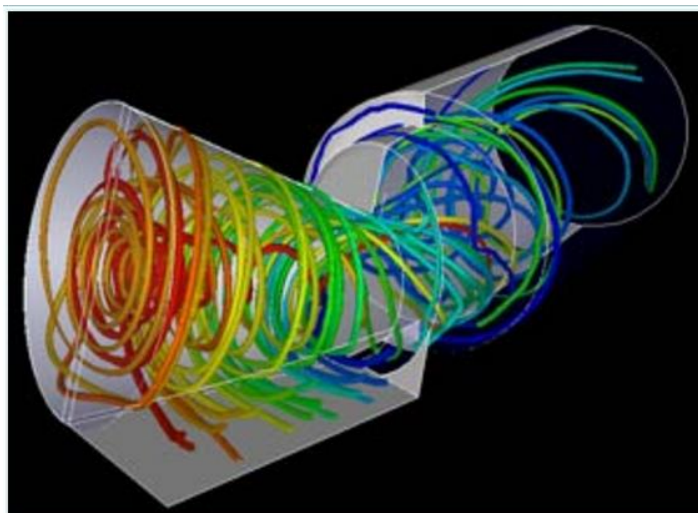


Fig.6.58 – Vórtice no interior do dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviation* [31]

O funcionamento deste dispositivo processa-se em quatro fases, descritas em seguida:

Caudais baixos

Com baixos caudais este sistema comporta-se como um grande orifício, deixando a água passar gentilmente pela conduta de saída, com mínima turbulência dentro da voluta.

Assim que a água começa a subir acima da altura do intradorso da conduta de saída, o ar acumula-se na voluta, o que restringe a secção disponível para a água. Quando a altura de água atinge o ponto máximo desta fase, este é designado de “*Flush-Flo*”, e define o início da formação do vórtice. Este ponto pode ser otimizado para diferentes locais e exigências.

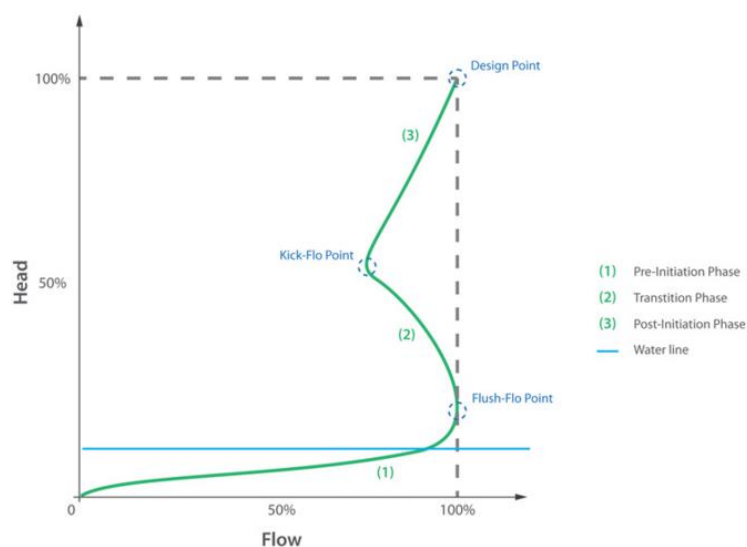


Fig.6.59 – Gráfico do funcionamento do dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviation* (caudais baixos) [31]

Fase de transição

À medida que a altura de água aumenta o vórtice começa a formar-se dentro da voluta, o ar preso forma o núcleo central. No início desta fase a carga hidráulica não é suficiente para manter um vórtice estável, então este inicia a sua formação e colapsa repetidamente. Ao ponto máximo desta fase atribui-se o nome de “*Kick-Flo*”, e corresponde à altura de água suficiente para manter o vórtice estável no interior da unidade.

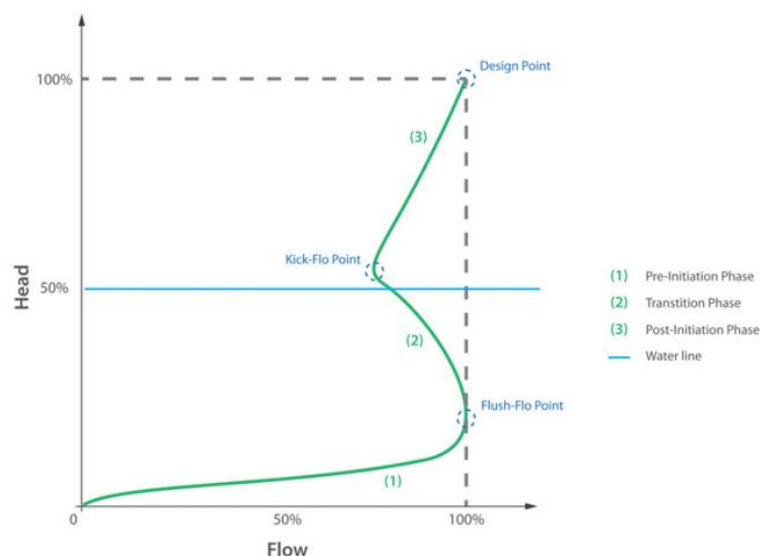


Fig.6.60 – Gráfico do funcionamento do dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviation* (fase de transição) [31]

Caudais elevados

Nesta fase o vórtice mantém-se estável, criando velocidades periféricas elevadas, no que resulta uma contra pressão que reduz o caudal escoado pela conduta de saída. Este sistema comporta-se de uma maneira semelhante à de um orifício clássico, mas com aberturas livres ate seis vezes maiores, mitigando significativamente o risco de bloqueios por detritos.

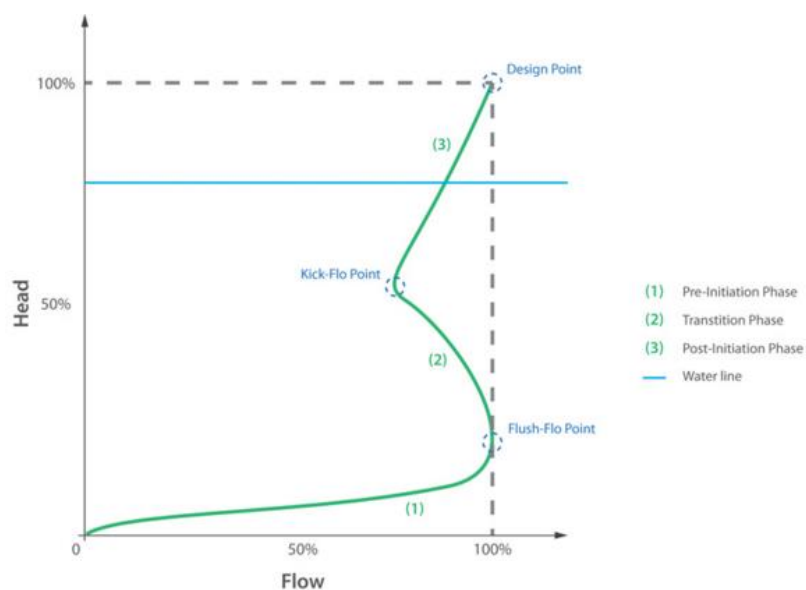


Fig.6.61 – Gráfico do funcionamento do dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviation* (caudais elevados) [31]

Após tempestade

Quando a altura de água progressivamente desce após terminada a tempestade, o vórtice perde carga e colapsa, passando este sistema a comportar-se novamente como um orifício de grandes dimensões. Isto esco a água mais rapidamente da bacia/albufeira, deixando-a preparada para um novo evento de chuva.

6.9.3. VANTAGENS

- Funcionamento automático;
- Sem partes móveis;
- Sem consumo de energia elétrica;
- Até 30% mais de armazenamento economizado em relação a outros dispositivos do tipo orifício fixos;
- A grande área aberta em todas as taxas de fluxo resulta em reduzido risco de bloqueio e reduzidas velocidades de fluxo;
- Preparado para o futuro, pois permite a adaptação a variações na modelagem hidráulica fluvial e às alterações climáticas;
- A sua resistente estrutura é apropriada a elevados caudais;
- Areja o fluxo de água;
- Reduz o desgaste/erosão da estrutura de saída de água.

6.9.4. FASES DE PROJETO

Devido à dimensão deste órgão de redução de caudais pluviais, cada unidade deve ser fabricada de acordo com as especificações do local a ser instalado. As partes intervenientes devem seguir um projeto que se pode dividir em seis fases base:

1. Projeto preliminar

Recorrendo ao conhecimento e experiência de anteriores projetos, o fabricante irá criar um projeto inicial, que incluirá as dimensões e as especificações preliminares do sistema.

2. Confirmação do projeto e objetivos de performance

Uma intervenção fluvial tem impactos diretos na hidrologia, morfologia e ecologia de um rio. Tendo isso em conta, o fabricante garante cooperação para que o projeto e os objetivos de performance sejam os ideais para uma boa gestão de risco de cheia.

3. Projeto detalhado

O projeto deste sistema pode incluir modelação por dinâmica dos fluidos computacional, assim como modelação e/ou cálculos estruturais recorrendo a análise de elementos finitos. Poderão ser feitos ensaios à escala e serão criados desenhos detalhados do sistema.

4. Fabricação

O uso de processos modernos de produção e controlo garantem que o dispositivo alcançará as expectativas em relação aos objetivos de performance do projeto.

5. Instalação

Por vezes as unidades do dispositivo *Hydro-Brake Flood Alleviation* podem alcançar tamanhos consideráveis, pelo qual o fabricante ajudará neste processo de entrega e instalação.

6. Monotorização

A intervenção num rio pode proteger contra cheias, muito mais do que o custo da instalação e manutenção, logo uma monotorização constante é essencial para o bom funcionamento, quer do projeto presente, quer como conhecimento para projetos futuros.

6.10. PAVIMENTO DRENANTE *ULTISuDS*

6.10.1. DESCRIÇÃO GERAL

O pavimento drenante *ULTISuDS* [32] é um sistema que consiste num pavimento poroso que juntamente com outros órgãos acessórios tem como objetivo drenar águas pluviais superficiais. É usado para áreas com trânsito moderado, tais como parques de estacionamento e zonas urbanas/residenciais.

Em resposta às crescentes preocupações sobre a gestão dos riscos de inundações, o *ULTISuDS* é uma solução integrada de drenagem sustentável que atende às exigências da legislação ambiental vigente e reduz o risco de inundações, através da gestão de águas de superfície.

Este sistema combina asfaltos porosos e agregados de base especiais, como polímeros e fibras de celulose, o que lhe garante um coeficiente de escoamento muito baixo. Usando medidas como tiras de infiltração, lagoas e valas de infiltração, a água da chuva é rapidamente intercetada antes de entrar no curso de água ou rede de drenagem e em seguida libertada lentamente no solo.

São apresentados em anexo, vários casos de sucesso deste sistema de pavimento drenante.



Fig.6.62 – Colocação do pavimento *ULTISuDS* [32]

6.10.2. DETALHES DO SISTEMA

Os betuminosos superficiais, de ligação e das camadas inferiores são constituídos por agregados e enchimentos de acordo com BS EN 13043:2012 [33];

Os ligantes sintéticos ou modificados com polímero transparente, são fornecidos de acordo com as especificações do cliente e/ou das especificações da qualidade do betume de pavimentação, incluindo fibras de celulose, em conformidade com BS EN 12591:2000 [34];

Para as juntas transversais e longitudinais são usados betumes a quente e/ou betumes em emulsão a frio;

É selecionado adequadamente um geotêxtil, dependendo do local, tendo em conta a permeabilidade do solo, para sistemas de infiltração, e a espessura e tipo de geomembrana para sistemas com reservatório;

Qualquer projeto de pavimento ULTISuDS deverá ser precedido por uma revisão detalhada do local proposto para o estabelecer:

- Utilização/tipo de aplicação;
- Carga de tráfego (veículos comerciais por dia);
- Adequação das condições do local para atenuação/infiltração ou combinação de ambas;
- Requisitos para a recolha de água;
- Natureza da subcamada/solo (porosidade - condutividade hidráulica e estabilidade);
- Outras fontes de escoamento superficial.

A escolha do tipo de agregado utilizado na superfície vai depender dos detalhes específicos do local, incluindo a localização e requisitos contratuais para valores de pedra polida. Depois de serem estabelecidos os critérios de projeto, existem duas partes principais do processo de *design*: projeto estrutural do pavimento e projeto hidráulico.

Projeto estrutural

O projeto estrutural do sistema incide sobre as condições de carga do solo, tráfego previsto e propriedades mecânicas das camadas betuminosas ligantes e não ligantes.

Projeto hidráulico

O projeto hidráulico do sistema leva em conta a precipitação máxima prevista no local, assim como a tempestade de projeto (30, 50, 100 anos), a permeabilidade da subcamada e as características de escoamento de água necessárias para o pavimento.

6.10.3. ENTREGA E MANUSEAMENTO

Como parte da avaliação e vigilância contínua da qualidade do produto, o BBA exige:

- Um acordo com o fabricante sobre os procedimentos de controlo de qualidade e testes de produtos a serem realizados;
- Uma avaliação e aprovação pelo controle de qualidade, sobre os lotes de materiais recebidos;
- O acompanhamento do processo de produção, e verificação que este está de acordo com o processo documentado;
- A avaliação do processo para a gestão de não-conformidades;
- Verificar que o equipamento foi devidamente testado e calibrado;
- Um compromisso entre as partes para executar as medidas anteriores através de um processo de supervisão, verificando se as especificações e controlo de qualidade, assegurado pelo fabricante, estão a ser mantidos.

Serão entregues no local a granel, as camadas de ligação, em veículos isolados e as camadas não ligantes, em veículos cobertos.

O sistema só deve ser instalado por trabalhadores que foram previamente treinados e aprovados pelo titular do certificado.

6.10.4. ESPECIFICAÇÕES DO SISTEMA

6.10.4.1. Sensibilidade à água

Foram realizados testes de sensibilidade à água para a camada superior. As camadas ligantes não serão afetadas pela presença de água de forma significativa.

Após a avaliação dos resultados dos testes iniciais de condutividade hidráulica e retidos in-situ, conclui-se que a água irá fluir através de cada camada e através do sistema completo numa taxa igual ou superior a 5000mm/h. Ver Anexos Tabela A9.

6.10.4.2. Características da superfície

A profundidade da textura da camada superficial, medida em conformidade com a norma BS 598-105:2000 [34], indica que uma satisfatória resistência à derrapagem pode ser alcançada. Ver Anexos Tabela A10.

6.10.4.3. Manutenção

A superfície deve ser limpa periodicamente usando um varredor equipado com jacto de água e equipamento de aspiração. A escovagem mecânica não deve ser utilizada para limpar o asfalto, pois poderá resultar nos detritos ficarem enraizados na superfície do asfalto.

6.10.4.4. Durabilidade

O sistema tem sido utilizado no Reino Unido desde 1999. Os dados disponíveis sugerem que, com uma manutenção em conformidade com as recomendações do ponto 6.9.3, o sistema irá fornecer um pavimento permeável duradouro para uso como parte de um sistema de drenagem sustentável.

6.10.5. GENERALIDADES DO SISTEMA

Um pavimento ULTISuDS deverá ser instalado pelos instaladores do titular do certificado, de acordo com os procedimentos detalhados no Plano de Qualidade e Guia de Boas Práticas para ULTISuDS:

- Inspeção e avaliação do local;
- Preparação e limpeza da superfície;
- Condições climáticas aceitáveis;
- Temperaturas mínimas para calcetamento e cilindragem (apenas asfalto);
- Reuniões de segurança pré-trabalho específicas no local
- Realização de juntas;
- Tipo de equipamento;
- Procedimento de compactação;
- Precauções durante a instalação;
- Métodos de instalação;
- Manutenção de registos.

Sempre que são utilizados geotêxteis ou geomembranas, estes devem ser instalados de acordo com as recomendações do fornecedor.

Para áreas de grande dimensão, recomenda-se a utilização de pavimentadora para o assentamento das camadas não ligantes. Durante a compactação por vibração não será utilizada.

Para as camadas betuminosas ligantes, o asfalto deve ser entregue, instalado e compactado dentro de quatro horas após o seu fabrico. Previamente à sua compactação, o asfalto deve ser visualmente inspecionado. A sua temperatura deve ser verificada, com a finalidade de verificar se a temperatura de cilindragem ainda poderá ser alcançada.

A temperatura mínima da superfície do solo antes do assentamento deve ser -1°C , num termómetro crescente desde que a superfície esteja seca e livre de gelo. O assentamento deve ser suspenso quando a temperatura do ar chegar a 0°C num termómetro decrescente. O pavimento ULTISuDS não deve ser instalado durante os períodos de chuvas fortes.

Devido à natureza abrangente de granulometria das camadas não ligantes, poderão ocorrer perturbações no solo durante a instalação da subcamada. Com a finalidade de mitigar estas perturbações o seguinte deverá ser levado a cabo, em conformidade com as instruções do local de trabalho e complementadas por reuniões de segurança:

- O material de base pode ser compactado numa fina camada que se estende por 1,5 m das bordas de áreas, tais como lancis, estruturas ou curvas, para estabilizar a sub-base. Esta prática pode ser concluída no dia anterior às camadas de asfalto serem instaladas.
- A sub-base deve ser constantemente monitorizada em busca de qualquer perturbação importante. Se isto ocorrer, a pavimentadora deverá ser parada, o veículo de entrega puxado para fora da pavimentadora, e a sub-base será recompactada antes de continuar com a instalação.

6.10.6. REPARAÇÕES DO SISTEMA

Para grandes reparações a área danificada é removida por aplainamento a toda a profundidade da camada afetada. A área aplainada é reintegrada usando material com as mesmas especificações, salvo acordo em contrário com o comprador.

Se for necessário um pré-tratamento do substrato para manter a condutividade hidráulica, recomenda-se a utilização de um varredor equipado com jato de água e equipamento de aspiração. Isto é seguido por testes de condutividade hidráulica para confirmar que o fluxo de água se mantém pelo menos 75 % das necessidades de condutividade hidráulica inicial para o local.

Pequenas reparações podem ser realizadas por corte da secção danificada e substituição com um material adequado especificado no acordo entre o titular do certificado e do comprador. Normalmente, o pré-tratamento do curso de água não é necessário.

7

MODELAÇÃO DE UMA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS UTILIZANDO O PROGRAMA INFORMÁTICO “STORM WATER MANAGEMENT MODEL (SWMM)”

7.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objetivo modelar uma rede de drenagem de águas pluviais através do programa informático SWMM [35], introduzindo alguns dos órgãos inovadores apresentados no capítulo anterior.

Não sendo este programa informático capaz de introduzir diretamente estes órgãos, foram feitas aproximações utilizando métodos já existentes de modelar bacias de retenção. Foram portanto escolhidos para introdução na rede modelada, a câmara de controlo de caudal *Hydro-Brake*, as bacias de retenção *Aquacell* e o pavimento drenante *ULTISuDS*.

O grande objetivo do trabalho realizado nesta modelação é demonstrar que é possível, introduzindo órgãos inovadores, controlar caudais elevados de tempestades em redes de drenagem pluvial, evitando possíveis cheias. E que é possível introduzi-los tanto em redes a serem instaladas, como em redes já existentes. Será, portanto, feita uma comparação entre uma rede de drenagem de águas pluviais tradicional e uma outra que inclui os órgãos acima mencionados.

7.2. DESCRIÇÃO DA REDE

Tendo em conta que se quer demonstrar que é possível introduzir estes sistemas inovadores em redes de drenagem pluvial já existentes, foi escolhida uma zona da cidade de Matosinhos para a modelagem. Optou-se por escolher uma zona real, em vez de uma rede hipotética, com a finalidade de evitar o uso de uma grande quantidade de dados arbitrados, aproximando assim à realidade a modelação desta rede.

Foi feito um levantamento de cotas, áreas e morfologia do terreno escolhido, utilizando imagens de satélite recorrendo ao programa informático Google Earth [36], e ao sítio do Instituto Nacional de Estatística [37]. Sendo assim, a localização e dimensões das caixas de visita e dos coletores não corresponde à realidade, foram dimensionados com recurso ao programa informático *SWMM*. Este facto não trás desvantagens significativas a esta modelação, pois o objetivo chave é realmente a comparação entre uma rede de drenagem, e uma outra rede idêntica mas com a presença dos dispositivos de controlo.

A área escolhida trata-se de uma zona residencial localizada na freguesia de S. Mamede de Infesta, que forma uma bacia hidrográfica ideal para esta modelação, pois toda a sua área de cerca de 200.000m² drena para um único ponto localizado numa linha de água existente. Esta zona está

constituída por habitações unifamiliares, prédios multifamiliares, assim como por três escolas e um campo de futebol relvado.



Fig.7.1 – Zona escolhida para a modelação

7.3. DESENVOLVIMENTO DA REDE

7.3.1. COLETORES E CAIXAS DE VISITA

Sabendo as cotas e dimensões do terreno foi desenhada a rede que inclui as caixas de visita e os coletores, respeitando a distância máxima entre caixas de visita de 60m. As cotas e inclinações das condutas foram estabelecidas. Nesta fase inicial todos os coletores são de diâmetro de 20mm. Com o intuito de ter dimensões reais para o diâmetro das condutas, foi adotado um tipo de tubo em PVC existente no mercado, o Politejo Sanicol [38], em seguida apresentam-se as suas dimensões:

Tabela 7.1 – Dimensões dos tubos Politejo Sanicol

DIÂMETRO NOMINAL (mm)	ESPESSURA NOMINAL SN2 (mm)	ESPESSURA NOMINAL SN4 (mm)	ESPESSURA NOMINAL SN8 (mm)
160	3,2	4,0	4,7
200	3,9	4,9	5,9
250	4,9	6,2	7,3
315	6,2	7,7	9,2
400	7,9	9,8	11,7
500	9,8	12,3	14,6
630	12,3	15,4	18,4
800	15,7	19,6	23,4

Concluído o desenho, a rede tem o seguinte aspeto (Fig.7.2), onde as caixas de visita estão representadas por pontos e os coletores por linhas. O ponto representado por um triângulo simula a saída do sistema, o ponto mais baixo para onde todo o caudal irá escoar, e que será expelido para a linha de água ali existente.



Fig.7.2 – Rede com caixas de visita e coletores

7.3.2. SUB-BACIAS

Nesta fase dividiu-se a zona em sub-bacias, tentando restringir cada habitação a uma sub-bacia diferente, com o intuito de utilizar diferentes coeficientes de escoamento dependendo do tipo de estrutura. Para representar as estradas também foram feitas sub-bacias. A cada sub-bacia foi atribuída uma área, um coeficiente de escoamento, uma inclinação e o respetivo nó para onde escoa a água da chuva. Este programa não simula sarjetas ou sumidouros, ou seja, é impossível introduzir caudais diretamente através das condutas, logo os escoamentos de cada sub-bacia foram atribuídos à caixa de visita mais próxima.

De seguida apresenta-se uma vista geral da rede incluindo as sub-bacias:



Fig.7.3 – Rede com sub-bacias

Os coeficientes de escoamento escolhidos resultaram de uma média de valores recolhidos das tabelas A1 e A2 dos Anexos, e são os seguintes:

Tabela 7.2 – Coeficientes de escoamento

Coeficientes de escoamento	
Habitações unifamiliares	0.40
Prédios geminados	0.50
Prédios isolados	0.65
Pavimento betuminoso	0.85
Relvado	0.20
Parques	0.25

Para as escolas foi adotado um coeficiente de escoamento de 0.65, visto tratarem-se de zonas com um misto de edifícios e zonas ajardinadas.

7.3.3. HIDROLOGIA

Para encontrar a intensidade e a duração da chuvada a simular, recorreu-se ao método descrito no capítulo 4 do presente trabalho, usando um tempo de retorno de 20 anos. Disto resultaram um parâmetro $a=317.74$ e um parâmetro $b=-0.538$. Tendo o troço de coletores mais longo do sistema cerca de 750 metros, considerou-se um tempo de concentração da bacia de 22.5 minutos, a partir deste valor escolheu-se um tempo de precipitação de 25 minutos, ou seja, superior ao tempo de concentração para que a rede seja testada no seu máximo. A Intensidade que resulta destes valores é de 56.23mm/h.

7.3.4. DIMENSIONAMENTO DA REDE

Nesta fase do trabalho procedeu-se ao dimensionamento dos diâmetros e inclinações dos coletores e respetivas profundidades das caixas de visita. Recorrendo ao programa informático, consegue-se obter gráficos de alturas de água dentro dos coletores em função do tempo, desta maneira foram-se aumentando consecutivamente os diâmetros dos troços de jusante até que a rede conseguisse drenar de forma eficaz toda a água da chuvada. Em seguida apresenta-se um gráfico exemplo utilizado nesta fase.

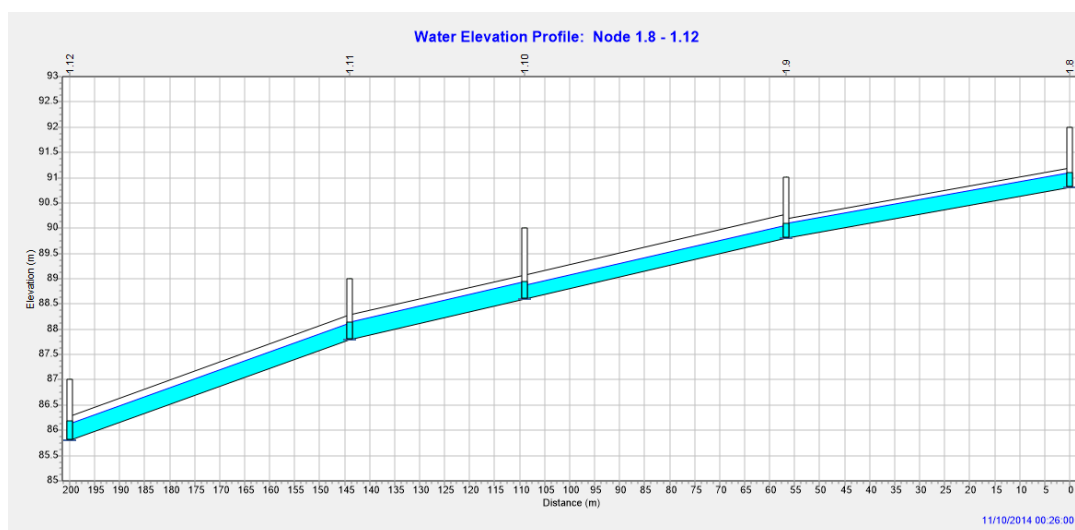


Fig.7.4 – Gráfico tipo de um corte longitudinal de uma secção da rede

Desta simulação resulta uma gama de condutas que oscila entre os 200mm e os 630mm, com um caudal máximo de 2566 l/s, que ocorre no ponto de saída ao minuto 26 da simulação. A figura seguinte (Fig.7.5), mostra a rede com uma escala de cores, que no caso dos coletores representam o diâmetro (m) e no caso das caixas de visita, representam o caudal (l/s).

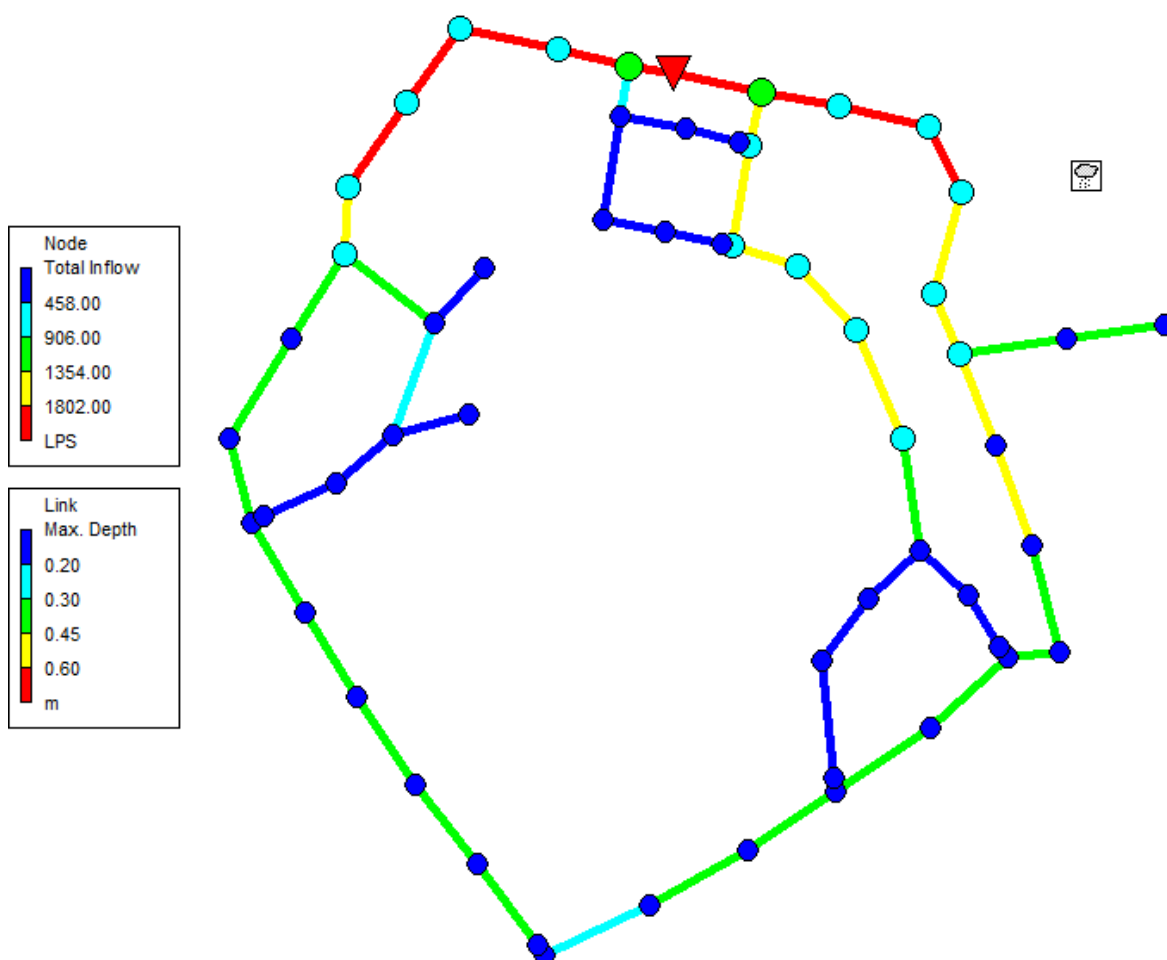


Fig.7.5 – Estrutura da rede com escala de cores, aos 26 min de simulação

7.4. INTRODUÇÃO DOS ÓRGÃOS INOVADORES

Com o objetivo de reduzir e controlar os caudais de cheia nesta rede procedeu-se à introdução dos órgãos inovadores, optou-se por introduzir duas câmaras de controlo de caudal *Hydro-Brake*, três bacias de retenção *Aquacell* e pavimento drenante *ULTISuDS* nos parques de jogos das escolas e parque de estacionamento.

7.4.1. LOCALIZAÇÃO DOS ÓRGÃOS

O pavimento drenante *ULTISuDS* foi colocado nos parques de jogos das escolas, para simular este facto no programa *SWMM*, foram alterados os coeficientes de escoamento das mesmas, de 0.65 para 0.40. Simulou-se também a introdução deste pavimento em todas as ruas da zona em estudo, mas as diferenças nos caudais finais não eram significativas em relação ao possível enorme custo de

repavimentar todas as ruas. O parque de estacionamento seria repavimentado com o pavimento drenante, e sob este instalada uma bacia de retenção recorrendo ao sistema Aquacell. Este método possibilita que praticamente toda a água que caia sobre o parque de estacionamento seja diretamente drenada para o interior da bacia. Para esse efeito, no programa informático alterou-se o coeficiente de escoamento do parque de estacionamento para 0.95, e encaminhou-se este escoamento para a bacia de retenção.

As câmaras de controlo de caudal *Hydro-Brake* foram colocadas em locais estratégicos, onde os caudais têm tendência a aumentar, conseguindo reduzi-los.

Além da bacia de retenção presente no parque de estacionamento, foram introduzidas outras duas, uma sob uma rotunda e outra num terreno descampado adjacente a uma das escolas. A escolha destes locais foi feita, principalmente, a partir dos espaços com área disponível para uma instalação destas dimensões e que cada troço principal da rede tivesse um destes sistemas. Apesar do troço central da rede ser mais curto que os outros dois laterais, recebe toda a água drenada das escolas e grandes propriedades adjacentes, destacando a importância da bacia de retenção Aquacell 2.

Todos os sistemas foram introduzidos na rede em série e numeraram-se para mais fácil análise. Em seguida, na figura 7.6, apresentam-se os locais escolhidos para os órgãos inovadores:



Fig.7.6 – Localização dos órgãos inovadores

7.4.2. MÉTODO UTILIZADO PARA A SIMULAÇÃO DOS ÓRGÃOS INOVADORES

7.4.2.1. Câmara de controlo de caudal *Hydro-Brake*

Tratando-se de um dispositivo muito semelhante a uma caixa de visita, e recorrendo à informação já apresentada no capítulo anterior deste trabalho, simulou-se um reservatório com as dimensões de 2.78m^2 de área e 1.75m de altura para o dispositivo *Hydro-Brake* 1. Foi necessário simular um reservatório maior para o dispositivo nº2, pois o caudal, neste troço da rede é mais elevado, chegou-se à conclusão que um reservatório com 15m^2 de área e 2m de altura eram suficientes.

Ao reservatório simulado adicionaram-se dois orifícios circulares, um que simula o dispositivo *Hydro-Brake* e outro de emergência, o primeiro situado a 0.41m do fundo do reservatório, o segundo a 1.5 metros de altura. Para o dispositivo 1, foi escolhido um orifício de 300mm de diâmetro, para o nº2 foi escolhido um orifício de 375mm . Ambos os orifícios de emergência são de 200mm de diâmetro. Não permitindo este programa informático simular o vórtice, foi inserido um coeficiente de descarga de 0.8 no orifício que simula o dispositivo *Hydro-Brake*.

Em seguida, (Fig.7.7), apresenta-se a planta deste dispositivo, assim como um corte longitudinal (Fig.7.8) e um gráfico de caudais em função do tempo de ambos os orifícios em ambos os dispositivos (Fig.7.9 e Fig.7.10). Destes gráficos podemos retirar que, no dispositivo *Hydro-Brake* 1 não houve necessidade de o orifício de emergência ser ativado, enquanto no dispositivo *Hydro-Brake* 2 foi usado durante cerca de 15 minutos.



Fig.7.7 – Câmara de controlo de caudal em planta

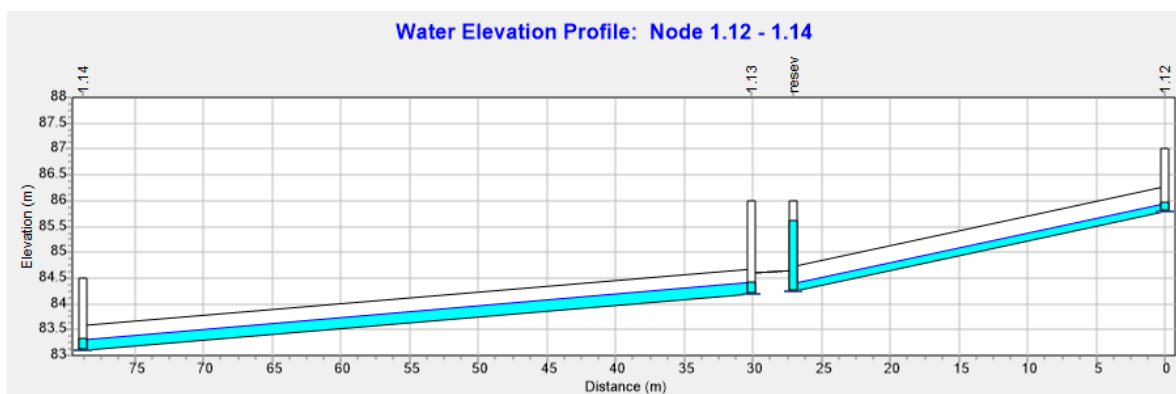
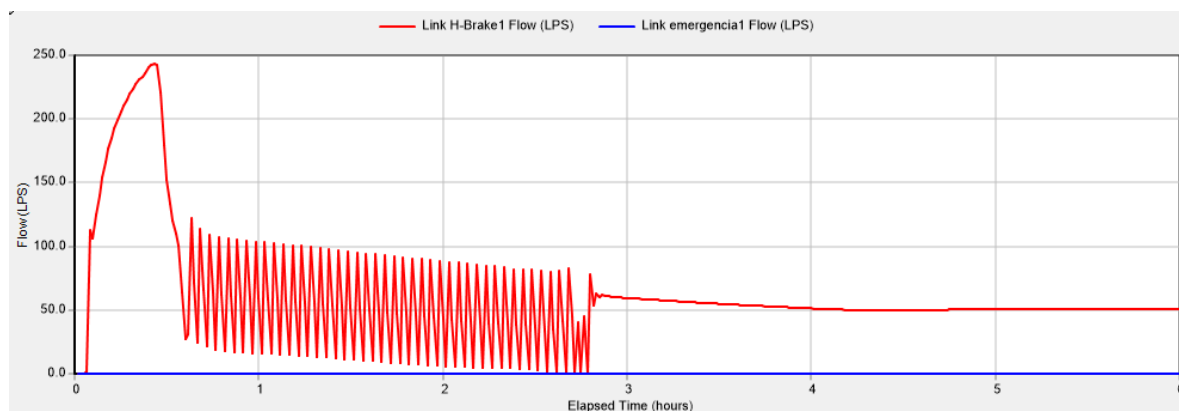
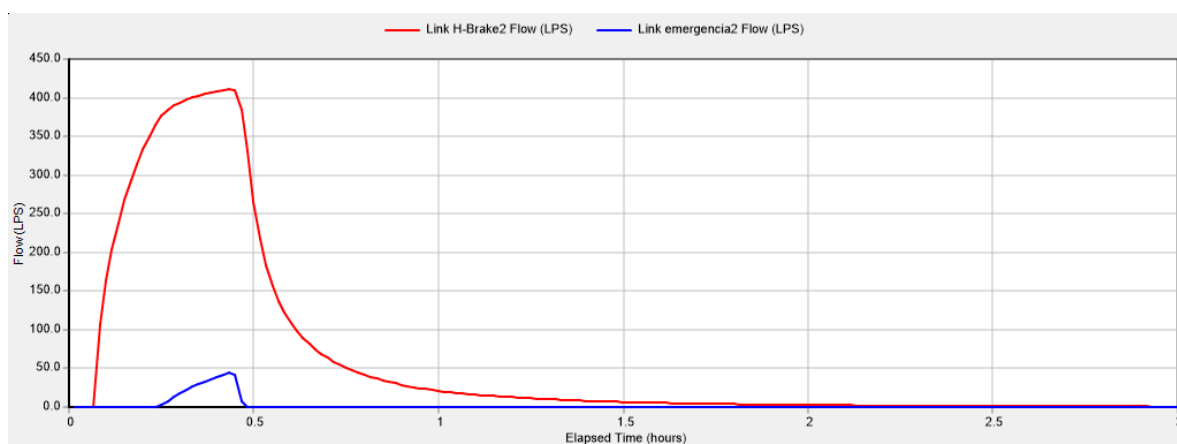


Fig.7.8 – Câmara de controlo de caudal em corte longitudinal

Fig.7.9 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo *Hydro-Brake 1*Fig.7.10 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo *Hydro-Brake 2*

7.4.2.2. Bacias de retenção Aquacell

Para as bacias de retenção usou-se um método semelhante, mas em vez de um, dois reservatórios, simulando o primeiro a bacia propriamente dita, ou seja, as unidades Aquacell, e o segundo simulando a caixa de visita de saída. Esta disposição permite simular aproximadamente um sistema de bacia de retenção Aquacell com caixas de visita acopladas, já apresentada no capítulo anterior.

Foi adicionado entre os reservatórios um orifício de 200mm ou 300mm de diâmetro para simular o fluxo constante. E outro orifício de grandes dimensões para simular a abertura do dispositivo de saída em caso de emergência, permitindo o máximo caudal possível da conduta de jusante, quando o reservatório estiver perto da sua capacidade máxima.

As unidades do sistema Aquacell têm uma altura de 0.40m, e o seu fabricante especifica que 95% do seu volume é vazio, tendo cada unidade 190 litros de volume de vazios. Tendo isto em conta, e a possibilidade de acumulação de sedimentos dentro da bacia, as suas áreas foram multiplicadas por um fator de 0.90.



Fig.7.11 – Bacia de retenção em planta

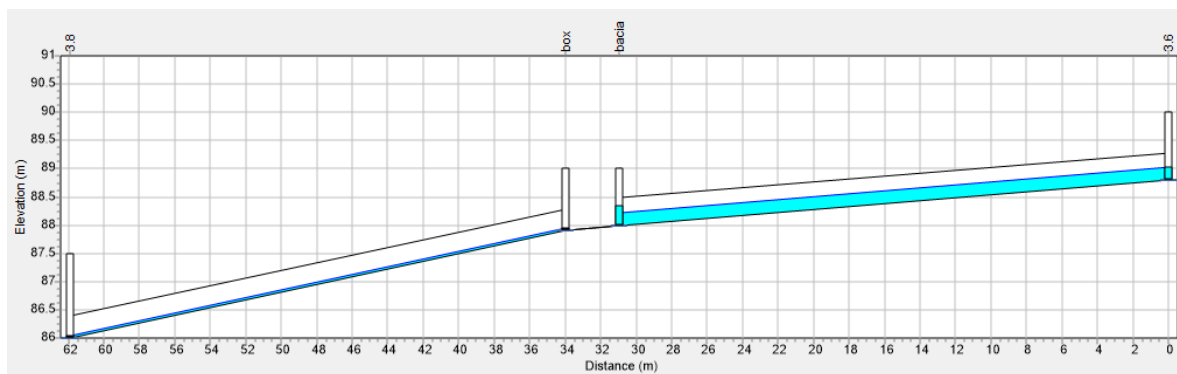
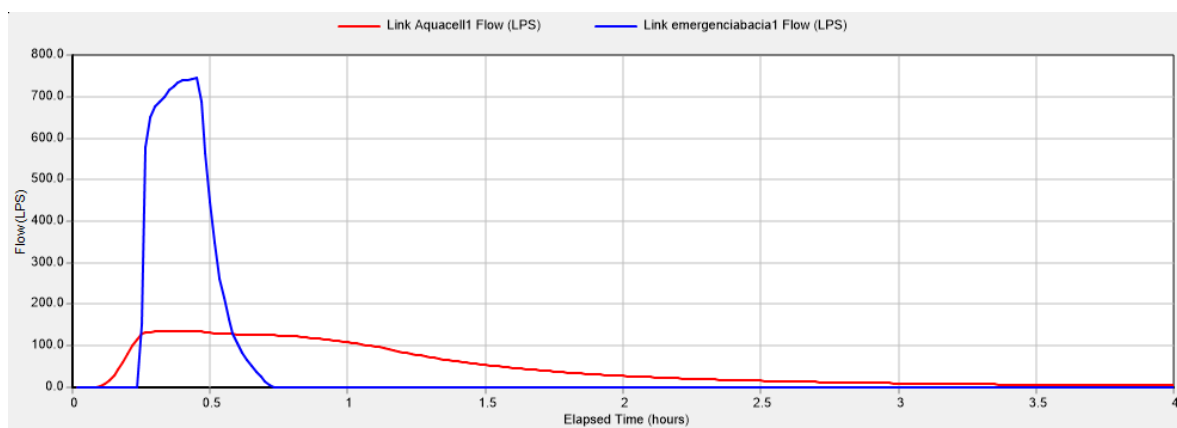
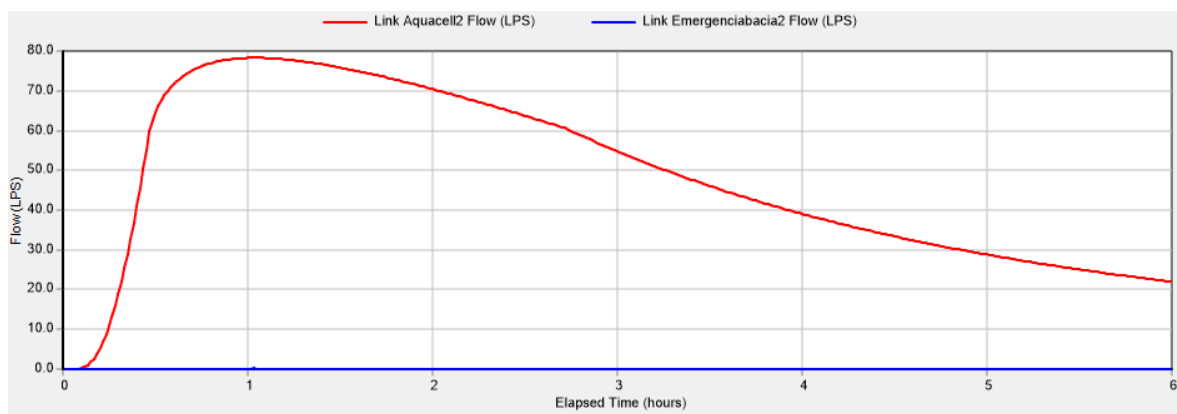
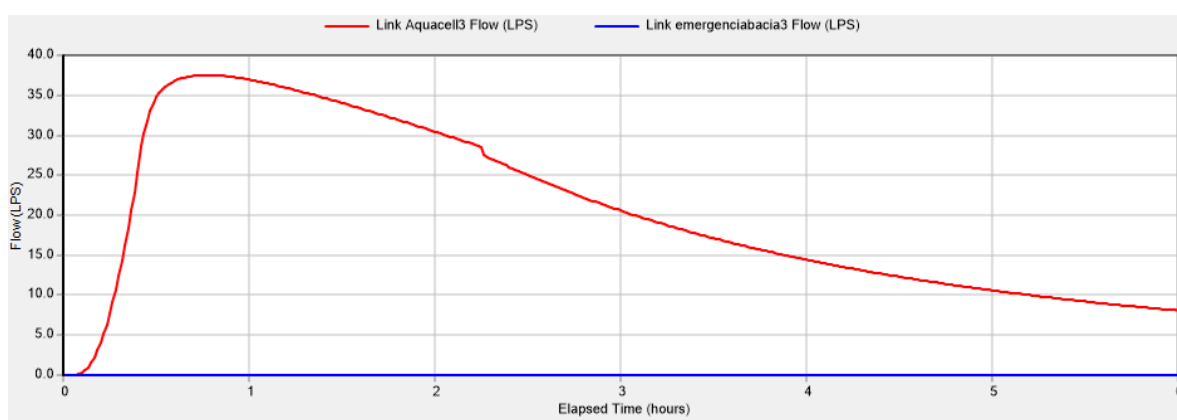


Fig.7.12 – Bacia de retenção em corte longitudinal

A rotunda onde se localiza a bacia *Aquacell* 1 tem cerca de 800m^2 , logo a área introduzida no reservatório foi 720m^2 , com uma altura de 0.4m , logo com volume de 288m^3 . O terreno descampado tem uma área bastante grande, logo foi dimensionada uma bacia com volume suficientemente grande para conseguir reter a água desta chuvada sem ter que recorrer ao sistema de emergência, essa área foi de 2250m^2 , com uma altura de 0.4m resulta um volume de 900m^3 . O parque de estacionamento, onde se localiza a terceira bacia de retenção aliada ao pavimento drenante, tem uma área de cerca de 2000m^2 . Sendo assim a área introduzida no programa informático foi de 1800m^2 , resultando um volume de 720m^3 .

São apresentados de seguida os gráficos dos caudais em função do tempo das três bacias *Aquacell*, de ambos os orifícios nelas presentes. Pode-se concluir que apenas na primeira foi necessário o uso do orifício de emergência. Tratando-se da bacia de menores dimensões, era de esperar que para caudais tão elevados, o sistema de emergência tivesse que ser usado.

Fig.7.13 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo *Aquacell* 1

Fig.7.14 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo *Aquacell 2*Fig.7.15 – Gráfico do caudal em função do tempo no dispositivo *Aquacell 3*

7.5. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS ENTRE A REDE TRADICIONAL E A REDE COM ÓRGÃOS INOVADORES

Reunidos todos os resultados obtidos nesta simulação, procedeu-se à sua análise e comparação das duas redes simuladas.

Sendo o objetivo principal comparar os caudais de ponta entre a rede tradicional e a rede com órgãos, começou-se por comparar os caudais do ponto de saída em função do tempo. Dos dois gráficos apresentados de seguida (Fig.7.16 e Fig.7.17), a mais óbvia diferença é que o caudal máximo de 2566 l/s da rede tradicional foi reduzido para 1230 l/s com a introdução dos dispositivos. Esta redução do caudal máximo deve-se ao facto de que o volume de água da chuvada está mais distribuído ao longo do tempo. Note-se que na rede tradicional, o fluxo para por volta das 3 horas de simulação, enquanto na rede com órgãos o fluxo continua para lá das 6 horas de simulação.

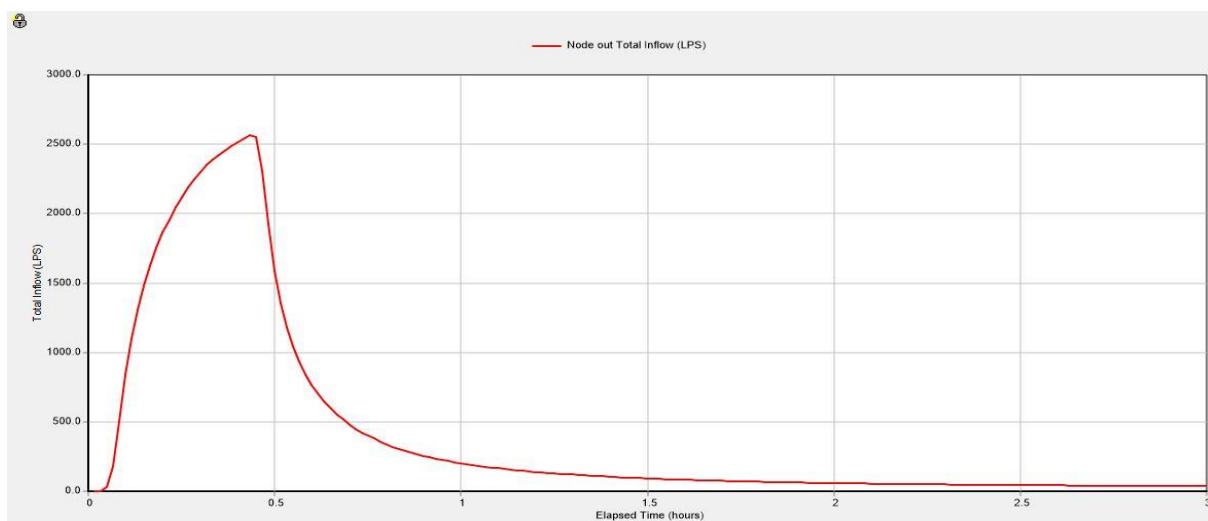


Fig.7.16 – Gráfico do caudal em função do tempo no ponto de saída, na rede tradicional

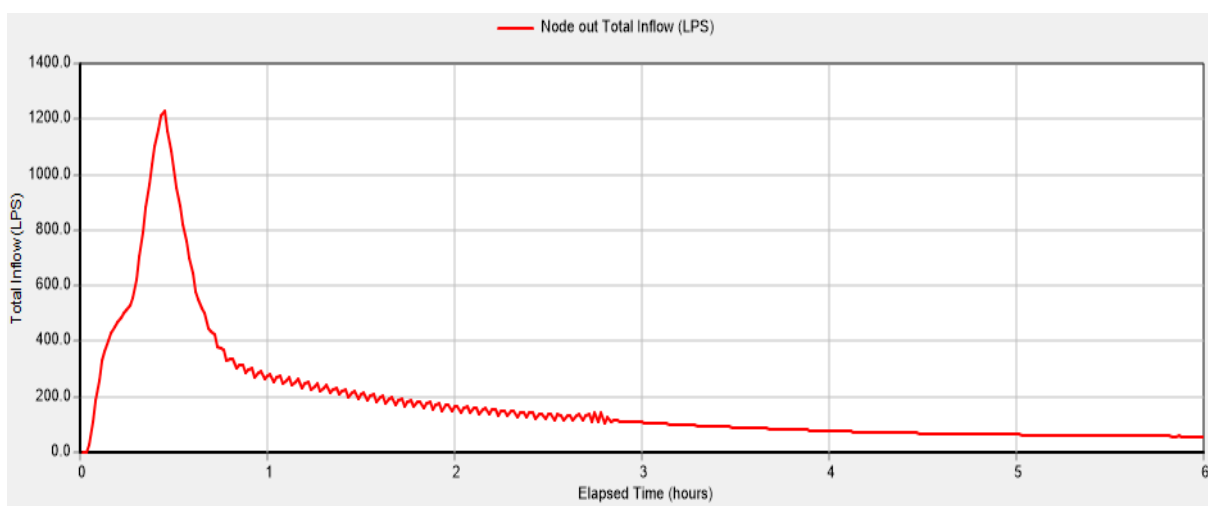


Fig.7.17 – Gráfico do caudal em função do tempo no ponto de saída, na rede com órgãos inovadores

Foram comparados de seguida os caudais de ponta de todos os troços da rede. Nas figuras seguintes (Fig.7.18 e Fig.7.19) é perceptível através da escala de cores que estes caudais de ponta foram reduzidos devido à introdução dos órgãos de controlo, com ênfase nos troços de coletores do final do percurso.

Devido a esta redução de caudais nas condutas, seria possível reduzir os seus diâmetros e assim reduzir os custos de instalação de uma rede. Mas sendo esta uma modelação de uma rede já existente e a regulamentação não aconselha a fazê-lo, não se procedeu à alteração das dimensões das condutas, garantindo também assim, o escoamento de todo o caudal caso uma avaria aconteça em alguns dos novos órgãos instalados.

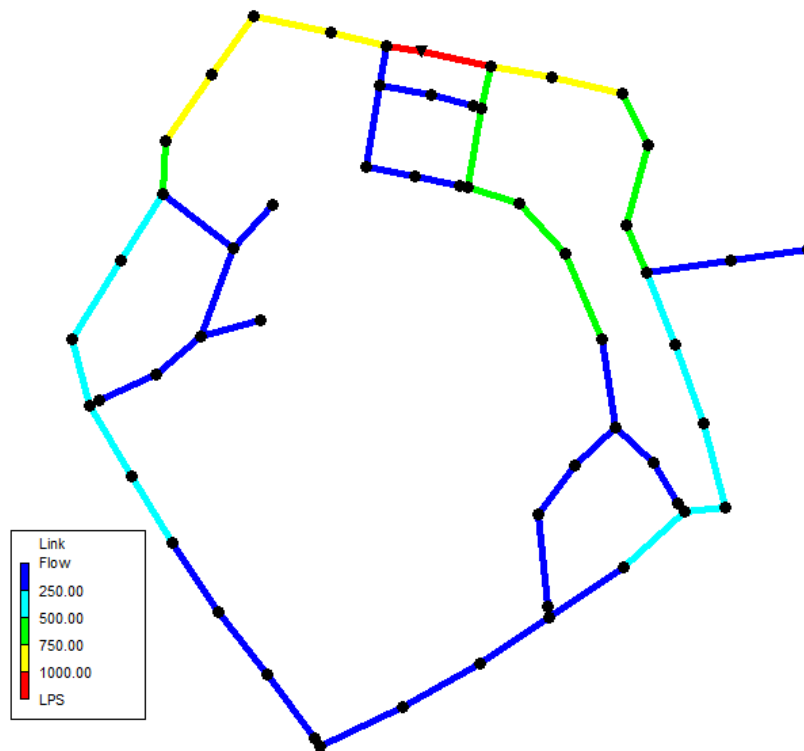


Fig.7.18 – Caudal de ponta nos coletores da rede tradicional

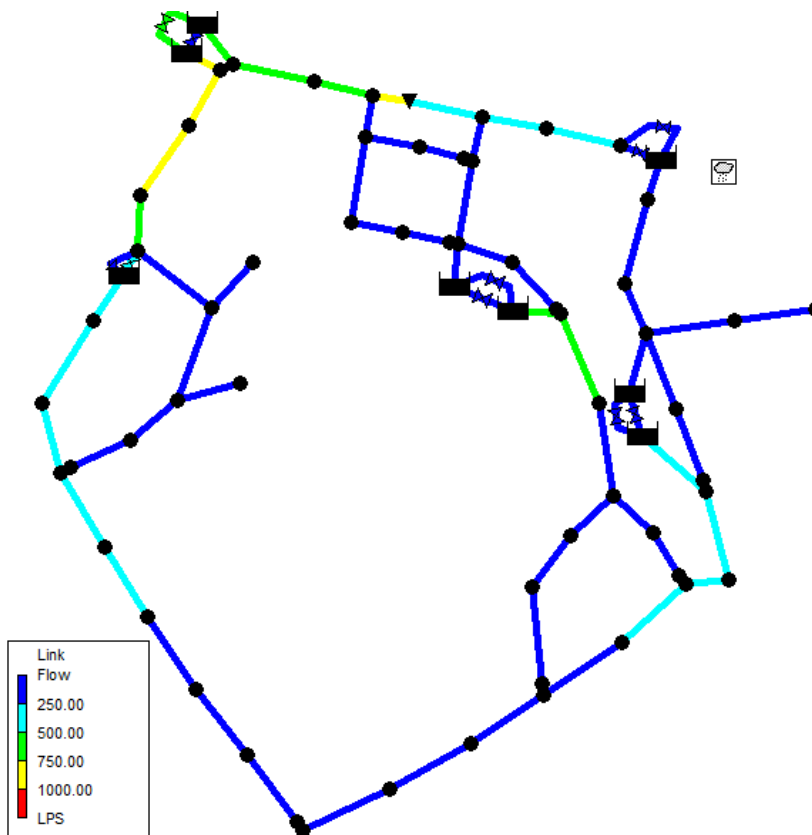


Fig.7.19 – Caudal de ponta nos coletores da rede com órgãos inovadores

8

CONCLUSÃO

8.1. CONCLUSÕES GERAIS

O escoamento superficial, mais precisamente a sua quantidade, qualidade e origem, constituem a questão principal da drenagem urbana. O crescimento progressivo das cidades e consequente impermeabilização do solo, alteram consideravelmente este escoamento, agravando os caudais gerados na bacia hidrográfica.

Este facto é consequência direta das práticas de planeamento, uso do solo e de drenagem habitualmente usadas em Portugal, mas já há muito ultrapassadas noutros países.

Para a resolução dos problemas de caudais pluviais excessivos e poluição das escorrências pluviais, as soluções descritas no capítulo 5 podem revelar-se bastante eficazes se forem adotadas como práticas habituais e fazendo parte de um planeamento urbano cuidado, e não apenas como soluções pontuais.

No entanto, em zonas urbanas muito densas, consolidadas, e com a quase totalidade da superfície impermeabilizada, como acontece nos grandes centros urbanos, essas técnicas são de difícil implementação, quer pela falta de espaço, para o caso de bacias de retenção, quer pela falta de superfícies permeáveis que permitam aplicar técnicas de infiltração/percolação.

Por outro lado, em zonas onde a produção de poluentes como óleos e metais se faz em quantidades significativas, nomeadamente em grandes zonas industriais e comerciais, essas soluções não se adequam.

Do capítulo 6 conclui-se que há no mercado soluções alternativas, inovadoras, e bastante simples de aplicar tendo em vista o controlo dos caudais pluviais e da poluição a estes associados. Neste trabalho pretendeu-se dar uma ideia do tipo de soluções, que já se aplicam noutros países, e explicar como e em que situações devem ser aplicadas.

Da modelação feita no programa informático *SWMM*, no capítulo 7, pode-se concluir que com a introdução de órgãos inovadores é possível controlar e diminuir caudais de ponta em casos de tempestade, evitando assim possíveis cheias. Nesta simulação de uma rede de drenagem de águas pluviais, conseguiu-se reduzir para metade os caudais de ponta no final de percurso para cerca de metade.

Finalmente pode-se concluir que recorrendo a órgãos inovadores, consegue-se uma gestão sustentável e ambientalmente correta das redes de drenagem de águas pluviais.

8.2. DIFICULDADES SENTIDAS NO DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

No decorrer do presente trabalho a maior dificuldade sentida foi a falta de material científico acerca dos órgãos pesquisados.

Esta dificuldade levou a que o capítulo 6 deste trabalho estivesse muito dependente de publicações e informações disponíveis em sítios de internet com uma intenção mais publicitária que científica.

A necessidade de traduzir e ajustar as designações anglo-saxónicas revelou-se um grande desafio e simultaneamente uma dificuldade, e como se compreende no meio científico não é claro adequar termos que por vezes não têm uma correspondência direta para outra língua.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Shiklomanov, I. *World water resources at the beginning of the 21st century*. 1999.
<http://webworld.unesco.org/water/ihp/db/shiklomanov/summary/html/summary.html#Introduction>
- [2] http://www.uenf.br/uenf/centros/cct/qambiental/ag_tipoluicao.html
- [3] Tucci, C. *Gestão de inundações urbanas*. 2005.
- [4] Sousa, E. *Sistemas de drenagem de águas pluviais*.
<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/141008/1/6%20Capitulo%205.pdf>
- [5] Pinto, L., Pinheiro, S. *Orientações básicas para a drenagem urbana*. 2006.
- [6] Ribeiro, A. *Hidrologia – Águas superficiais*. FEUP, Porto, 1987.
- [7] Chow, V., Maidment, D., Mays, L. *Applied Hydrology*. Mcgraw-Hill, Nova Iorque, 1988.
- [8] Tucci, C. *Água no meio urbano*. 1997.
- [9] <http://www.apfm.info/>
- [10] Philip, R. *Manejo de águas pluviais*. 2011. <http://www.switchtraining.eu/>
- [11] Silveira, A. *Drenagem urbana – Aspectos de Gestão*. 2002.
- [12] <http://waterbucket.ca/>
- [13] Sousa, E. *Sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais*. 2001.
- [14] Neves, M. *Elementos sobre drenagem pluvial urbana*. FEUP, Porto.
- [15] Sousa, E., Monteiro, A. Órgãos gerais dos sistemas de drenagem. In *Manual de Saneamento Básico*. DGRN, Lisboa, 1991.
- [16] Monteiro, P. *Dimensionamento estrutural e implantação de colectores*. FEUP, Porto.
- [17] Sousa, E., Matos, J. Órgãos especiais em sistemas de drenagem. In *Manual de Saneamento Básico*. DGRN, Lisboa, 1991.
- [18] Monteiro, P. *Concepção e dimensionamento hidráulico de órgãos especiais*. FEUP, Porto.
- [19] <http://www.lmnoeng.com/Channels/InvertedSiphon.htm>
- [20] Monteiro, P. *Estações elevatórias de águas residuais*. FEUP, Porto.
- [21] <http://www.uaec.ufcg.edu.br/>
- [22] <http://www.ebah.com.br/content/ABAAABjcAAE/calculo-bomba-hidraulica>
- [23] Proença, M. *Apontamentos de HRH*. FEUP, Porto, 2007.
- [24] <http://aquacell.wavin.co.uk/>
- [25] <http://www.hydro-int.com/uk/products/hydro-brake-optimum>
- [26] <http://www.hydro-int.com/uk/products/hydro-biocell-biofiltration-system>
- [27] <http://www.hydro-int.com/us/products/up-flo-filter>
- [28] <http://www.hydro-int.com/uk/products/downstream-defender>
- [29] <http://www.baysaver.com/index.html>
- [30] <http://www.suntreetech.com/Products/Grate+Inlet+Skimmer+Box/default.aspx>
- [31] <http://www.hydro-int.com/uk/products/hydro-brake-flood-alleviation>

- [32] <http://www.tarmac.com/solutions/contracting/ultisuds/>
- [33] BS EN 13043:2012 *Aggregates for bituminous mixtures and surface treatments for roads, airfields and other trafficked areas.*
- [34] BS 598-105:2000 *Sampling and examination of bituminous mixtures for roads and other paved areas — Methods of test for the determination of texture depth.*
- [35] <http://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>
- [36] <https://www.google.com/earth/>
- [37] https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpgid=ine_main&xpid=INE
- [38] <http://politejo.com/PT/>

ANEXOS

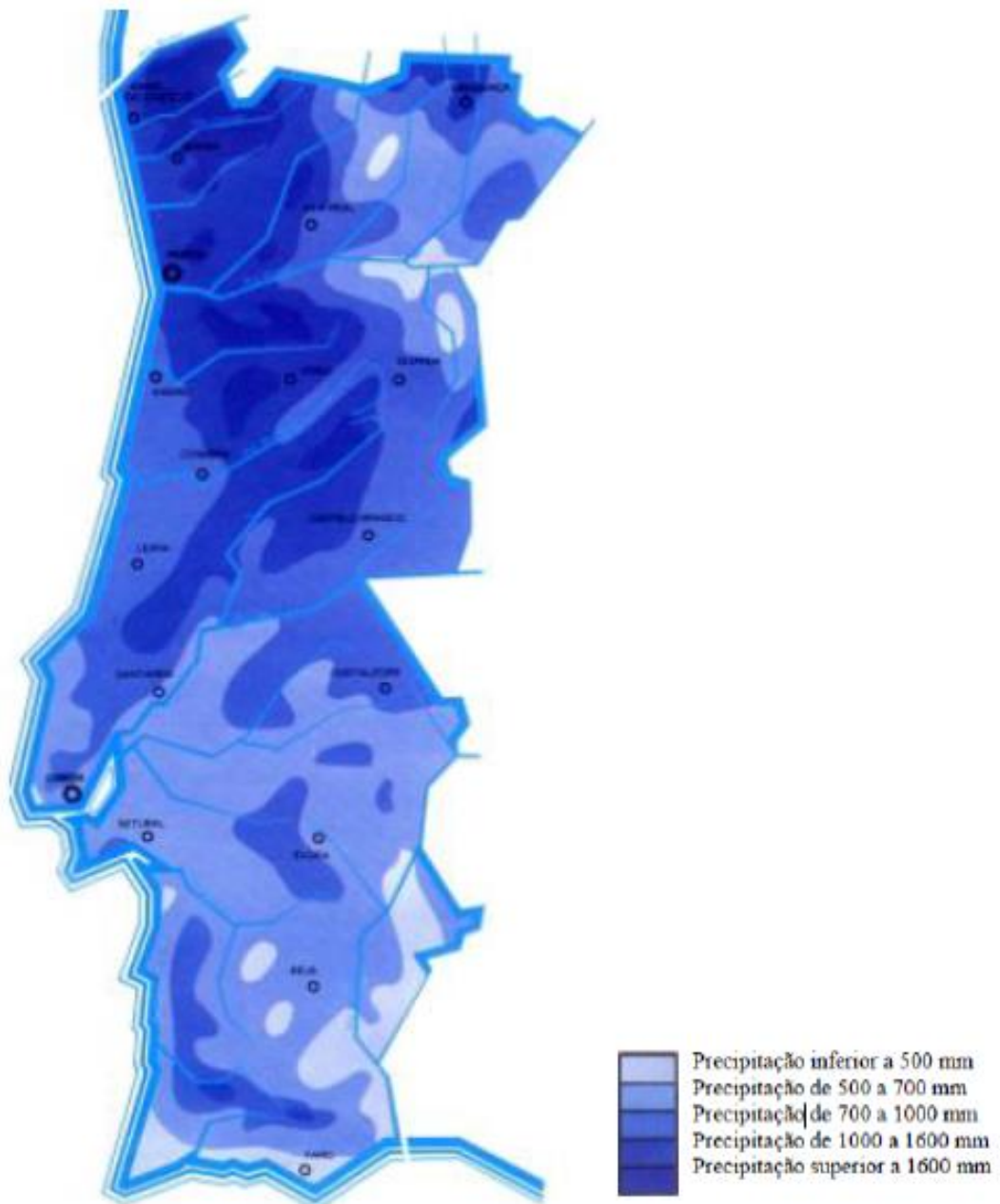


Fig.A1 – Carta de isoietas em ano médio em Portugal continental

ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

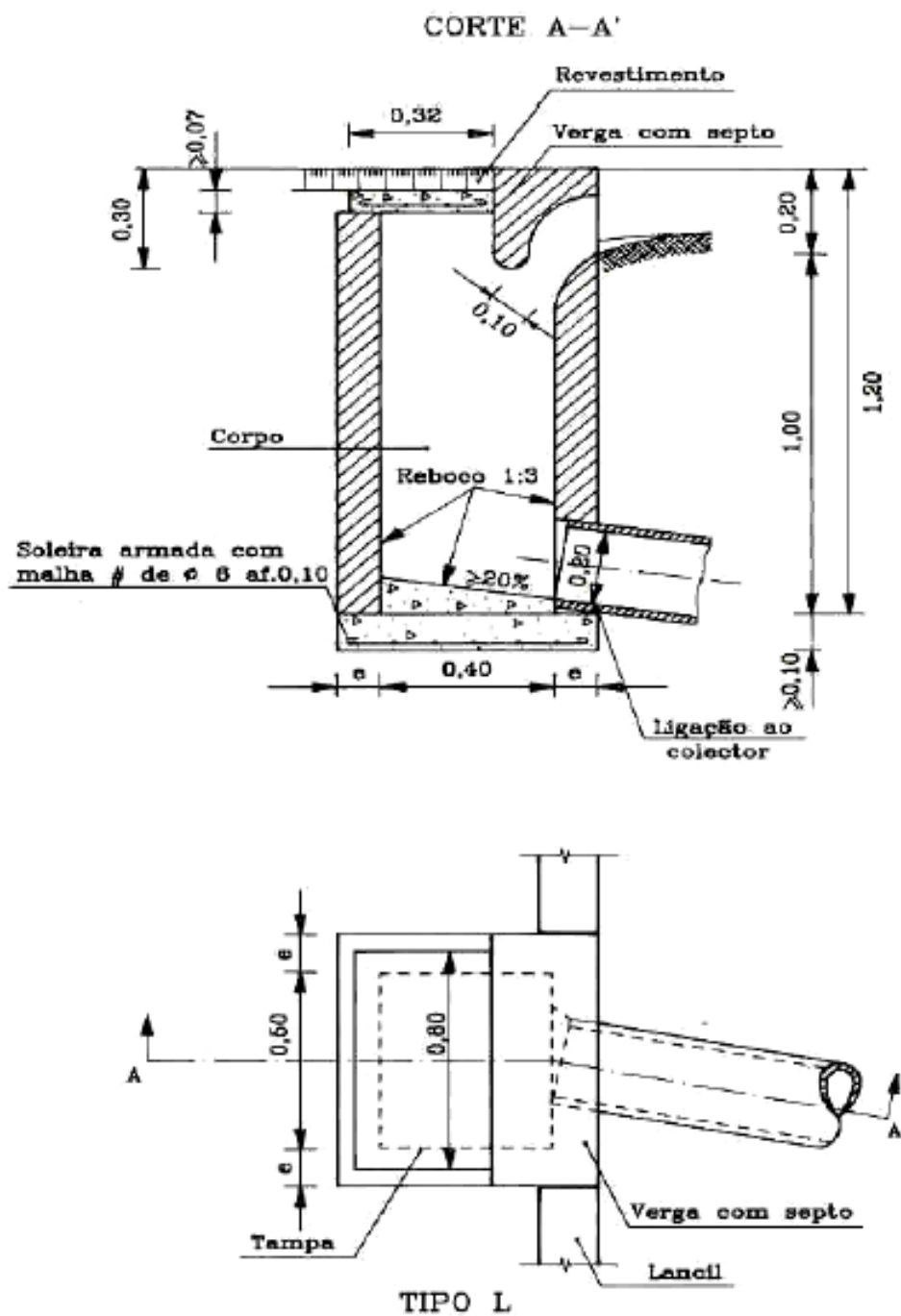


Fig.A3 – Sarjeta de lancil de passeio, sem vedação hidráulica, sem câmara de retenção [23]

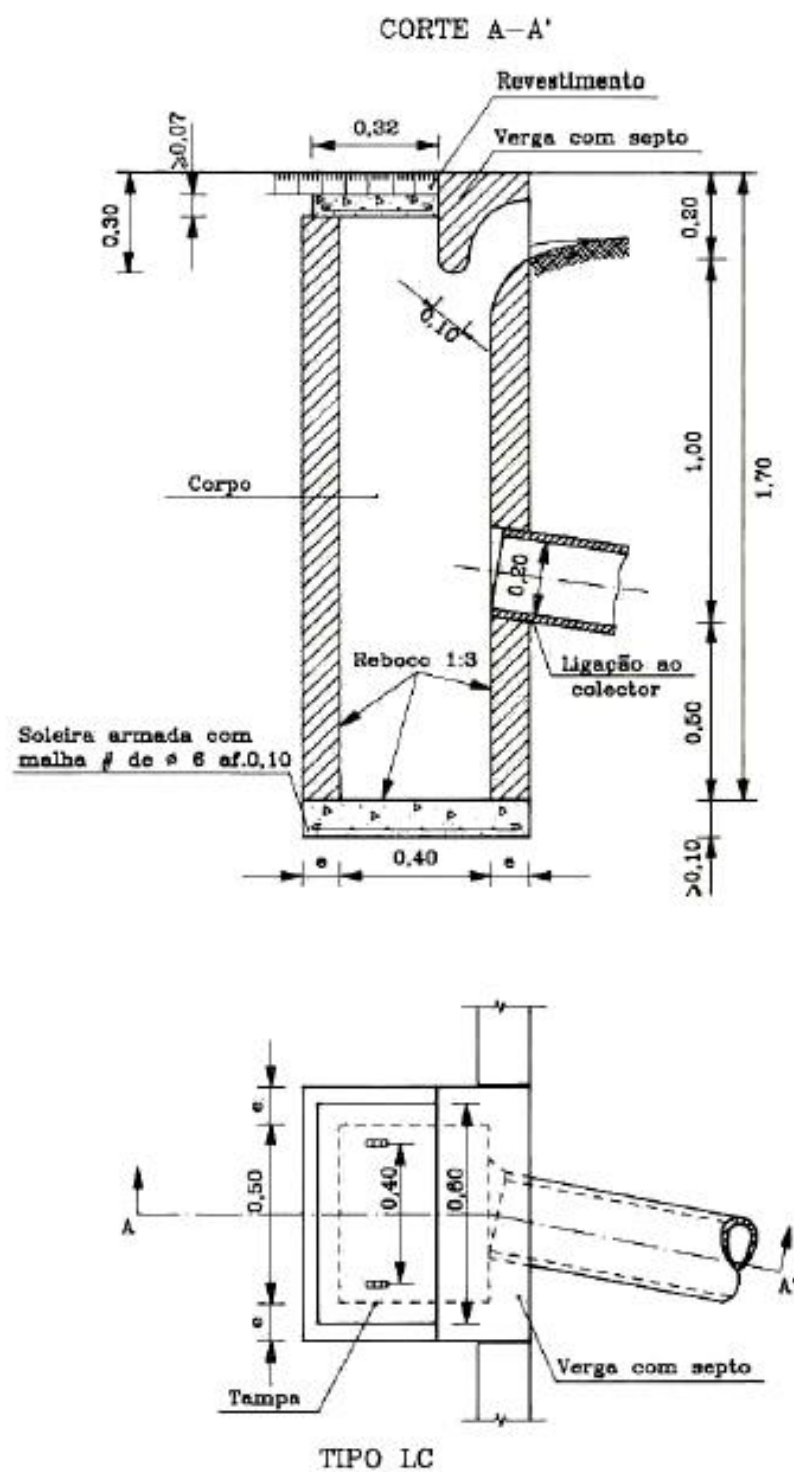


Fig.A4 – Sarjeta de lancil de passeio, sem vedação hidráulica, com câmara de retenção [23]

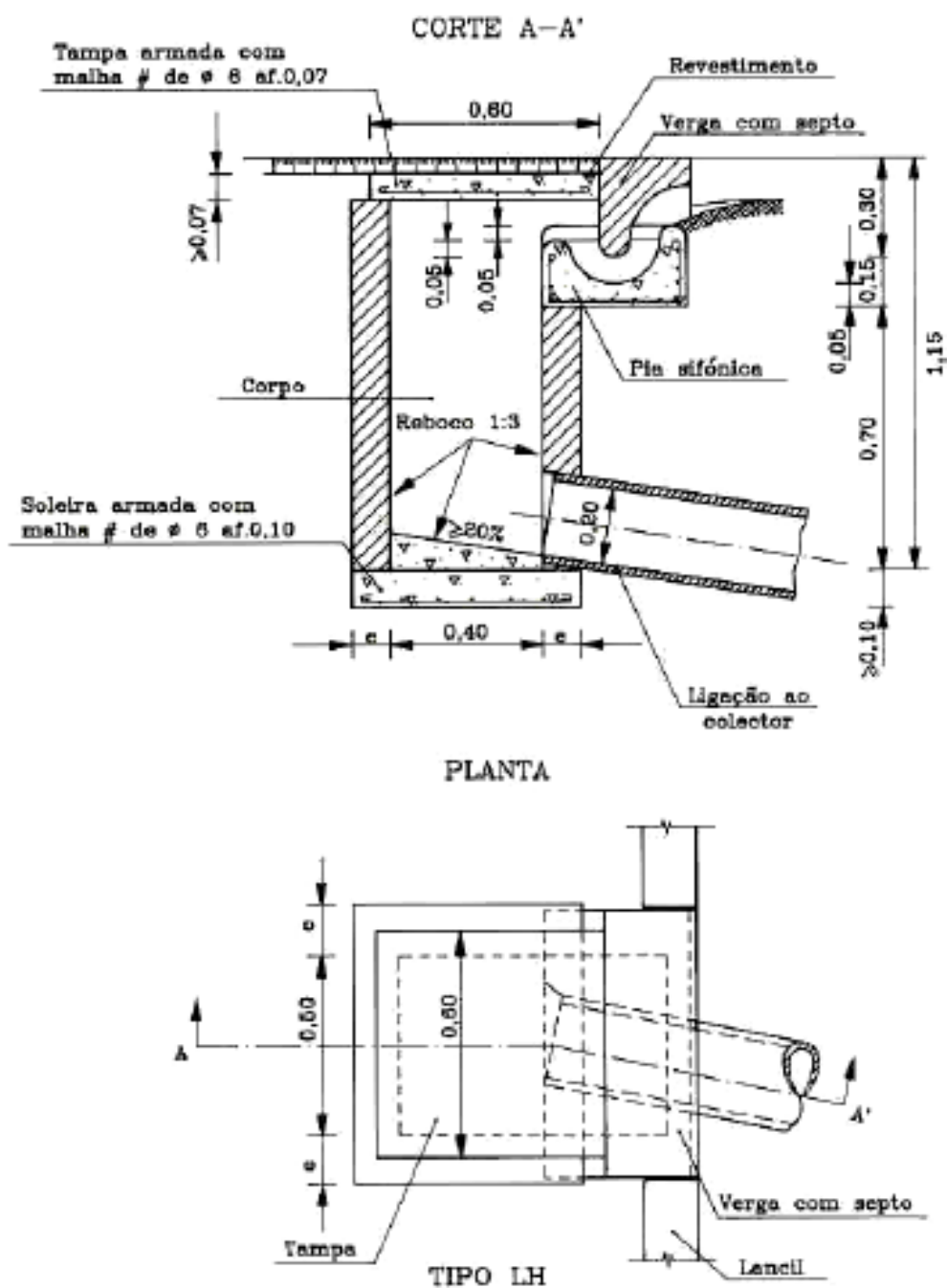


Fig.A5 - Sarjeta de lancil de passeio, com vedação hidráulica, sem câmara de retenção [23]

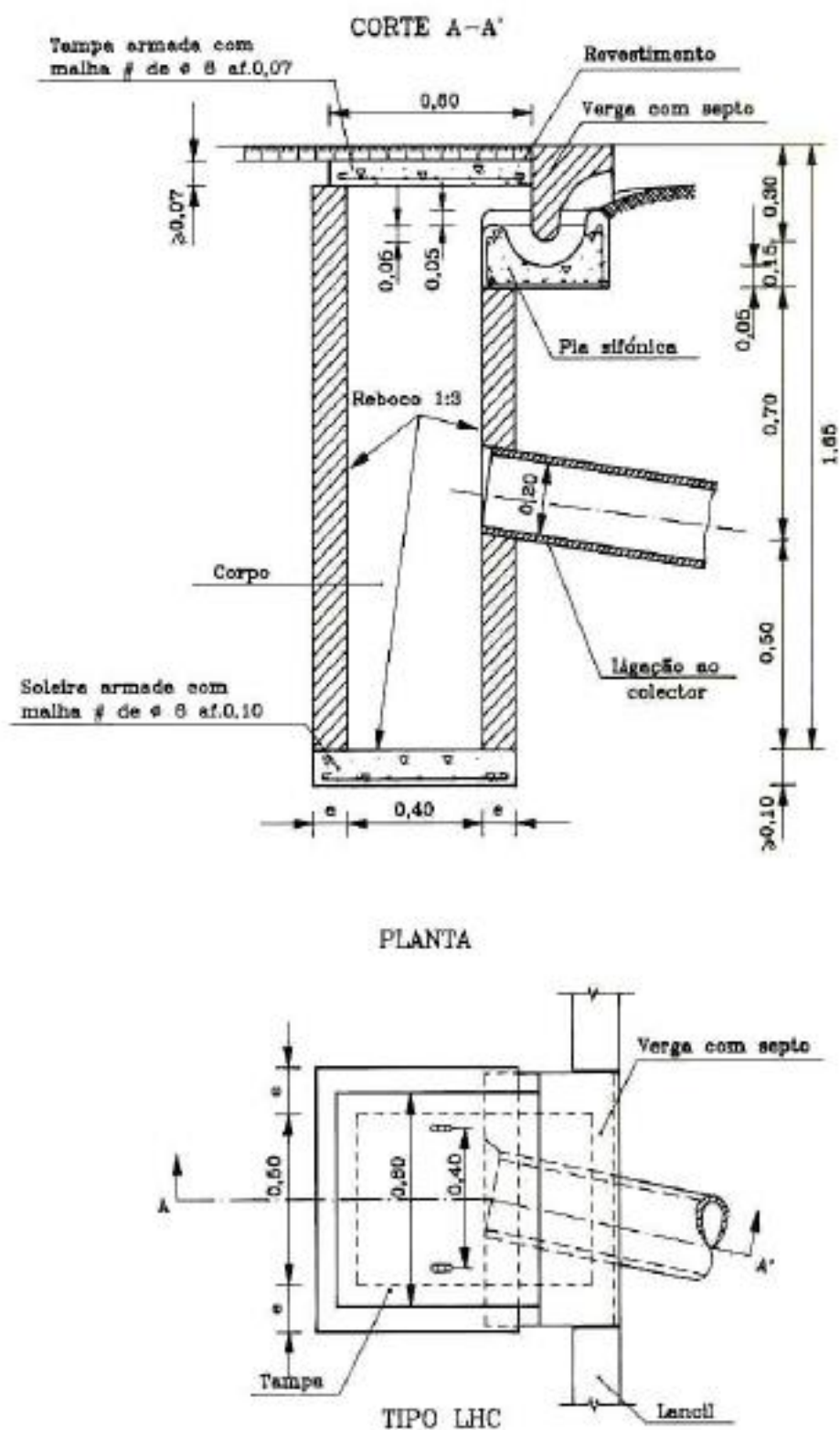


Fig.A6 - Sarjeta de lancil de passeio, com vedação hidráulica, com câmara de retenção [23]

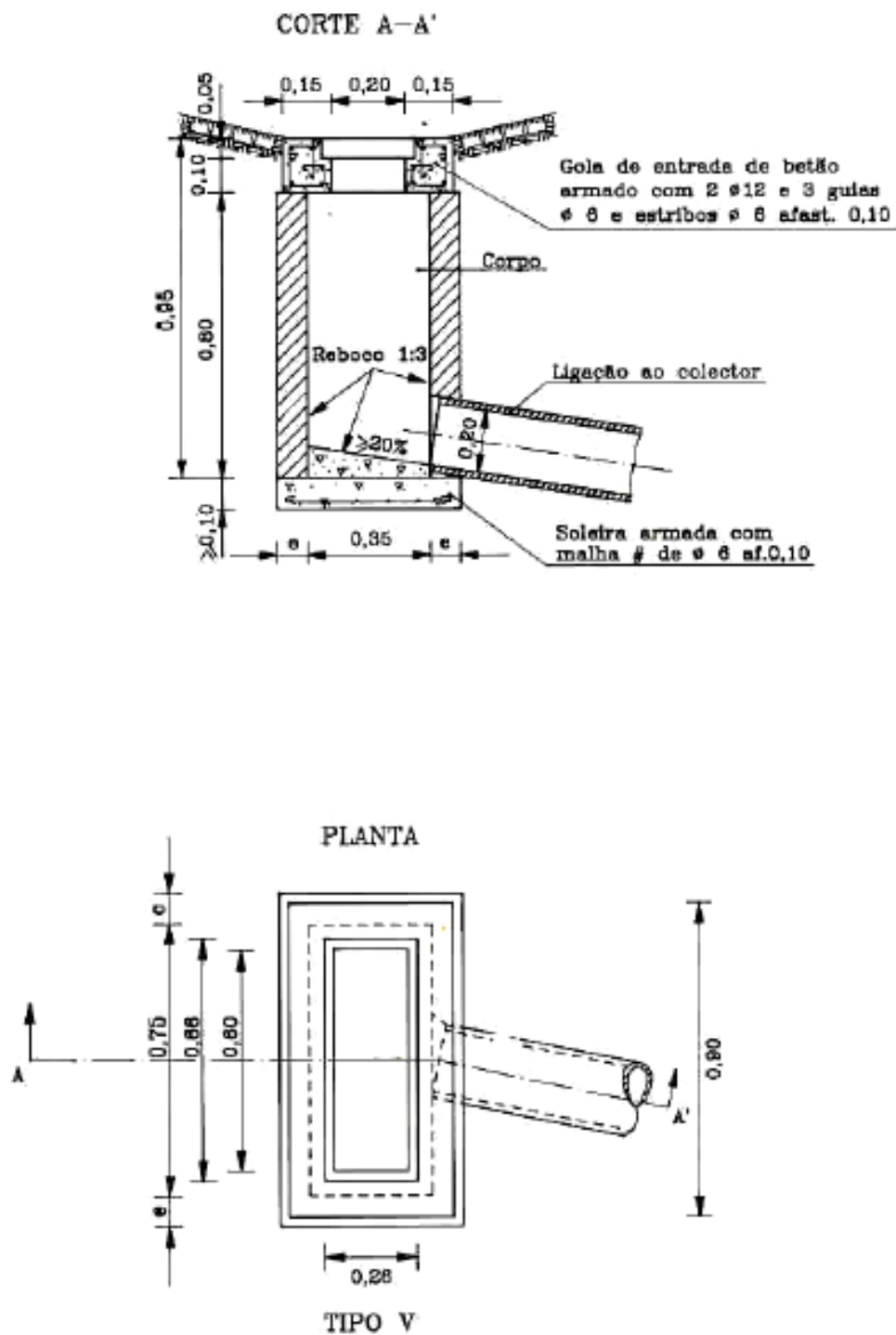


Fig.A7 – Sumidouro de valeta sem lancil, sem vedação hidráulica, sem câmara de retenção [23]

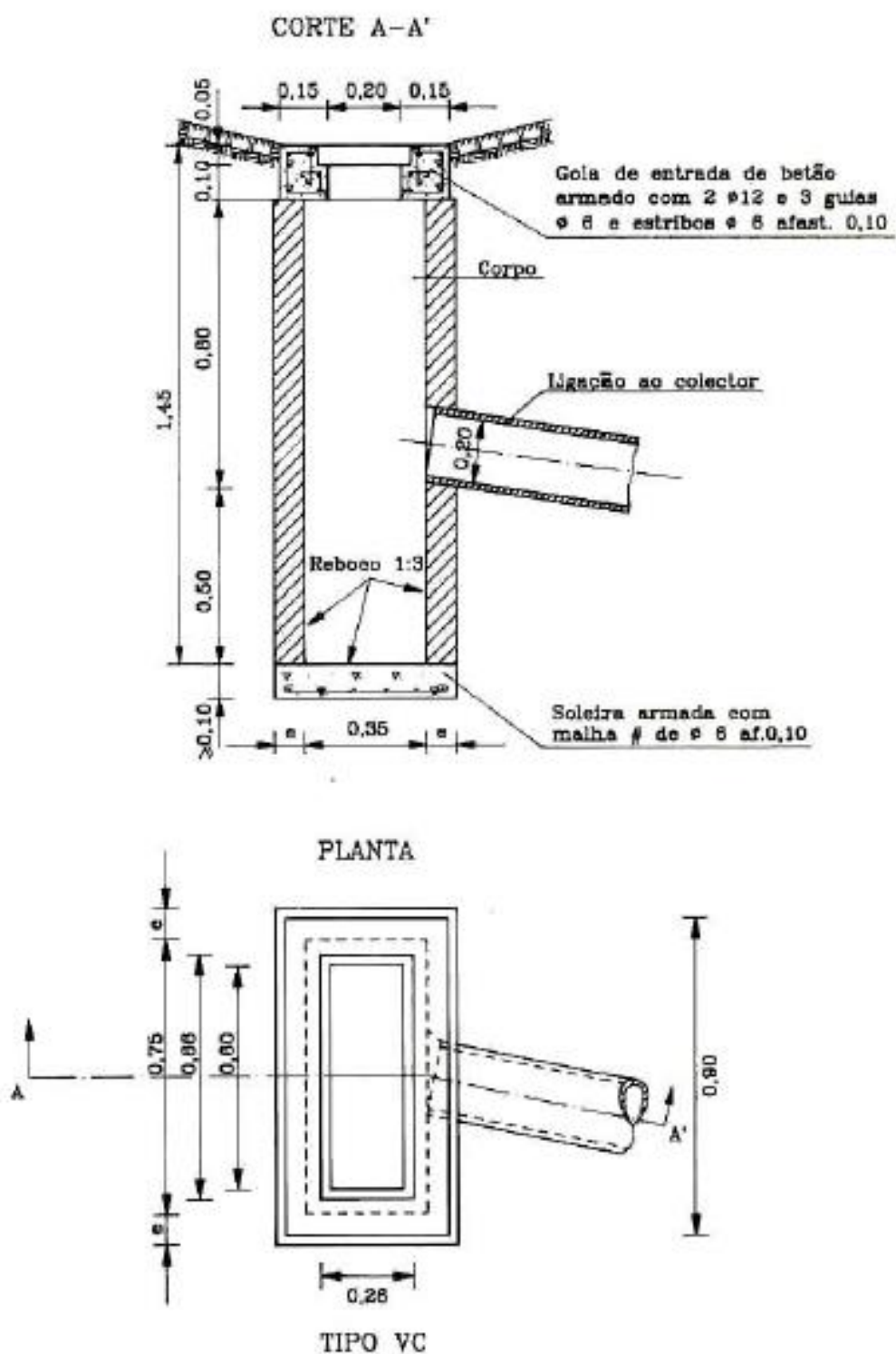


Fig.A8 – Sumidouro de valeta sem lancil, sem vedação hidráulica, com câmara de retenção [23]

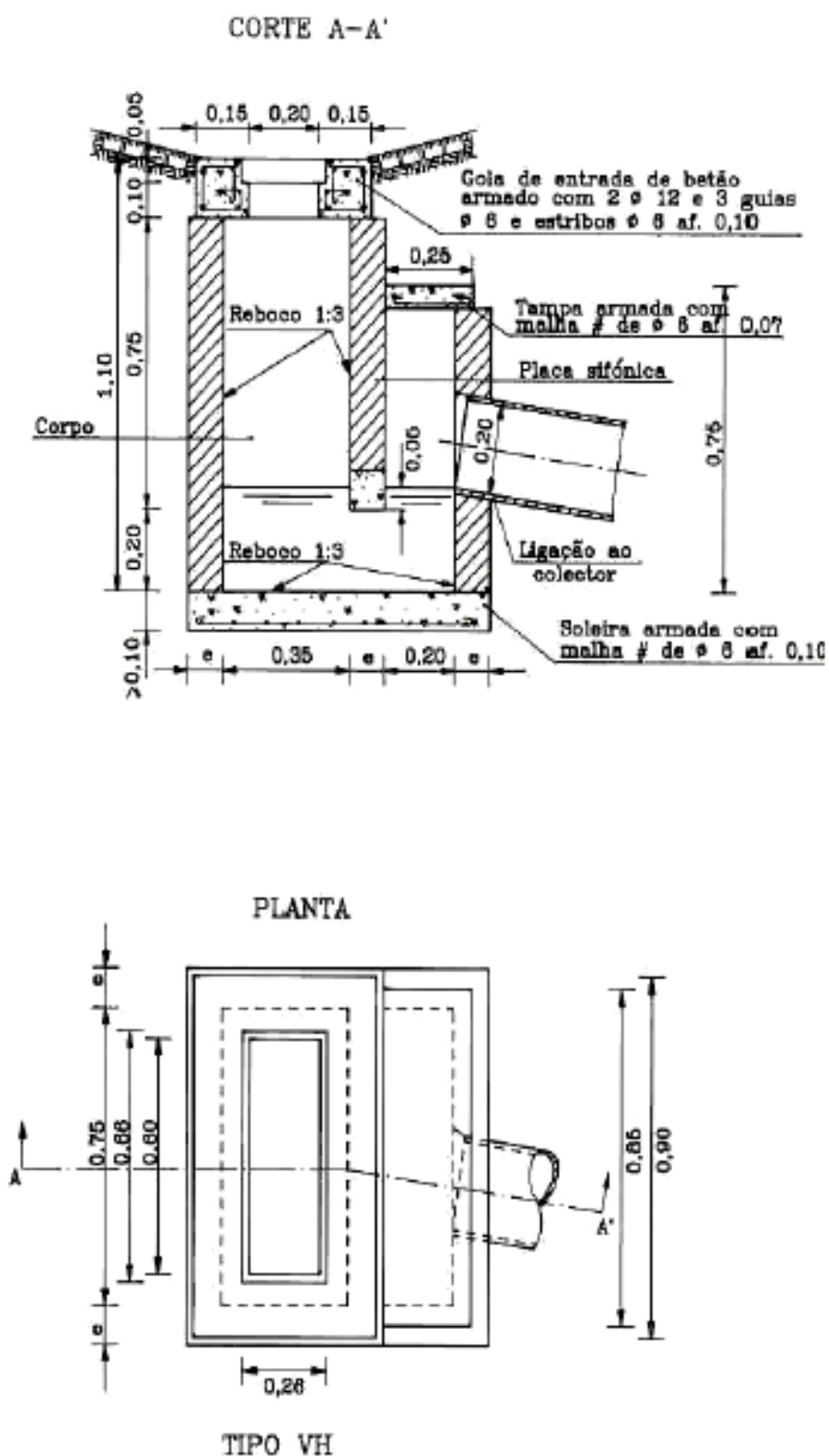


Fig.A9 – Sumidouro de valeta sem lancil, com vedação hidráulica, sem câmara de retenção [23]

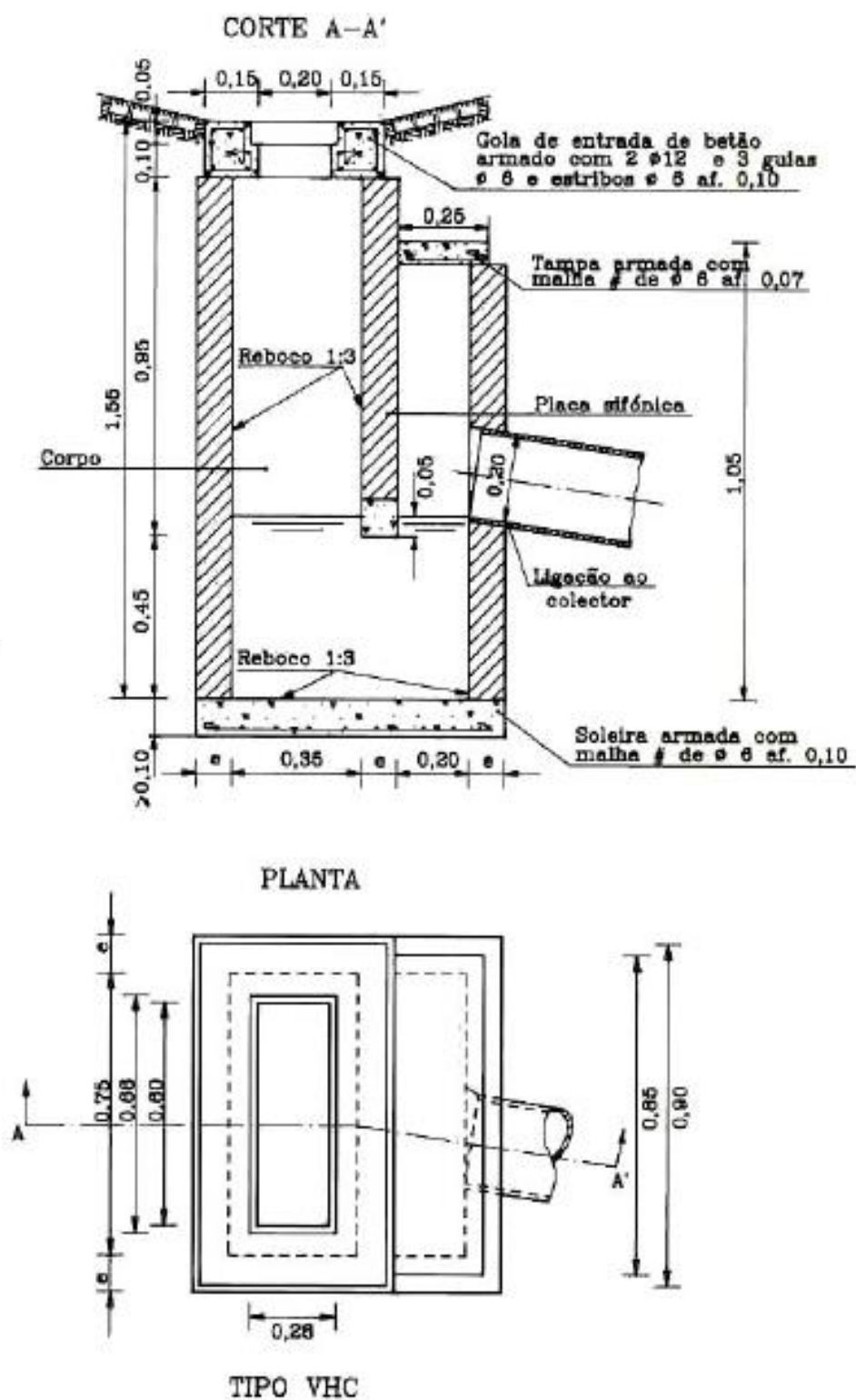


Fig.A10 – Sumidouro de valeta sem lancil, com vedação hidráulica, com câmara de retenção [23]

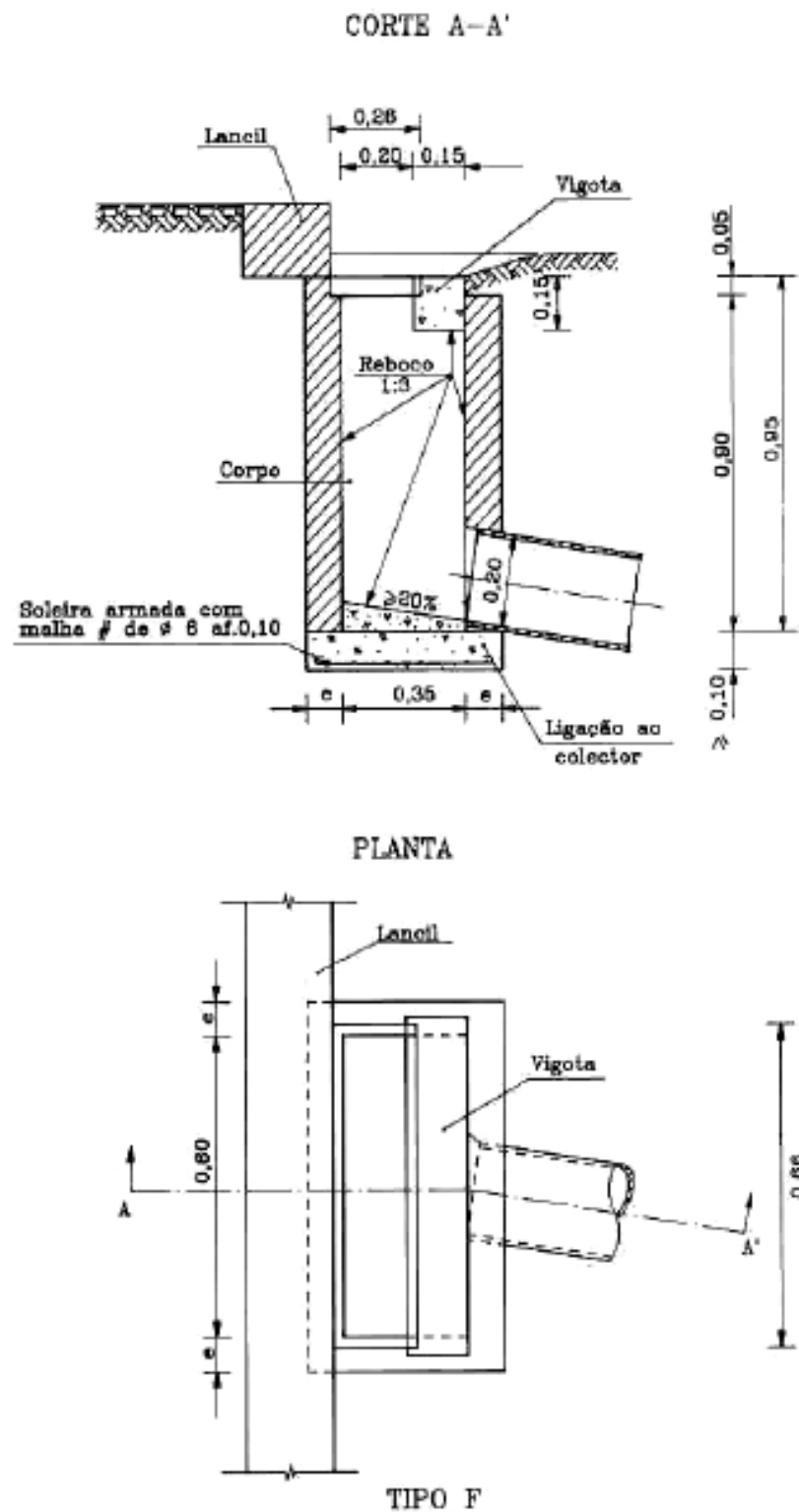


Fig.A11 – Sumidouro de valeta com lancil, sem vedação hidráulica, sem câmara de retenção [23]

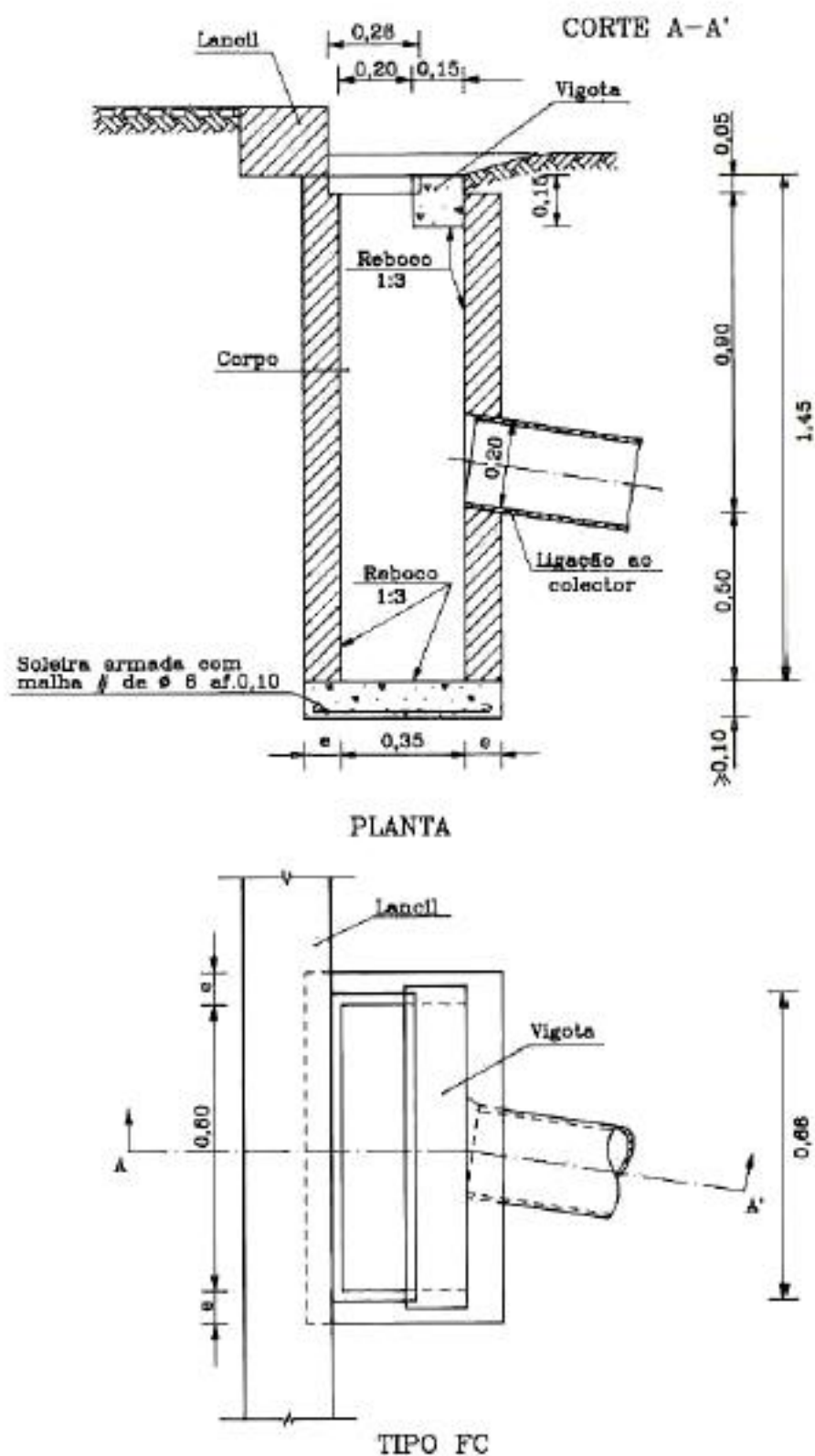


Fig.A12 – Sumidouro de valeta com lancil, sem vedação hidráulica, com câmara de retenção [23]

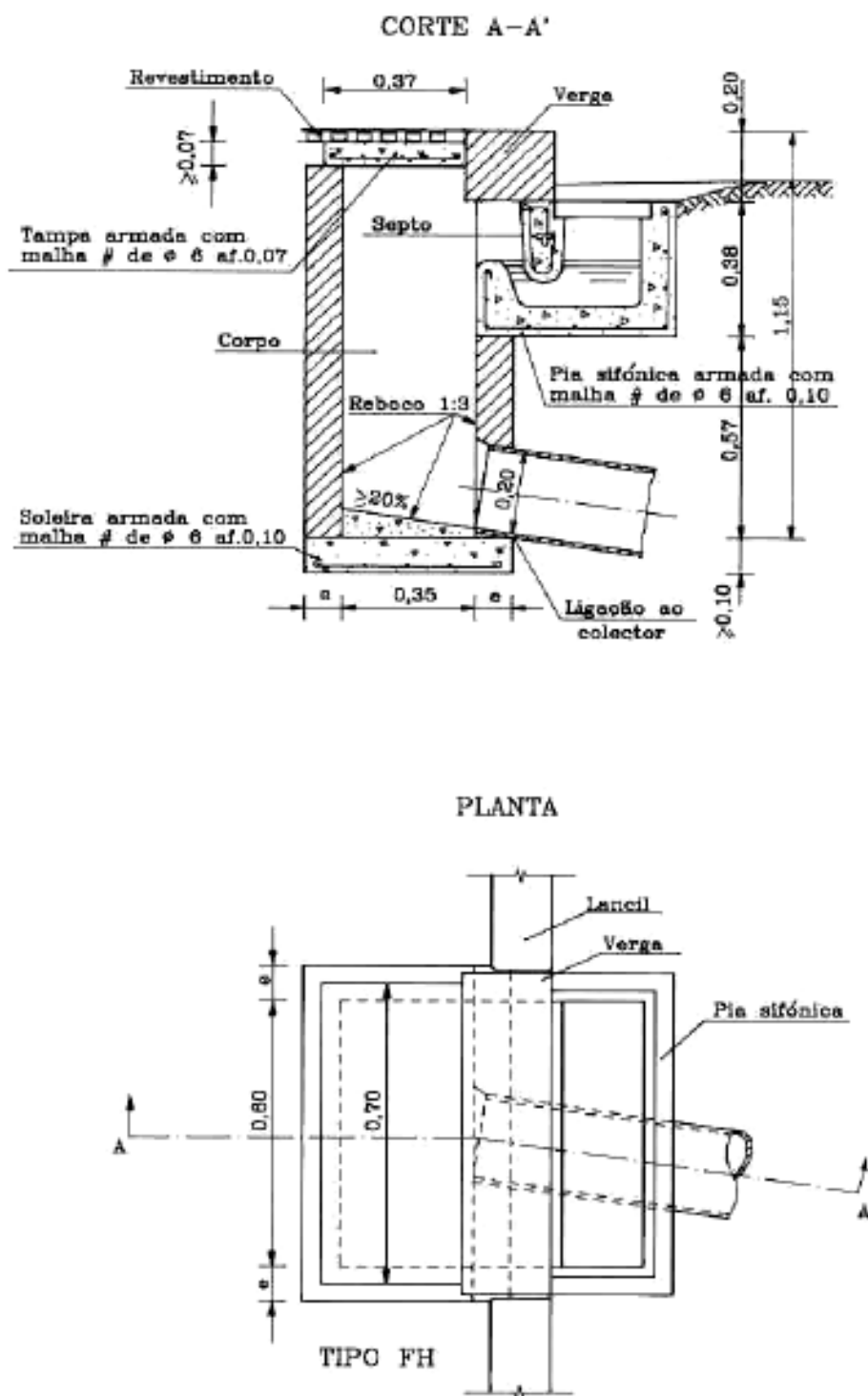


Fig.A13 – Sumidouro de valeta com lancil, com vedação hidráulica, sem câmara de retenção [23]

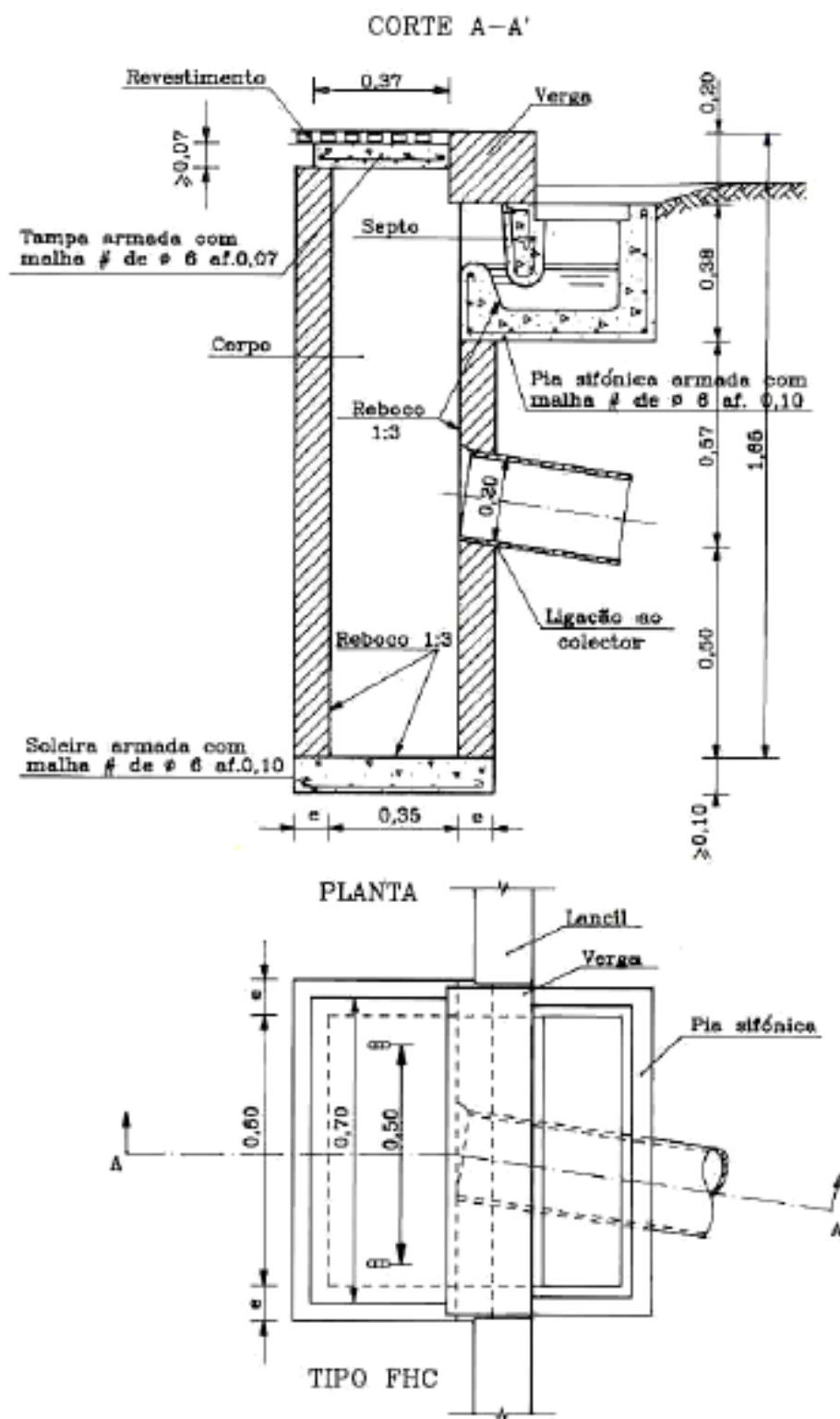


Fig.A14 – Sumidouro de valeta com lancil, com vedação hidráulica, com câmara de retenção [23]

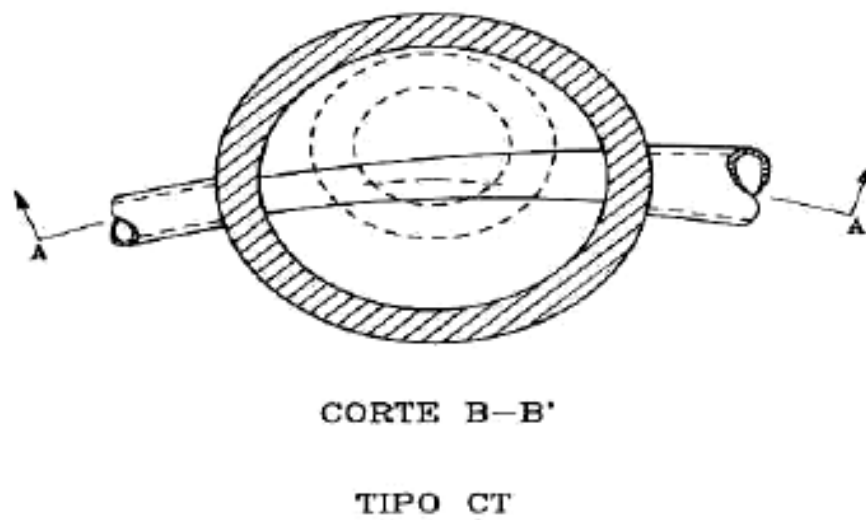
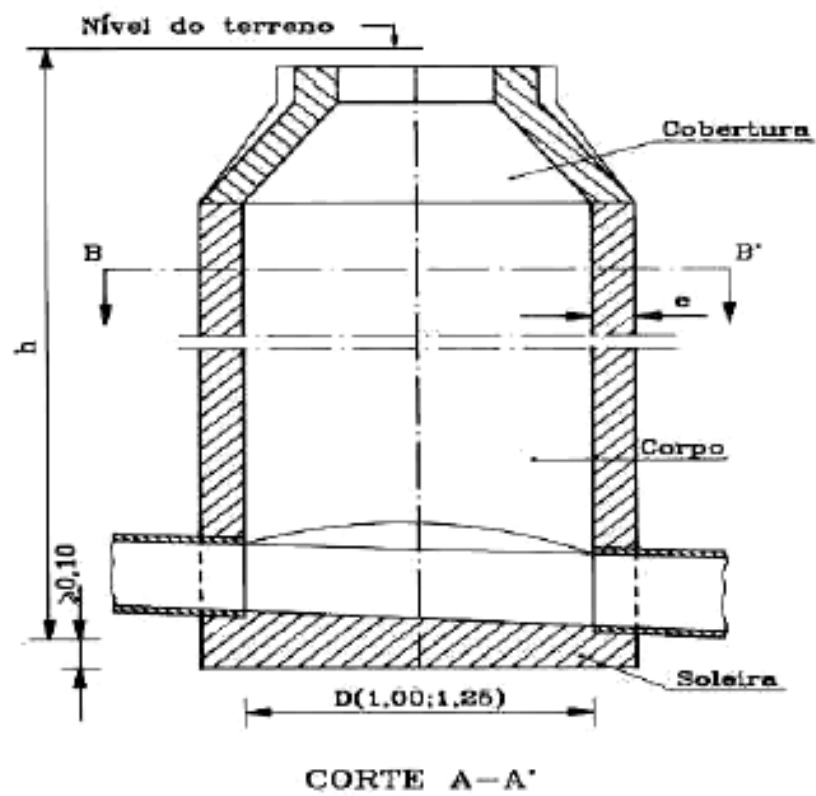


Fig.A15 – Câmara de visita de corpo circular e cobertura troncocônica [23]

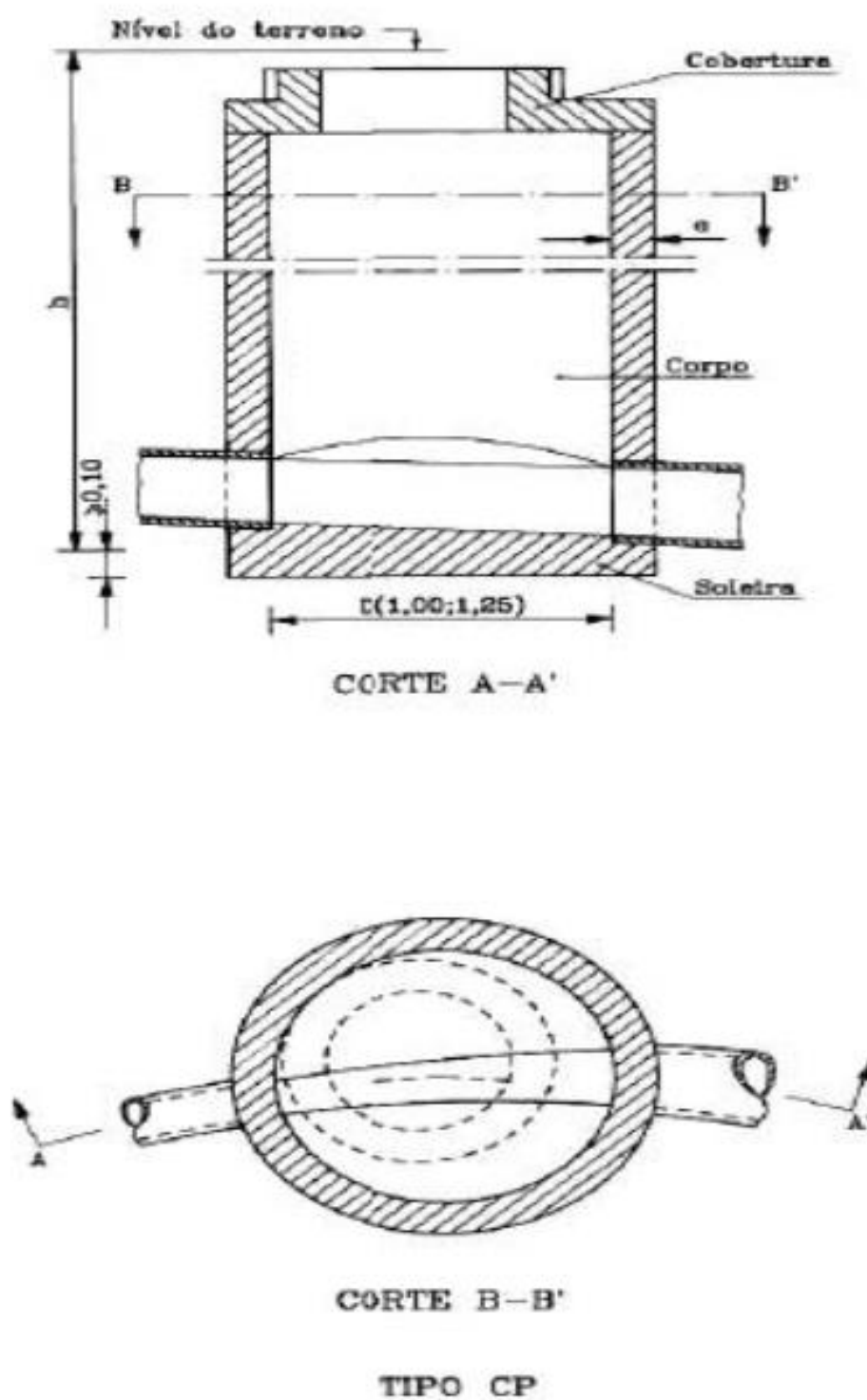


Fig.A16 – Câmara de visita de corpo circular e cobertura plana [23]

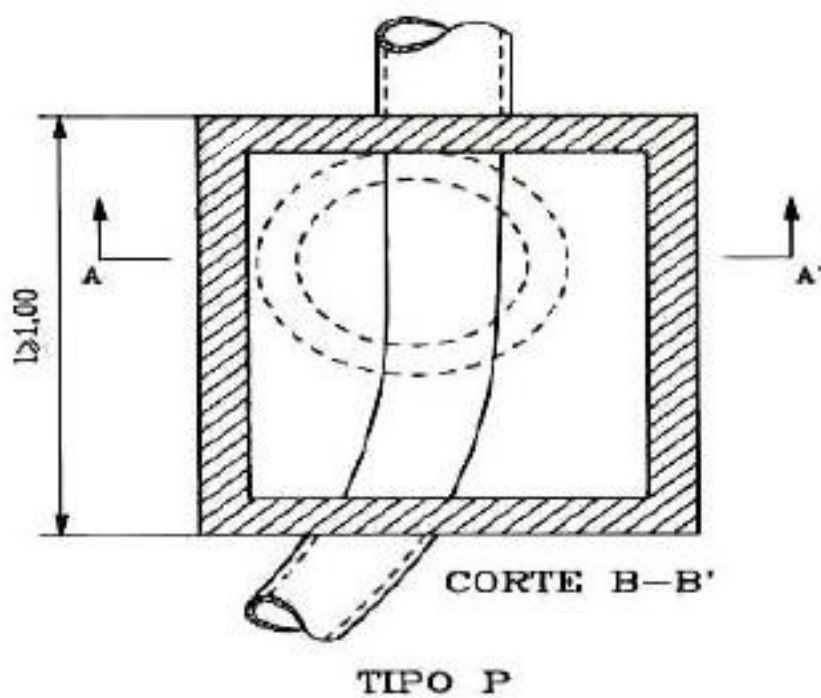
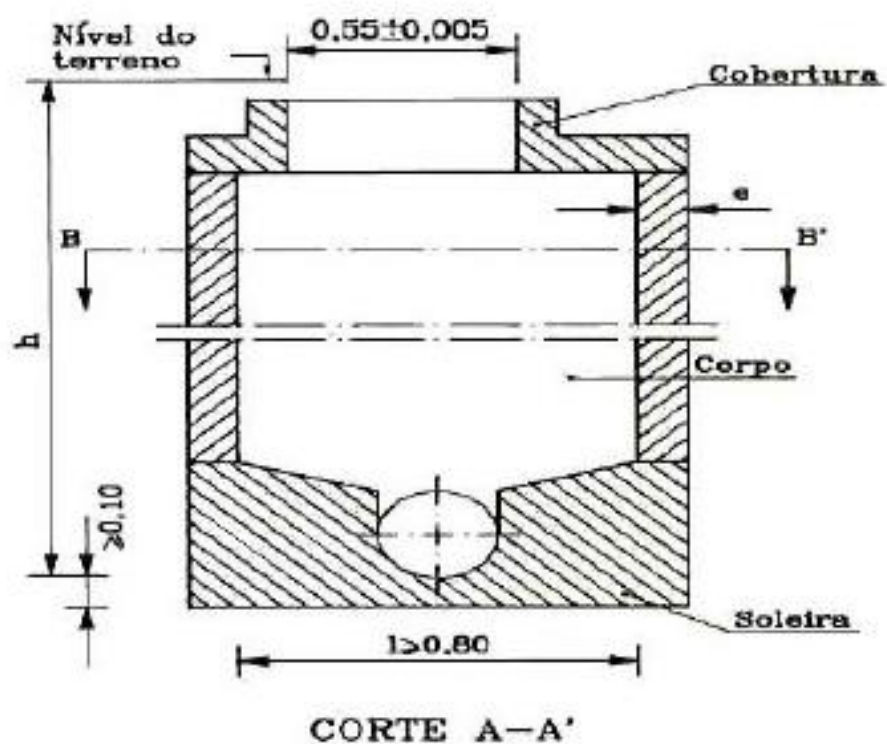


Fig.A17 – Câmara de visita de corpo retangular e cobertura plana [23]

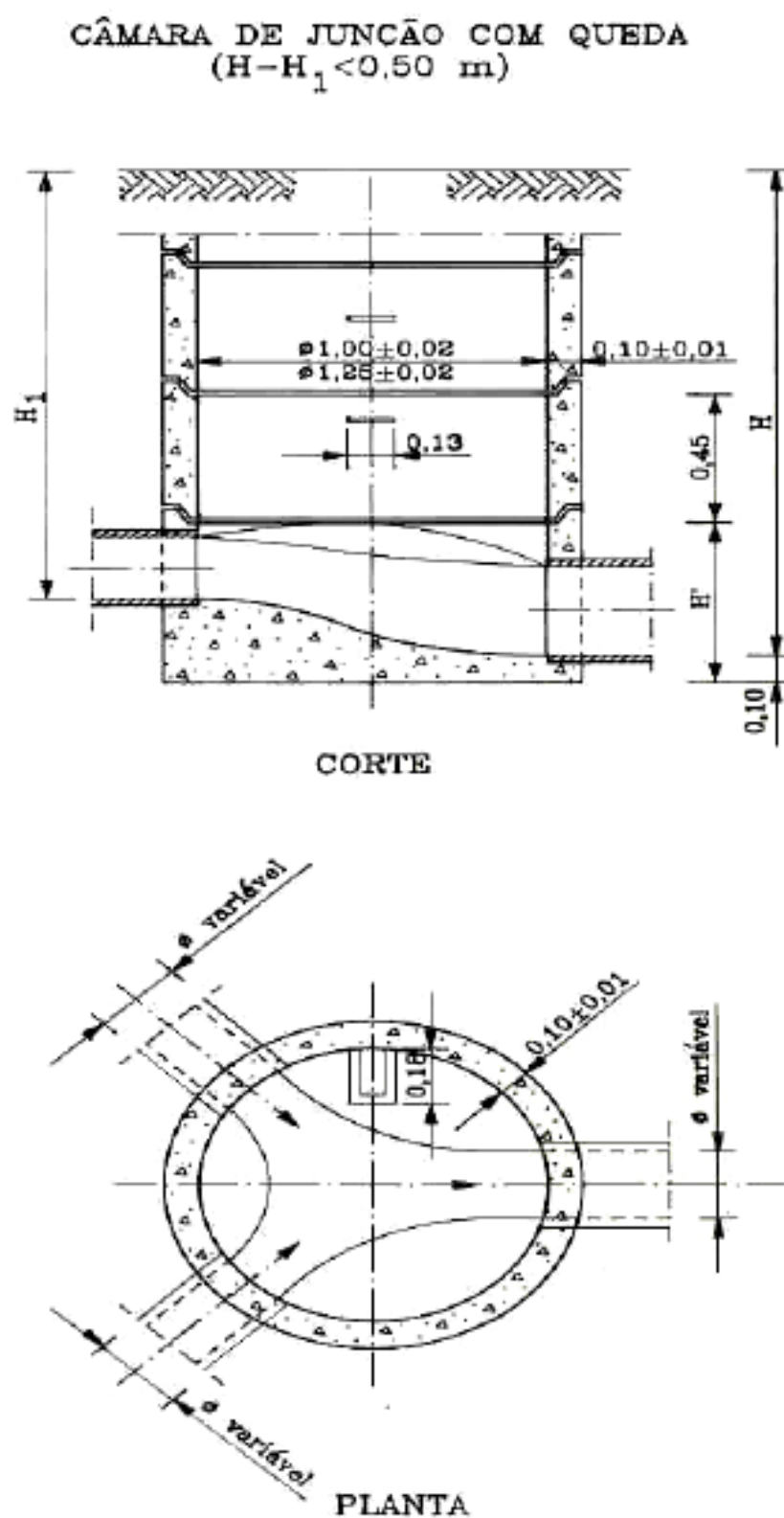


Fig.A18 – Câmara de visita com queda guiada dentro da câmara [23]

CÂMARA DE PASSAGEM COM QUEDA BRUSCA
($H - H_1 \geq 0,50$ m)

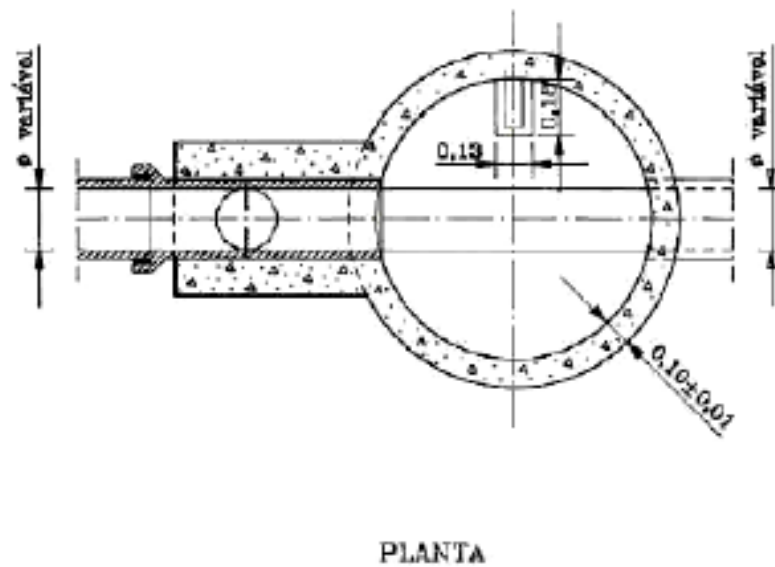
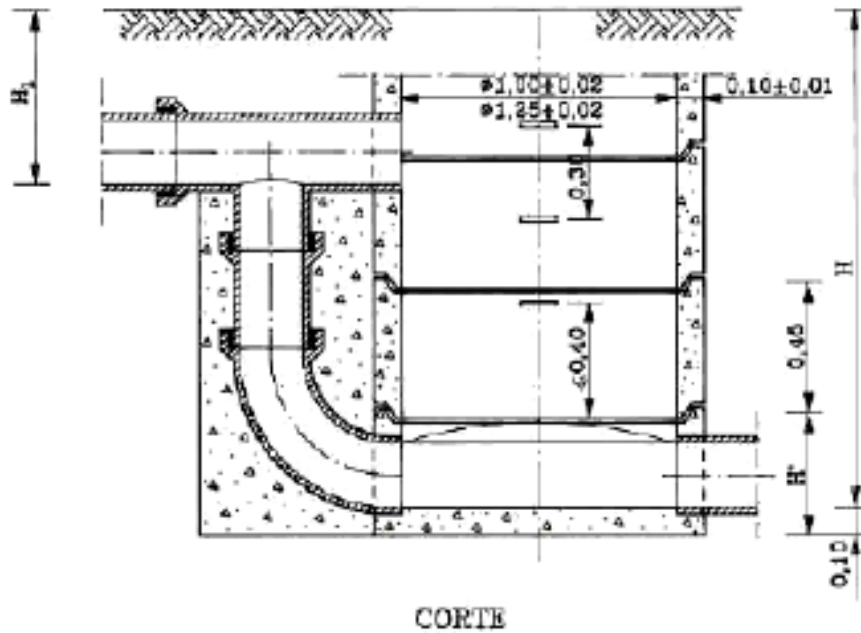


Fig.A19 – Câmara de visita com queda brusca exterior à câmara [23]

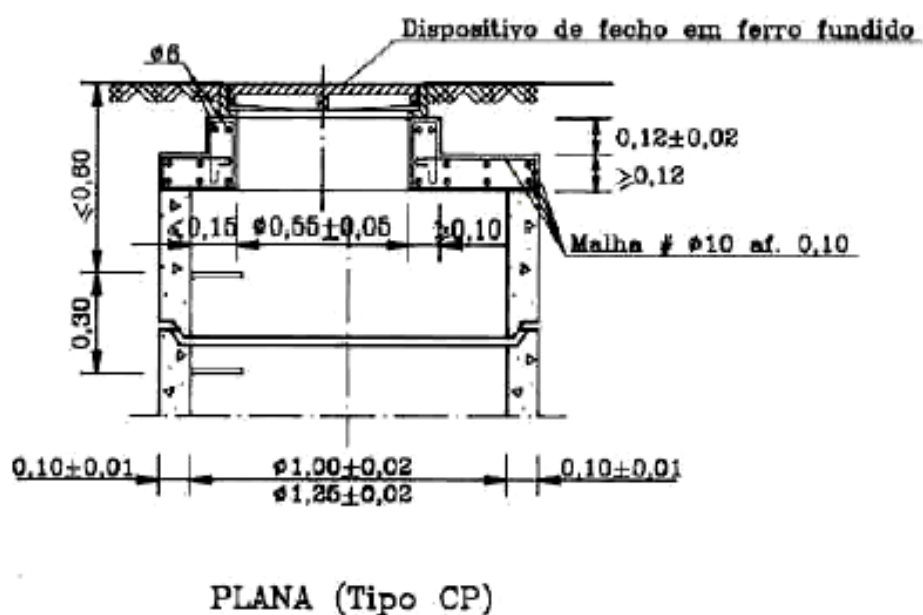


Fig.A20 – Cobertura plana de câmara de visita [23]

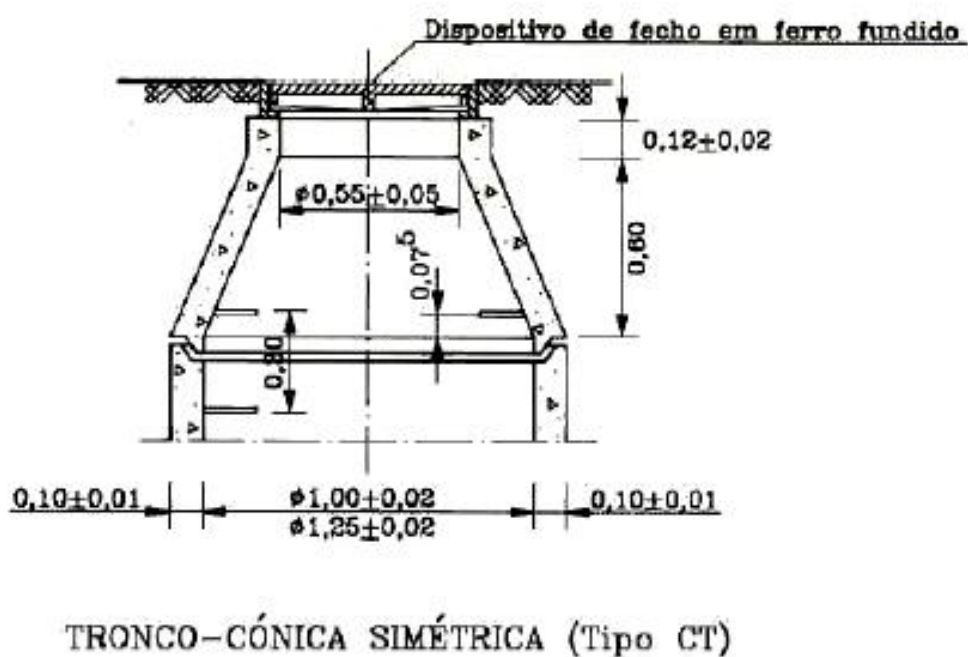


Fig.A21 – Cobertura troncocônica simétrica de câmara de visita [23]

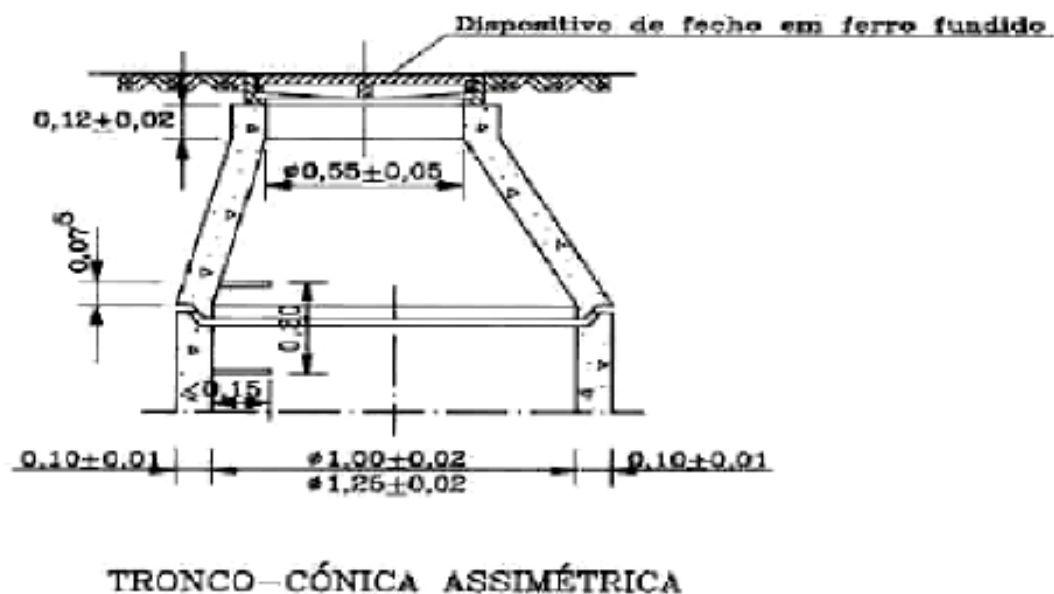


Fig.A22 – Cobertura troncocônica assimétrica de câmara de visita [23]

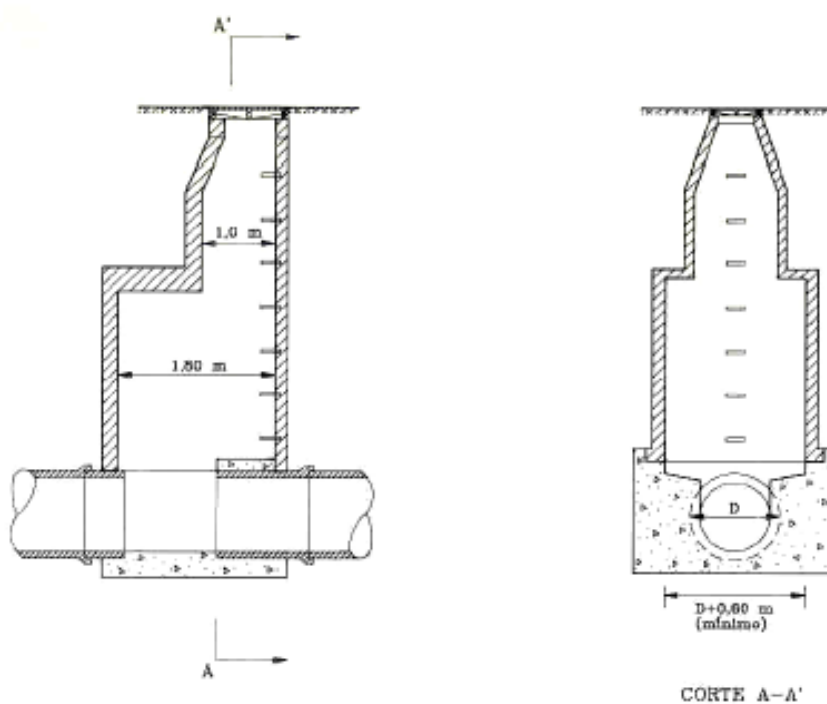


Fig.A23 – Câmara de visita para diâmetros superiores a 600mm [20]

Tabela A1 – Valores do coeficiente C em função do período de retorno [23]

Tipologia de superfície	Coeficiente		
	Período de retorno (anos)		
	5 a 10	25	100
Pavimento			
Asfáltico	0.80	0.88	0.95
Betão	0.85	0.93	0.95
Passeios para peões	0.85	0.93	0.95
Coberturas (Telhados)	0.85	0.93	0.95
Relvado sobre solo permeável			
Plano < 2%	0.07	0.08	0.09
Médio, 2% a 7%	0.12	0.13	0.15
Inclinado > 7%	0.17	0.19	0.21
Relvado sobre solo impermeável			
Plano < 2%	0.18	0.20	0.22
Médio, 2% a 7%	0.22	0.24	0.27
Inclinado > 7%	0.30	0.33	0.37
Área florestada em solo impermeável			
Plano < 2%	0.12	0.13	0.15
Médio, 2% a 7%	0.15	0.20	0.22
Inclinado > 7%	0.30	0.33	0.37
Área florestada em solo permeável			
Plano < 2%	0.30	0.33	0.37
Médio, 2% a 7%	0.40	0.44	0.50
Inclinado > 7%	0.50	0.55	0.62

Tabela A2 – Valores médios do coeficiente C [23]

Tipologia de ocupação	Coeficiente
Comercial	
No centro da cidade	0.70 a 0.95
Nos arredores	0.50 a 0.70
Residencial	
Habitações unifamiliares	0.30 a 0.50
Prédios isolados	0.40 a 0.60
Prédios geminados	0.60 a 0.70
Suburbano	0.25 a 0.40
Industrial	
Pouco denso	0.50 a 0.80
Muito denso	0.60 a 0.90
Parques e cemitérios	0.10 a 0.25
Campos de jogos	0.20 a 0.40
Tipologia de superfície	Coeficiente
Pavimento	
Asfáltico	0.70 a 0.95
Betão	0.80 a 0.95
Passeios para peões	0.85
Coberturas (Telhados)	0.75 a 0.95
Relvado sobre solo permeável	
Plano < 2%	0.05 a 0.10
Médio, 2% a 7%	0.10 a 0.15
Inclinado > 7%	0.15 a 0.20
Relvado sobre solo impermeável	
Plano < 2%	0.13 a 0.17
Médio, 2% a 7%	0.18 a 0.22
Inclinado > 7%	0.25 a 0.35

SISTEMA AQUACELL

Tabela A3 – Características do sistema Aquacell Plus [24]

Part Number	6LB200
Unit Colour	Light Blue
Dimensions	1m x 0.5m x 0.4m
Weight	10.5kg
Volume	190 litres
Void Ratio	95%
Material	Virgin PP
Vertical Loading	65 tonnes/m ²
Lateral Loading	8.5 tonnes/m ²

Tabela A4 – Profundidades máximas de instalação do sistema Aquacell Plus [24]

Landscaped areas	5.08m
Trafficked by cars	4.78m
Trafficked by HGVs	4.48m
BBA approval	Yes (Certificate 03/4018)

Tabela A5 – Características do sistema Aquacell Core [24]

Part Number	6LB100
Unit Colour	Dark Blue
Dimensions	1m x 0.5m x 0.4m
Weight	9.3kg
Volume	190 litres
Void Ratio	95%
Material	Virgin PP
Vertical Loading	56 tonnes/m ²
Lateral Loading	7.7 tonnes/m ²

Tabela A6 – Profundidades máximas de instalação do sistema Aquacell Core [24]

Landscaped areas	4.25m
Trafficked by cars	4.1m
Trafficked by HGVs	4m
BBA approval	Yes (Certificate 03/4018)

Tabela A7 – Características do sistema Aquacell Prime [24]

Part Number	6LB075
Unit Colour	Grey
Dimensions	1m x 0.5m x 0.4m
Weight	9.5kg
Volume	190 litres
Void Ratio	95%
Material	Reformulated, recycled material
Vertical Loading	45.6 tonnes/m ²
Lateral Loading	7 tonnes/m ²

Tabela A8 – Profundidades máximas de instalação do sistema Aquacell Prime [24]

Landscaped areas	3.70m
Trafficked by cars	3.45m
Trafficked by HGVs	n/a
BBA approval	Yes (Certificate 03/4018)

Tabela A7 – Características do sistema Aquacell Eco [24]

Part Number	6LB025
Unit Colour	Black
Dimensions	1m x 0.5m x 0.4m
Weight	7kg
Volume	190 litres
Void Ratio	95%
Material	Reformulated, recycled material
Vertical Loading	17.5 tonnes/m ²
Lateral Loading	4 tonnes/m ²

Tabela A8 – Profundidades máximas de instalação do sistema Aquacell Eco [24]

Landscaped areas	1.5m
Trafficked by cars	n/a
Trafficked by HGVs	n/a
BBA approval	Yes (Certificate 03/4018)

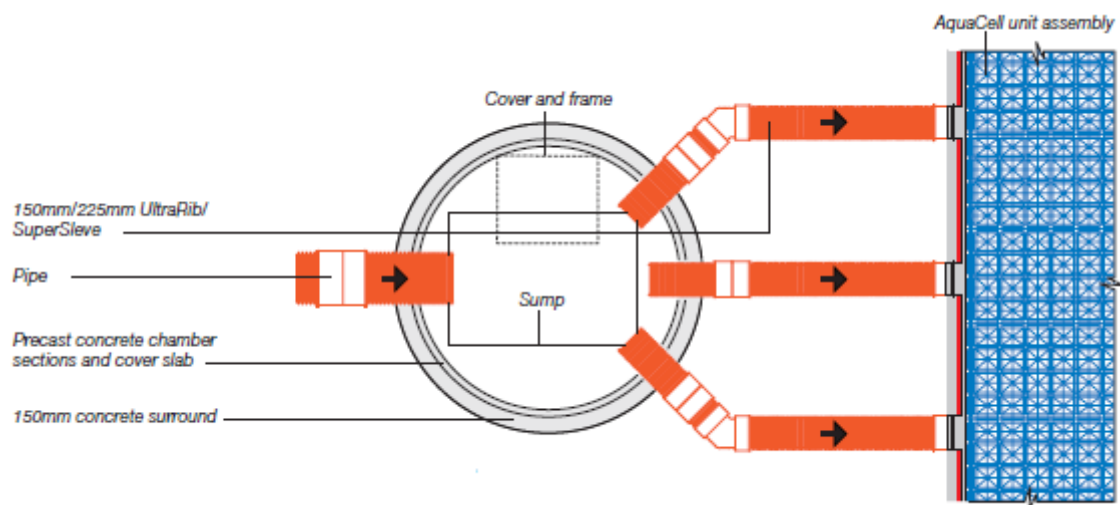


Fig.A24 – Conexão múltipla entre câmara de entrada e bacia de retenção Aquacell [24]

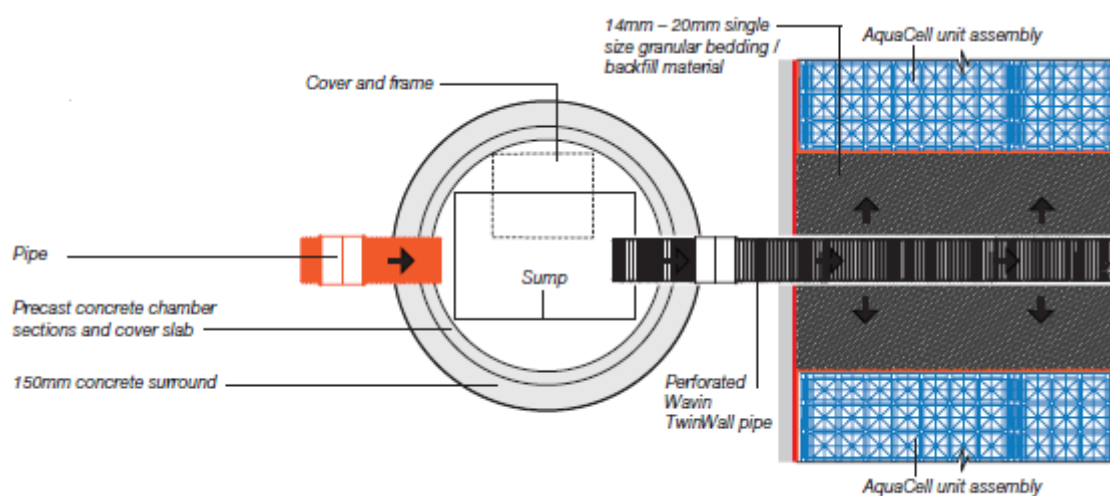


Fig.A25 – Conexão com tubo central entre câmara de entrada e bacia de retenção Aquacell [24]

CASOS DE SUCESSO DO PAVIMENTO DRENANTE ULTISUDS

CASO Nº1

Produto: ULTISuDS

Cliente: ARUP

Empreiteiro principal: LAFARGE TARMAC CONTRACTING

Localização: POMPEY CAR PARK, PORTSMOUTH

Conclusão: SETEMBRO DE 2002



Fig.A24 – Fotografia elucidativa do caso nº1

DESAFIO

Os arquitetos do HGP desenvolveram a maior loja “B&Q” na Inglaterra, no centro Pompey, Portsmouth. A loja inclui 11.150 m² de área de lojas de vendas a retalho e uma área de jardim de 2.787 m², com o parque de estacionamento de 20.000m². O empreendimento é construído perto do mar e o empreiteiro queria construir o parque de estacionamento usando um produto para ajudar com a gestão da água de superfície e escoamento.

SOLUÇÃO

O projeto ULTISuDS incorporou um sistema de infiltração sob medida usando um reservatório granular de base. O desempenho hidráulico de cada camada de asfalto foi testado para avaliar o seu cumprimento antes de colocar a próxima. O Laboratório de Pesquisa em Transportes (TRL) avaliou a condição do pavimento usando um Defletómetro de Impacto (FWD), antes da abertura oficial. Os resultados mostraram que havia uniformidade em todo o local em termos de rigidez e deflexão e a estrutura foi considerado adequada para o efeito para o qual foi concebida. Como não foi necessária drenagem adicional, houve uma poupança significativa no custo final do empreiteiro principal.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

O sistema ULTISuDS suporta o gerenciamento das águas pluviais trabalhando com a natureza. O sistema foi projetado para capturar a água da chuva superficial antes de, guardá-la para qualquer tipo

de reciclagem, liberá-la imediatamente para o reservatório de base ou executar uma libertação controlada no sistema de drenagem existente. Não sendo necessários quaisquer sistemas de drenagem adicionais, o projeto do parque de estacionamento ficou muito mais rentável.

CASO Nº2

Produto: ULTISuDS

Cliente: HATCLIFFE, WITHYWOOD & BRISTOL CITY COUNCIL

Empreiteiro principal: LAFARGE TARMAC CONTRACTING

Localização: QUEEN'S ROAD, BRISTOL

Conclusão: NOVEMBRO DE 2006



Fig.A25 – Fotografia elucidativa do caso nº2

DESAFIO

A construção do parque de estacionamento 2.000m² foi um importante elemento de uma nova finalidade construída num Centro Comunitário, um projeto e construção liderado pela comunidade. A equipa de projeto foi composta por representantes de “South Bristol Church and Community Trust”, a “Primary Care Trust” local, a “Hartcliffe and Withywood Community Partnership” e o “Bristol City Council”. O financiamento para o projeto foi assegurado a partir de subsídios europeus, “Bristol City Council” e instituições de caridade locais. O projeto comunitário, especificado pelo Cliente, exigia um esquema que fosse tão sustentável quanto possível, com o mínimo impacto sobre o meio ambiente local.

SOLUÇÃO

A colaboração entre todos os intervenientes resultou num projeto com uma série de características de design ambientalmente focadas para o Centro Comunitário. O sistema ULTISuDS incorpora um sistema de açude embutido, que faz parte da camada de reservatório e fornece um maior nível de capacidade de armazenamento. Além disso, tubos de entrada foram instalados para transferir a água da

chuva do telhado de 2.500m² do centro comunitário para o pavimento poroso. O Centro tem a oportunidade de utilizar a água coletada armazenada para, entre outros usos, regar as suas áreas ajardinadas.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

Antes da construção do Centro, a Lafarge Tarmac estava envolvida na fase de programação e planeamento do projeto global. Esta entrada precoce e colaboração entre todas as partes minimizaram com sucesso eventuais danos ao sistema causados pelas outras atividades de construção. Estava programado que apenas nas últimas três semanas do programa de construção, o pavimento seria assentado, após todas as outras atividades de construção estivessem concluídas. Isso garantiu a correta instalação e evitou que este projeto não invadisse outros projetos da construção do Centro Comunitário e vice-versa. Tendo em vista o desafio da sustentabilidade, todos os materiais foram adquiridos a partir de pedreiras locais, reduzindo o impacto do transporte e custo. Aproximadamente 1000 toneladas de sub-camada e 600 toneladas de asfalto poroso foram fornecidos e instalados.

CASO Nº3

Produto: ULTISuDS

Cliente: SANDWELL METROPOLITAN COUNCIL

Empreiteiro principal: WILMOTT DIXON

Localização: SMETHWICK, BIRMINGHAM

Conclusão: JULHO DE 2009



Fig.A26 – Fotografia elucidativa do caso nº3

DESAFIO

A Escola Comunitária de Crocketts, em Smethwick, Birmingham demonstra um compromisso com os mais altos níveis de construção sustentável. As crianças da escola trabalharam em estreita colaboração com os arquitetos nos novos projetos para o edifício da escola desde o início. Na construção era necessário incluir o uso de um "telhado verde", materiais de construção reciclados, energia solar e

eólica e um sistema de drenagem sustentável. Foi estipulado no projeto que seria utilizado pavimento poroso para as áreas de lazer e jogos multiuso.

SOLUÇÃO

Em acordo com as equipas do cliente e do contratante, foi proposto à ULTISuDS proporcionar uma superfície de jogo seguro e durável que iria incorporar o armazenamento de água da chuva e infiltração parcial. A água da chuva que cai sobre as áreas de lazer e jogos, passa através das camadas de asfalto poroso e é armazenada dentro do reservatório granular por baixo. Ao longo do tempo a água das chuvas passa pelo sistema de geotêxteis, sendo filtrada e dissipada no solo subjacente. No entanto, durante uma forte tempestade, a água da chuva pode confluir no ponto baixo do sistema, onde uma camada de pedra mais grossa e duas fossas de drenagem serão instaladas. Estas fossas, por sua vez, estarão conectadas a uma câmara de controlo de fluxo para restringir o volume de descarga de água a partir do local, prevenindo inundações ou uma pressão excessiva sobre o sistema de drenagem de água da chuva existente. O “telhado verde” e outras superfícies da escola drenam separadamente para um tanque localizado abaixo do sistema.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

Testes realizados pela Universidade de Coventry demonstraram que quaisquer poluentes presentes na água de superfície são efetivamente retidos pelas camadas do sistema, descarregando assim a água mais limpa para o ambiente. Quando a água da chuva passa pelo sistema ULTISuDS, os poluentes são efetivamente presos nas suas camadas, evitando assim que partículas sólidas, metais pesados e compostos orgânicos entrem quer nas águas subterrâneas, quer na rede de drenagem existente.

CASO Nº4

Produto: ULTISuDs

Cliente: UNIVERSIDADE DE READING

Empreiteiro principal: MANSELL PLC

Localização: WHITE KNIGHTS CAMPUS, BERKSHIRE

Conclusão: ABRIL DE 2010

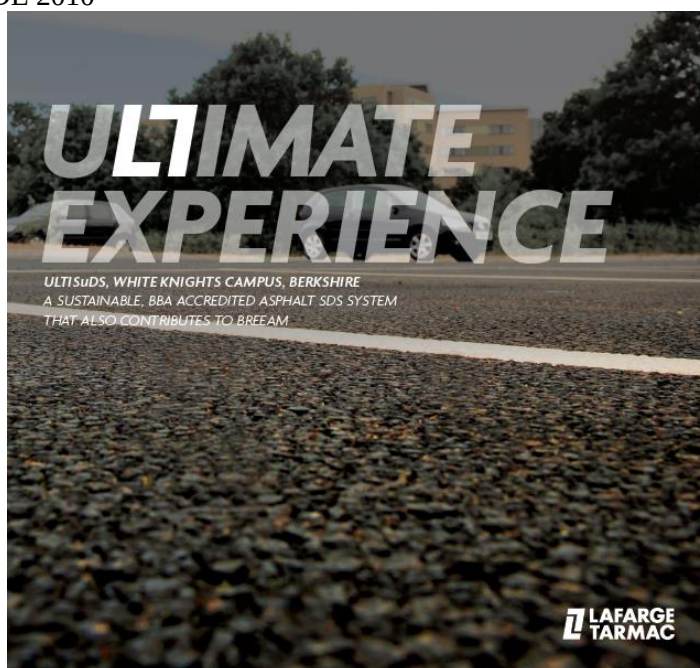


Fig.A27 – Fotografia elucidativa do caso nº4

DESAFIO

Assumir o controlo de gestão de águas pluviais e oferecer uma alternativa de baixo custo para uma pavimentação permeável em blocos. Desenvolver uma solução para lidar com os desafios de drenagem do local, incluindo uma bacia de drenagem aberta, baixas taxas de infiltração e quedas ao longo de todo o local.

SOLUÇÃO

A Universidade de Reading queria um produto que poderia enfrentar a gestão de águas pluviais no seu campus. Isto resultou no primeiro sistema SDS a combinar asfalto poroso com um sistema de bacia de drenagem aberta pela Lafarge Tarmac. Com um cronograma de construção apertado, o projeto final levou em conta a topografia natural do local para canalizar a água da chuva para através da superfície de asfalto poroso e para a camada reservatório granular. Uma vez dentro desta camada de pedra água flui para o ponto mais baixo do sistema de descarga para a bacia de drenagem aberta. Durante um evento de pico da tempestade, a bacia está projetada para transbordar para um sistema de drenagem já existente no campus. Esta abordagem era mais rentável, pois a alternativa teria sido refazer o sistema para ter uma camada de armazenamento mais profunda.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

A solução sustentável instalada não só atenua volumes de águas pluviais até um evento de tempestade de 1 em 100 anos, acrescido de 20% para a mudança climática, mas também aumentou a capacidades de tratamento natural e reduziu efetivamente a pressão sobre o sistema de águas pluviais existente.

Teste realizado pela Coventry University demonstrou que quaisquer poluentes da água de superfície são efetivamente retidos pelas camadas do sistema, descarregando assim a água mais limpa. O sistema também é classificado como uma técnica de construção superficial reduzindo os volumes de materiais escavados e removidos do local. De acordo com Peter Ayers, gerente de projeto da Universidade de Reading, "foi escolhido o sistema ULTISuDS pois é também uma alternativa viável para outros materiais."

CASO Nº5

Produto: ULTISuDS/ULTICOLOUR

Cliente: THOMAS VALE

Empreiteiro principal: LAFARGE TARMAC CONTRACTING

Localização: BLAKENHALL, WOLVERHAMPTON

Conclusão: SETEMBRO DE 2010

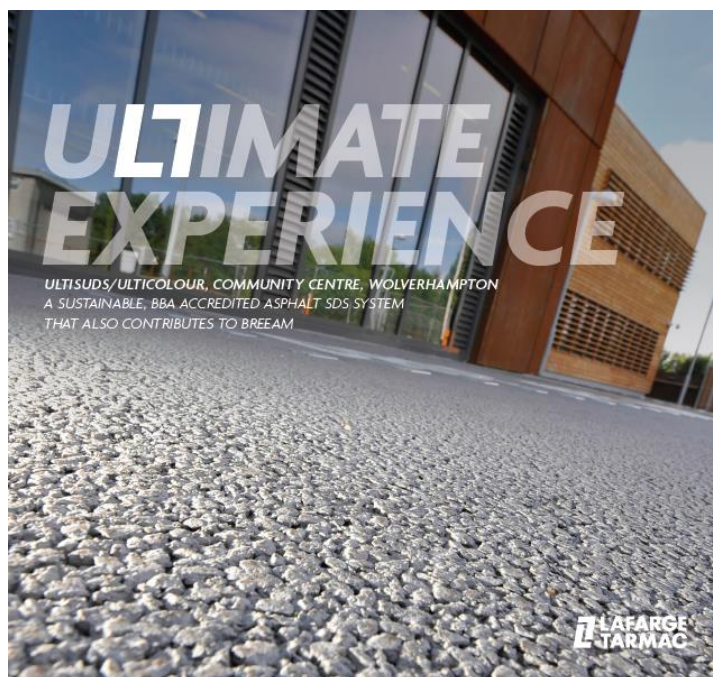


Fig.A28 – Fotografia elucidativa do caso nº5

DESAFIO

A “Blakenhall Community and Healthy Living Centre” foi projetada com a mais alta especificação no que diz respeito à conservação de energia e materiais de construção sustentáveis, com um objetivo global BREEAM "excelente". No projeto global era necessário utilizar os melhores produtos sustentáveis disponíveis e os arquitetos da “Architype Ltd” queriam uma solução de sistema de drenagem sustentável (SDS) adequado para paisagismo, que também pudesse incorporar cor.

SOLUÇÃO

O ULTISuDS, um sistema SDS comprovado, foi combinado com sucesso com o ULTICOLOUR, um asfalto colorido para complementar o estilo incomum de construção, que utiliza revestimento metálico com um aspeto vermelho oxidado. O parque de estacionamento incorpora todos os benefícios de uma solução de SDS e tem um acabamento de superfície cinza claro. ULTICOLOUR inclui pigmentos especializados e duráveis para garantir que a cor é mantida em todo o produto.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

Tempo de construção reduzido, duração do programa condensada e redução dos custos de gestão de contratos. A solução ULTISuDS, através de técnicas de infiltração ou de atenuação, fornece o completo controlo sobre a gestão de águas pluviais. Esta solução providencia uma primeira fase de tratamento da água precipitada através de assentamento, e em seguida uma segunda fase por ação bacteriana.

CASO Nº6

Produto: ULTISuDS

Cliente: GL PROJECTS / JOHNSON & JOHNSON

Empreiteiro principal: LAFARGE TARMAC CONTRACTING

Localização: INTERNAL ACCESS ROADS, HIGH WYCOMBE

Conclusão: JULHO DE 2007



Fig.A29 – Fotografia elucidativa do caso nº6

DESAFIO

O projeto não exigiu nenhuma mudança para o sistema de drenagem natural do local. A “Johnson and Johnson” exigiu a construção de uma pequena seção da nova estrada de acesso dentro de suas instalações, ao mesmo tempo, proporcionando uma superfície pavimentada durável para uma seção de acesso de 500m de comprimento em calcário não ligado já existente. Com consciência da necessidade de não afetar o natural equilíbrio da atual absorção da água da chuva pelo solo, a “Johnson and Johnson” solicitou um sistema que, não seria simplesmente capaz de canalizar a água para o sistema de drenagem do local, mas sim continuar a permitir que esta naturalmente se infiltrasse no solo.

SOLUÇÃO

Após três meses do início de todo o programa, uma camada profunda de sub-base porosa de 150mm foi moldada e perfilada na superfície da pista existente. Para evitar o futuro crescimento de ervas daninhas e na ausência de qualquer membrana geotêxtil a superfície foi tratada, antes de colocar a sub-base. As novas bermas de betão foram então instaladas, seguindo-se a instalação das camadas porosas superficiais por meio de pavimentadoras. Durante a instalação do sistema ULTISuDS, a assistência técnica estava presente no local em todos os momentos para supervisionar as obras. Todos os materiais foram fornecidos a partir das unidades de produção da “Lafarge Tarmac's Quality Assured”. Os testes de condutividade hidráulica provaram as capacidades de drenagem do sistema. No total, mais de 2.000m² foram revestidos com materiais porosos.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

A “Lafarge Tarmac” ofereceu e forneceu uma avaliação técnica completa, propondo um projeto estrutural que atendesse aos requisitos de cargas individuais da “Johnson and Johnson”, enquanto também levou em consideração as diferenças existentes nos diversos níveis ao longo da via de acesso, tanto longitudinalmente como transversalmente. Uma inspeção visual foi suficiente para provar que não havia necessidade de testes para determinar os valores de CBR. O cliente também queria incorporar novas bermas em betão pré-moldado ao longo de ambos os lados da estrada que estava assentado sobre uma cama de betão convencional. O nosso projeto assegurou que esta cama não afetou a condutividade hidráulica do sistema. As obras foram concluídas dentro do previsto no programa sem nenhuma interrupção.

CASO Nº7

Produto: ULTISuDS

Cliente: WIGAN COUNCIL

Empreiteiro principal: GEORGE COX & SONS

Localização: CHAPEL LANE CAR PARK, WIGAN

Conclusão: AGOSTO DE 2011

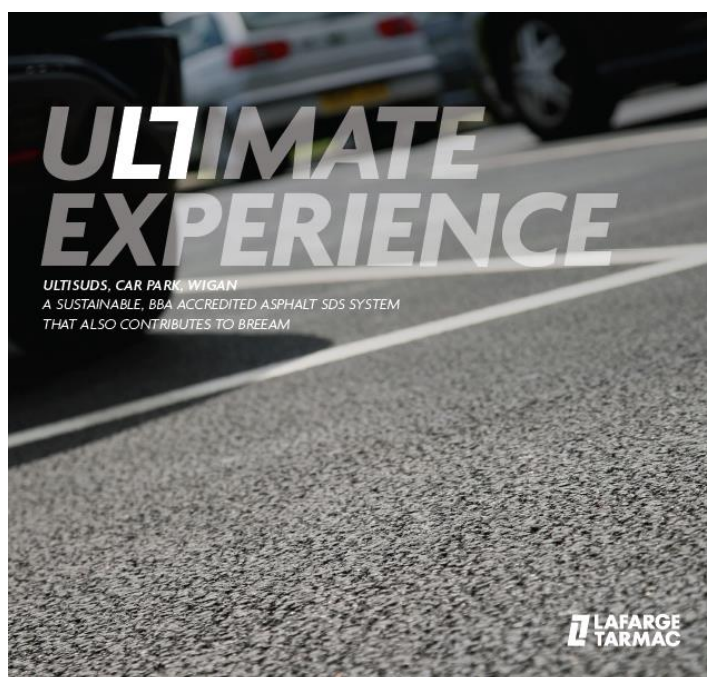


Fig.A30 – Fotografia elucidativa do caso nº7

DESAFIO

Para coincidir com a abertura de seus novos escritórios no centro da cidade, o Concelho de Wigan desejava atualizar o seu parque de estacionamento em “Chapel Lane”. O parque de estacionamento é usado pelos funcionários do Concelho durante a semana e por clientes de lojas no fim de semana. O parque de estacionamento existente estava cimentado e sem drenagem convencional de água de superfície. Durante os períodos de chuvas fortes, a água ficava depositada na superfície do parque de estacionamento, dificultando a sua utilização. A solução fornecida necessitava superar as preocupações da companhia de água local, a “United Utilities”, relativamente à descarga para o sistema de drenagem de águas de superfície existente, uma vez que este já estava a funcionar perto da

sua capacidade máxima. O local também foi usado anteriormente para o armazenamento de gás e como um ramal ferroviário, o que significava que as escavações profundas também precisavam ser evitadas, para reduzir a potencial interação com contaminantes residuais.

SOLUÇÃO

Depois de avaliar várias opções disponíveis, chegou-se à conclusão que a primeira escolha preferida teria um acréscimo estimado de £150.000 ao custo base, devido à presença do gás subterrâneo. Por isso foi criado um sistema ULTISuDS capaz de armazenar uma chuvada de tempestade de projeto de 1 em 100 anos, quer através de infiltração completa para o solo, quer em combinação com uma descarga restrita para o sistema de drenagem local.

As equipas técnicas e de construção da “Lafarge Tarmac” trabalharam com a equipa local do principal empreiteiro para coordenar e avaliar a colocação do geotêxtil permeável, do reservatório granular modificado e das barreiras de atenuação. Estes foram todos instalados em estrita conformidade com os procedimentos de projeto de drenagem, testes e garantia de qualidade, a fim de proteger a integridade da garantia fornecida ao cliente e para garantir o desempenho a longo prazo do sistema ULTISuDS.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

O resultado do projeto foi o de proporcionar a poupança de custos de cerca de £10.000 num esquema de concurso já restrito, sem afetar a integridade do sistema. A estreita ligação e sobreposição de papéis e responsabilidades na conceção e instalação de todas as partes asseguraram que, apesar de existirem um número de situações desafiadoras em conexão com o mau tempo, más condições do solo, prazos e orçamentos que não podiam ser alterados, o esquema foi trazido sob orçamento e a tempo.

CASO Nº8

Produto: ULTISuDS

Cliente: CÂMARA MUNICIPAL DE GLASGOW

Empreiteiro principal: BARR CONSTRUCTION

Localização: TOLLCROSS INTERNATIONAL SWIMMING CENTRE

Conclusão: JANEIRO DE 2013



Fig.A31 – Fotografia elucidativa do caso nº8

DESAFIO

O “Tollcross International Swimming Centre”, que pertence à Câmara Municipal de Glasgow, necessitava de uma remodelação extensa, incluindo a introdução de uma segunda piscina de 50 m por 6 pistas, para treino e aquecimento, com a finalidade de complementar a piscina já existente de 50 m por 10 pistas. O desenvolvimento foi projetado para fornecer uma formação permanente e instalações de lazer, tanto para a comunidade local como para os atletas de elite. O cliente necessitava de uma solução sustentável para este projeto que contribuiria também para o “BREEAM”.

SOLUÇÃO

Depois de olhar para várias opções a decisão final da Câmara Municipal de Glasgow foi utilizar ULTISuDS no parque de estacionamento. Esta solução cumpria todos os requisitos, incluindo os da “Scottish Environment Protection Agency (SEPA)”, em que as águas pluviais superficiais no parque de estacionamento deveriam receber 2 níveis de tratamento antes de serem descarregadas no solo ou em eventos extremos para o curso de água local (baseado no manual de CIRIA C697 SDS).

O sistema instalado permitirá que a maioria da água se escape para o solo, uma vez que o solo natural subjacente é classificado como “areia argilosa medianamente densa” com uma taxa de infiltração de cerca de $1,7 \times 10^{-5}$ m/s. Qualquer excesso de água que o solo não consiga absorver, irá escorrer através de uma câmara de controlo de caudal “hydrobrake” (fluxo restrito a 1,3 l/s, o equivalente à taxa de escoamento de Greenfield) para o esgoto de águas pluviais superficiais local, que por sua vez descarga para o curso de água local. Uma geogrelha foi incluída na construção, devido à presença de uma falha geológica localizada.

RESULTADOS E BENEFÍCIOS

Ao utilizar ULTISuDS no elemento paisagístico ajudou o cliente a maximizar os créditos disponíveis para o “BREEAM”, no âmbito da “Pol 6 - Minimização da poluição no curso de água”, fornecendo os 2 níveis de tratamento necessários antes da descarga para o solo ou para o curso de água adjacente. Foi utilizada pedra natural na construção das camadas porosas, também classificada como A ou A + no “Guia Verde: Mat 2 – paisagismo pesado e proteção de fronteiras”. O sistema ULTISuDS está a executar bem e a provar-se capaz de suportar os rigores dos invernos Escoceses.

Tabela A9 - Resultados de testes realizados em material de camada superficial (10 mm) [32]

Teste	Resultado médio	Método
Força de torção nas ligações a 20±2°C (kPa)	557 ⁽¹⁾	Guidelines document, Appendix A.3
Condutividade hidráulica (mm/h)	14997 ⁽²⁾	BS DD 229
(1) Método de falha = falha no substrato. Idade na altura do teste desconhecida.		
(2) Condutividade hidráulica média para a profundidade do pavimento completo.		

Tabela A10 - Resultados das características da superfície do ULTISuDS (10mm de camada superficial) [32]

Teste	Resultado médio	Método
Profundidade de textura (mm) com tráfego	1.9 ⁽¹⁾⁽²⁾	BS 598-105
(1) Resultado médio. Lido aproximadamente 8 meses após instalação.		
(2) Agregados de calcário.		

Tabela A11 - Resultados de testes feitos em material da camada de base (32mm) [32]

Teste	Resultado médio	Método
Condutividade hidráulica (mm/h)	24890 ⁽¹⁾ 7172 ⁽²⁾	BS DD 229
(1) Condutividade hidráulica medida 1 mês após instalação.		
(2) Condutividade hidráulica medida 7 meses após instalação. Tráfego de construção causou redução na condutividade hidráulica. Trabalhos de reparação resultaram em condutividade hidráulica final satisfatória (ver Tabela 6.6).		