



Centro de Competência de Ciências Exactas e da Engenharia

Análise de Bacias de Retenção.

Licenciado em Engenharia Civil (Pós-Bolonha)

Tese submetida para o grau de Mestre em Engenharia Civil na Universidade da Madeira por

IVAN LUÍS SOUSA VIEIRA

Orientador

Prof. Doutor Sérgio António Neves Lousada
(Universidade da Madeira)

Júri:

Doutor José Manuel Martins Neto dos Santos
Doutora Susana Luísa Rodrigues Nascimento Prada
Doutor João Paulo Martins
Doutor Sérgio António Neves Lousada

maio de 2014

Título: Estudo de bacias de retenção como solução para situações crescentes de urbanização

Palavras-Chave: Bacias de retenção, análise hidrológica e hidráulica, volume de armazenamento, rede de drenagem pluvial

Keywords: retention basins, hydrologic and hydraulic analysis, storage volume, rainwater drainage network

Autor: IVAN VIEIRA

CCEE - Centro de Ciências Exactas e da Engenharia

Campus Universitário de Penteada

9020-015 Funchal - Portugal. s/n

Telefone +351 291 705 230

Correio eletrónico: secretariadocentros@uma.pt

Funchal, Madeira

Para a minha família.

Resumo

A presente dissertação tem por objetivo o estudo da construção de bacias de retenção de águas pluviais como solução para o controlo do escoamento superficial urbano. Pretende-se estudar e definir os fatores necessários ao dimensionamento de uma bacia de retenção, bem como abordar aspetos técnicos da complexa análise hidrológica e hidráulica necessários à correta avaliação da distribuição temporal e espacial da precipitação, e conseqüente escoamento em tecido urbano.

Descrevem-se os tipos e funcionalidades das bacias de retenção, dando particular ênfase ao dimensionamento das mesmas na própria área a urbanizar, pela previsão do volume de armazenamento necessário, em função da rede de drenagem pluvial existente ou a construir, dada a heterogeneidade dos fatores que determinam o seu dimensionamento para horizontes de projecto longos, e tendo em conta que os custos associados a um sobredimensionamento poderiam inviabilizar o investimento.

Palavras-chave: bacias de retenção, análise hidrológica e hidráulica, volume de armazenamento, rede de drenagem pluvial

Abstract

This thesis aims to study the construction of stormwater retention basins as a solution to control urban runoff. It is intended to study and define the necessary scaling to a retention factors, as well as dealing with technical aspects of complex hydrologic and hydraulic analysis necessary for proper evaluation of the temporal and spatial distribution of rainfall and consequent runoff, and flow in urban zone.

Describe the types and features of retention basins, giving particular emphasis to the design of the very same area to urbanize, the storage volume required, depending on the existing stormwater drainage or building network prediction, given the heterogeneity of factors which determine their design project for long horizons, and taking into account the costs associated with oversizing could derail the investment.

Keywords: retention basins, hydrologic and hydraulic analysis, storage volume, rainwater drainage network

Agradecimentos

Esta dissertação de mestrado representa um período de evolução e de esforço que se tornou possível graças à colaboração de algumas pessoas, às quais queria dedicar esta página. A todos, um sincero agradecimento.

Em primeiro lugar devo um profundo agradecimento ao Professor Doutor Sérgio António Neves Lousada, responsável pela orientação desta dissertação. Não só pelo constante apoio e acompanhamento ao longo do trabalho, mas também pela transmissão de uma metodologia de trabalho, baseada na autonomia e na iniciativa, com a qual adquiri uma aprendizagem eficaz e coerente.

Aos meus pais agradeço o conforto e estabilidade que sempre me proporcionaram, revelando-se suportes fundamentais no desenvolvimento de todo o processo. Sem o seu apoio não teria sido possível. A eles, o meu obrigado.

Por último agradeço aos meus amigos e colegas da UMA pelo companheirismo e amizade demonstrada ao longo destes anos.

Índice geral

Resumo.....	IV
Abstract	VI
Agradecimentos.....	VII
Índice geral.....	VIII
Índice de figuras	XIII
Índice de tabelas	XV
Índice de Equações.....	XVII
Lista de Abreviaturas e Siglas	XXI
Capítulo I.....	1
1. INTRODUÇÃO	2
1.1. Objectivos	3
1.2. Organização da Dissertação.....	3
Capítulo II	5
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS	6
2.1. Efeitos da Urbanização na Drenagem Pluvial	6
2.1.1. Expansão urbana	6
2.1.2. Consequências da impermeabilização dos solos	7
2.1.3. Impactes da drenagem pluvial urbana	9
2.1.4. Qualidade da água pluvial	10
2.2. Soluções Alternativas de Gestão do Escoamento	13
2.2.1. Soluções estruturais.....	13
2.2.2. Soluções não estruturais	13
2.3. Descrição Genérica do Funcionamento de Bacias de Retenção	14
2.4. Constituição das Bacias de Retenção	15
2.5. Tipologias de Bacias de Retenção	16
2.5.1. Classificação enquanto estrutura física	16
2.5.1.1. Bacias a céu aberto.....	17
2.5.1.2. Bacias enterradas	18
2.5.1.3. Bacias em série (on-line).....	19
2.5.1.4. Bacias em paralelo (off-line).....	20
2.5.1.5. Bacias com nível de água permanente	20
2.5.1.6. Bacias secas	21
2.5.2. Classificação pela interação hidráulica e área de influência	22
2.5.2.1. Bacias independentes	22
2.5.2.2. Bacias interconectadas	23
2.5.2.3. Bacias de retenção regional.....	24

2.5.2.4. Bacias de retenção local.....	24
2.6. Aspetos Construtivos e Implantação em Ambiente Urbano	25
2.6.1. Disposições Construtivas	25
2.6.2. Implantação em ambiente urbano.....	27
2.7. Manutenção das Bacias de Retenção	28
2.8. Funcionalidades das Bacias de Retenção.....	29
2.8.1. Melhoria geral do sistema de drenagem.....	30
2.8.2. Criação de polos recreativos e zonas de lazer	31
2.8.3. Criação de reservas de água	32
2.8.4. Melhoramento paisagístico.....	32
2.8.5. Protecção ambiental	33
2.8.6. Recarga de aquíferos	33
Capítulo III	34
3. REVISÕES DE CÁLCULO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	35
3.1. Ciclo Hidrológico	35
3.1.1. Descrição dos fenómenos hidrológicos	35
3.2. Conceitos de Bacias Hidrográficas.....	36
3.2.1. Limites de uma bacia hidrográfica	36
3.2.2. Características fisiográficas.....	37
3.2.2.1. Características geométricas.....	37
3.2.2.2. Características do relevo	38
3.2.2.3. Geologia e solos	39
3.2.2.4. Cobertura vegetal	39
3.2.3. Características Climáticas	40
3.2.3.1. Precipitação.....	40
3.2.3.1.1. Formação da precipitação	40
3.2.3.1.2. Classificação e tipos de precipitação	40
3.2.3.1.3. Distribuição da precipitação	41
3.3. Cálculo Hidrológico	42
3.3.1. Intensidade de precipitação	42
3.3.2. Relação Intensidade - Duração - Frequência.....	43
3.3.3. Período de retorno	45
3.3.3.1. Escolha do período de retorno	45
3.3.4. Escoamento superficial.....	48
3.3.4.1. Hidrograma de cheia	48
3.3.5. Tempo de concentração.....	50

3.3.5.1. Método baseado na velocidade de escoamento.....	50
3.3.5.2. Método do Soil Conservation Service	52
3.3.5.3. Fórmula de Giandotti	53
3.3.5.4. Fórmula de Temez	53
3.3.5.5. Fórmula de Kirpich	54
3.3.6. Determinação do caudal de projecto	55
3.3.6.1. Fórmula racional	55
3.3.6.2. Fórmula de Giandotti	56
3.3.6.3. Método do Soil Conservation Service (SCS).....	57
3.3.6.4. Fórmula de Mockus	59
3.4. Cálculo Hidráulico.....	59
3.4.1. Lei da conservação da massa.....	60
3.4.2. Lei da conservação da energia.....	60
3.4.3. Escoamento	61
3.4.3.1. Escoamento com superfície livre	62
3.4.3.1.1. Equação de Gauckler-Manning-Strickler.	62
3.4.3.2. Controlo do escoamento.....	64
3.4.4. Estruturas de regulação do caudal	66
3.4.4.1. Orifícios	66
3.4.4.2. Descarregadores de superfície	67
3.4.4.2.1. Descarregador retangular de parede delgada.....	67
3.4.4.2.2. Descarregador triangular de parede delgada.....	68
3.4.4.2.3. Descarregador Cipolletti.....	68
3.4.4.2.4. Descarregador de soleira espessa horizontal	68
3.4.4.3. Aquedutos	69
3.4.4.3.1. Tipo I - Altura crítica à entrada	70
3.4.4.3.2. Tipo II - Altura crítica à saída.....	71
3.4.4.3.3. Tipo III - Escoamento lento em toda a extensão	71
3.4.4.3.4. Tipo IV - Saída submersa	71
3.4.4.3.5. Tipo V - Escoamento rápido à entrada	72
3.4.4.3.6. Tipo VI - Secção cheia com saída livre	72
3.4.4.3.7. Coeficientes de descarga, Cd.....	73
Capítulo IV	77
4. DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE RETENÇÃO.....	78
4.1. Fases do Projecto	78
4.2. Conceitos Gerais.....	79
4.2.1. Concepção de hidrogramas	79

4.2.1.1. Hidrograma triangular simplificado.....	79
4.2.1.2. Hidrograma sintético adimensional do Soil Conservation Service.....	80
4.2.1.3. Hidrograma de cheia de Giandotti	81
4.2.2. Relação Nível de água - Volume.....	83
4.2.2.1. Método da média das áreas	83
4.2.2.2. Método cónico	84
4.2.3. Relação Nível de água - Descarga.....	84
4.2.4. Relação Volume - Descarga	84
4.3. Dimensionamento Hidráulico de Bacias de Retenção.....	84
4.3.1. Método Simplificado.....	85
4.3.2. Método do Hidrograma Triangular Simplificado.....	87
4.3.3. Método de regressão de Pagan	88
4.3.4. Método de Wycoff & Singh	89
4.3.5. Método de Puls.....	91
4.3.6. Integração Numérica	92
4.4. Caso de estudo genérico	93
4.4.1. Caracterização da bacia de drenagem em análise.....	94
4.4.2. Pré-dimensionamento da bacia de retenção	96
4.4.3. Determinação do hidrograma afluente	97
4.4.4. Características da bacia de retenção a adotar	98
4.4.5. Modelação da bacia de retenção pelo método de integração numérica.....	98
Capítulo V	102
5. CONCLUSÕES GERAIS	103
Capítulo VI.....	105
6. Bibliografia	106
Capítulo VII.....	110
7. Anexos	111
Anexo I - Determinação do coeficiente de escoamento, C.....	112
Anexo II - Determinação do número de escoamento, CN.....	116
Anexo III - Determinação da altura crítica do escoamento para diferentes secções	120
Anexo IV - Coeficiente de rugosidade de diferentes materiais	122
Anexo V - Representação gráfica das curvas I-D-F.....	125
Anexo VI - Representação esquemática das condições de funcionamento dos tipos de aquedutos.....	127
Anexo VII - Perdas de carga	129
Anexo VIII - Relações geométricas de diferentes secções.....	134
Anexo IX - Determinação da área de uma bacia hidrográfica	135
Anexo X - Resultados do caso de estudo genérico efetuado.....	137

Índice de figuras

Figura 1.1 - Resumo estrutural do estudo efetuado.....	4
Figura 2.1 - Aumento do escoamento superficial com o aumento da impermeabilização dos solos. (Lima, 2010)	7
Figura 2.2 - Aumento do nível das águas devido à urbanização. (Tucci C. E., 2005)	7
Figura 2.3 - Aumento do caudal de ponta com o crescimento da urbanização. (Butler & Davies, 2004).....	8
Figura 2.4 - Fases do desenvolvimento da drenagem. (Tucci C. E., 2005).....	10
Figura 2.5 - Evolução da concentração de poluentes com a duração da precipitação. (Bruce E. Menerey, P.E., 1992).....	12
Figura 2.6 - Exemplo de bacia de retenção. (West-Consultants, 2013)	16
Figura 2.7 - Bacia de retenção a céu aberto. (Mata-Lima, 2003).....	18
Figura 2.8 - Bacia de retenção enterrada. (http://www.flickr.com/photos/petrijuhana/4794830166/lightbox).....	18
Figura 2.9 - Estruturas de armazenamento enterradas. (Mata-Lima, 2003).....	19
Figura 2.10 - Desenho esquemático de bacia de retenção em série. (Santos, 2010)	19
Figura 2.11 - Desenho esquemático de bacia de retenção em paralelo. (Santos, 2010).....	20
Figura 2.12 - Bacia de retenção com nível de água permanente. (Agriculture, 1997)	21
Figura 2.13 - Bacia de retenção seca. (Mata-Lima, 2003)	22
Figura 2.14 - Esquema de bacias de retenção independentes. (Methods & Durrans, 2003)	23
Figura 2.15 - Esquema de bacias de retenção interconectadas. (Methods & Durrans, 2003)	23
Figura 2.16 - Esquema de bacias de retenção regional. (Methods & Durrans, 2003).....	24
Figura 2.17 - Esquema de bacias de retenção local. (Methods & Durrans, 2003)	25
Figura 2.18 - Perfil tipo de bacia seca. (Matias, 2006).....	26
Figura 2.19 - Perfil tipo de bacia com nível de água permanente. (Matias, 2006).....	26
Figura 2.20 - Amortecimento do pico do escoamento com a utilização de bacias de retenção. (Tucci C. M.).....	29
Figura 2.21 - Evolução das funcionalidades das bacias de retenção. (Campana, Bernardes, & Jr., 2007)	30
Figura 2.22 - Utilização de bacias de retenção com nível de água permanente para atividades de lazer. (Agriculture, 1997).....	31
Figura 2.23 - Utilização de bacia de retenção seca para atividades em períodos de estiagem. (Pinto & Pinheiro, 2006).....	32
Figura 3.1 - Representação esquemática dos fenómenos hidrológicos. (Projectaquae, 2013)	36
Figura 3.2 - Limites de separação das águas de escorrência superficial e subterrânea. (Quintela, 1996)	37
Figura 3.3 - Exemplo de curva hipsométrica. Adaptado de (Prada, 2010).....	38
Figura 3.4 - Parâmetros a e b das curvas I-D-F. (Portela, 2005).....	44
Figura 3.5 - Representação a) de isócronas numa bacia hidrográfica b) e respectivo histograma área-tempo. (Mano, 2008).....	49
Figura 3.6 - Caracterização de hidrograma-tipo. (Costa & Lança, 2011)	49
Figura 3.7 - Velocidade do escoamento superficial em função do declive e da ocupação do solo. (Lencastre & Franco, 2006).....	51
Figura 3.8 - Relação entre a altura de precipitação útil e a precipitação total em função do número de escoamento. (Lencastre & Franco, 2006).....	58
Figura 3.9 - Relações geométricas em secções circulares. (Marques, et al., 2013).....	63
Figura 3.10 - Relação entre a altura do escoamento e a energia específica. (Quintela, 2005)	65
Figura 3.11 - Esquema de descarregador a) Cipolletti e b) triangular. (Quintela, 2005).....	67
Figura 3.12 - Efeito de redução da veia líquida, a) bordos arredondados b) bordos retos. (Methods & Durrans, 2003).....	69

Figura 3.13 - Perfil tipo de um aqueduto e respectiva simbologia. (Bodhaine, 1982)	70
Figura 3.14 - Coeficiente de descarga em escoamentos do tipo I, II e III. (Bodhaine, 1982)	74
Figura 3.15 - Coeficiente de correção para secções de entrada com bordos em bisel. (Bodhaine, 1982)	74
Figura 3.16 - Coeficiente de correção para secções de entrada com bordos arredondados. (Bodhaine, 1982)	75
Figura 4.1 - Representação do hidrograma triangular simplificado.	80
Figura 4.2 - Hidrograma sintético adimensional do SCS.	80
Figura 4.3 - Hidrograma de cheia de Giandotti. (Pais & Moreira, 2005).....	82
Figura 4.4 - Representação do volume de armazenamento necessário através do método do hidrograma triangular simplificado. (VDOT, 2002)	88
Figura 4.5 - Parâmetro de armazenamento, SP. (VDOT, 2002).....	89
Figura 4.6 - Esquema exemplificativo do processo de dimensionamento do caso de estudo genérico.	94
Figura 4.7 - Representação gráfica do hidrograma referente ao caso em análise.....	97
Figura 4.8 - Hidrogramas afluente e efluente resultantes da modelação da bacia de retenção para o caso em análise.	100
Figura 7.1 - Acréscimo de área numa secção genérica. (Quintela, 2005)	120
Figura 7.2 - Representação gráfica das curvas I-D-F para a região pluviométrica A.....	125
Figura 7.3 - Representação gráfica das curvas I-D-F para a região pluviométrica B	125
Figura 7.4 - Representação gráfica das curvas I-D-F para a região pluviométrica C.....	126
Figura 7.5 - Alargamento brusco da secção do escoamento. (Quintela, 2005)	129
Figura 7.6 - Estreitamento brusco da secção do escoamento. (Quintela, 2005).....	130
Figura 7.7 - Ábaco de Moody. (Quintela, 2005).....	131
Figura 7.8 - Valores de rugosidade equivalente absoluta, ϵ , para condutos de betão em função do tipo de acabamento. (Reclamation, 1977).....	133
Figura 7.9 - Secção a) retangular, b) trapezoidal e c) triangular. (Baptista & Lara, 2003)	134
Figura 7.10 - Determinação da área pelo método de Bezout. (Cruz & Redweik, 2003)	135
Figura 7.11 - Determinação da área pelo método de Simpson. (Cruz & Redweik, 2003)	136

Índice de tabelas

Tabela 3.1 - Classificação e características dos diferentes processos de formação de precipitação.....	41
Tabela 3.2 - Características das gotas de diferentes tipos de precipitação. (Lencastre & Franco, 2006)	41
Tabela 3.3 - Período de retorno dos sistemas de drenagem pluvial urbana em função do tipo de ocupação. (Marques, et al., 2013)	46
Tabela 3.4 - Valores do período de retorno em função do risco aceitável e da vida útil da obra. (Marques, et al., 2013)	46
Tabela 3.5 - Valores de P1. (Batista, 2010)	47
Tabela 3.6 - Valores de P2. (Batista, 2010)	47
Tabela 3.7 - Valores de P3. (Batista, 2010)	48
Tabela 3.8 - Período de retorno mínimo a adotar na drenagem transversal em função do índice I. (Batista, 2010)	48
Tabela 3.9 - Velocidade do escoamento superficial para diferentes ocupações do solo e declives. (Chow, Maidment, & Mays, 1998).....	52
Tabela 3.10 - Grau de urbanização correspondente ao parâmetro μ . (Pelaez, 1978)	54
Tabela 3.11 - Valor do coeficiente λ em função da área da bacia hidrográfica. (Lencastre & Franco, 2006).....	57
Tabela 3.12 - Valor do coeficiente de rugosidade da fórmula de Gauckler-Manning-Strickler, K_s , para diferentes materiais.	63
Tabela 3.13 - Coeficiente de descarga, C_d , para os tipos IV e VI. (Bodhaine, 1982).....	75
Tabela 3.14 - Coeficiente de descarga, C_d , para o escoamento do tipo V. (Bodhaine, 1982).....	76
Tabela 4.1 - Relações t/t_p e Q/Q_p do hidrograma sintético adimensional do SCS. (Methods & Durrans, 2003) ..	81
Tabela 4.2 - Valores dos parâmetros η e γ do hidrograma de cheia de Giandotti em função da área da bacia hidrográfica. (Pais & Moreira, 2005).....	82
Tabela 4.3 - Características da bacia de drenagem genérica considerada.	95
Tabela 4.4 - Coeficientes de escoamento considerados para os períodos de pré e pós-urbanização.....	95
Tabela 4.5 - Parâmetros calculados em função do caso em análise.	96
Tabela 4.6 - Volume de armazenamento necessário calculado a partir dos diferentes métodos.	96
Tabela 4.7 - Valores das ordenadas do hidrograma referente ao caso em análise.....	97
Tabela 4.8 - Resultados obtidos pela modelação de uma bacia de retenção com área de 5000 m ²	99
Tabela 4.9 - Resultados obtidos pela modelação de uma bacia de retenção com área de 6272 m ²	99
Tabela 4.10 - Valores ótimos de funcionamento da bacia de retenção em função do caso analisado.....	100
Tabela 7.1 - Valores médios do coeficiente de escoamento, C , para áreas urbanas e períodos de retorno compreendidos entre 5 a 10 anos. (Lencastre & Franco, 2006)	113
Tabela 7.2 - Valores médios do coeficiente de escoamento, C , para áreas agrícolas e períodos de retorno compreendidos entre 5 a 10 anos. (Lencastre & Franco, 2006)	114
Tabela 7.3 - Fator de frequência para a fórmula racional, C_f . (VDOT, 2002).....	114
Tabela 7.4 - Valores do coeficiente de escoamento, C , para diferentes tipos de ocupação do solo e períodos de retorno. (Chow, Maidment, & Mays, 1998).....	114
Tabela 7.5 - Valor do número de escoamento, CN , em bacias urbanas e suburbanas para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo. (Lencastre & Franco, 2006).....	117
Tabela 7.6 - Valor do número de escoamento, CN , em bacias rurais para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo. (Mata-Lima, 2007).....	118
Tabela 7.7 - Valores do coeficiente de rugosidade K_s em função do tipo de revestimento em condutos circulares. (Lencastre & Franco, 2006)	122

Tabela 7.8 - Valores do coeficiente de rugosidade K_s em função do tipo de revestimento em canais. (Lencastre & Franco, 2006)	123
Tabela 7.9 - Representação esquemática das condições de funcionamento dos tipos de aquedutos considerados. (Bodhaine, 1982).....	127
Tabela 7.10 - Valores do coeficiente K em função da relação entre as áreas do escoamento. (Quintela, 2005). 130	
Tabela 7.11 - Valores da rugosidade absoluta equivalente para diferentes materiais. (Quintela, 2005)	132
Tabela 7.12 - Relações geométricas de diferentes secções.	134
Tabela 7.13 - Resultados da modelação da bacia de retenção referente ao caso de estudo genérico efetuado. ..	137

Índice de Equações

(3.1)	39
(3.2)	42
(3.3a)	42
(3.3b)	43
(3.4a)	43
(3.4b)	43
(3.4c)	43
(3.4d)	43
(3.5a)	44
(3.5b)	44
(3.6)	45
(3.7a)	46
(3.7b)	46
(3.8)	47
(3.9)	50
(3.10)	51
(3.11)	52
(3.12)	52
(3.13)	52
(3.14)	53
(3.15)	53
(3.16)	53
(3.17)	54
(3.18)	54
(3.19a)	54
(3.19b)	54
(3.20)	55
(3.21)	56
(3.22)	56
(3.23)	57
(3.24)	57
(3.25)	57
(3.26)	58
(3.27a)	58
(3.27b)	58
(3.28)	59
(3.29)	59
(3.30)	59
(3.31a)	60
(3.31b)	60

(3.31c)	60
(3.31d)	60
(3.31e)	60
(3.32)	61
(3.33)	61
(3.34a)	61
(3.34b)	61
(3.35)	62
(3.36)	62
(3.37)	63
(3.38)	63
(3.39)	63
(3.40)	63
(3.41)	64
(3.42a)	65
(3.42b)	65
(3.43)	66
(3.44)	66
(3.45)	67
(3.46)	67
(3.47)	68
(3.48)	68
(3.49)	68
(3.50)	70
(3.51)	71
(3.52)	71
(3.53)	72
(3.54)	72
(3.55)	73
(4.1a)	79
(4.1b)	79
(4.1c)	79
(4.2a)	82
(4.2b)	82
(4.2c)	82
(4.2d)	82
(4.3)	83
(4.4)	83
(4.5)	83
(4.6)	84
(4.7)	85
(4.8a)	85
(4.8b)	85

(4.9)	86
(4.10a)	86
(4.10b)	86
(4.11)	86
(4.12)	86
(4.13a)	86
(4.13b)	86
(4.14)	86
(4.15a)	86
(4.15b)	87
(4.15c)	87
(4.15d)	87
(4.16)	87
(4.17)	87
(4.18)	87
(4.19)	88
(4.20)	89
(4.21)	90
(4.22)	90
(4.23)	90
(4.24)	90
(4.25)	91
(4.26)	91
(4.27a)	91
(4.27b)	91
(4.28)	92
(4.29)	92
(4.30)	92
(4.31)	92
(4.32)	93
(4.33)	93
(4.34a)	93
(4.34b)	93
(4.34c)	93
(4.34d)	93
(7.1)	119
(7.2)	119
(7.3)	119
(7.4)	120
(7.5)	120
(7.6)	120
(7.7)	120
(7.8)	121

(7.9)	121
(7.10)	121
(7.11)	129
(7.12)	129
(7.13)	130
(7.14)	130
(7.15)	130
(7.16)	131
(7.17)	131
(7.18a)	135
(7.18b)	135
(7.18c)	135
(7.19a)	136
(7.19b)	136

Lista de Abreviaturas e Siglas

- A - Área da bacia hidrográfica; área da secção transversal do canal
a - Parâmetro constante da curva I-D-F
b - Parâmetro constante da curva I-D-F
C - Coeficiente de escoamento
Cd - Coeficiente de descarga
CN - Número de escoamento
D - Diâmetro ou altura da secção transversal
E - Energia específica
g - Aceleração da gravidade ($g \approx 9,81 \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)
H - Carga hidráulica
 \bar{H} - Altura média da bacia hidrográfica
h - Altura de precipitação total
 h_0 - Perdas iniciais da precipitação
 h_u - Altura de precipitação
I - Intensidade de precipitação
i - Declive médio da bacia hidrográfica
J - Perda de carga por unidade de percurso
K - Fator de ponta adimensional do SCS
 K_s - Coeficiente de rugosidade da equação de Gauckler-Manning-Strickler
L - Comprimento da linha de água principal
p - Pressão
Q - Caudal de dimensionamento
 Q_0 - Caudal de ponta para a situação de pré-urbanização
 Q_i - Caudal de ponta para a situação de pós-urbanização
 Q_p - Caudal de ponta
 q_s - Caudal específico efluente
R - Rico hidrológico
 R_h - Raio hidráulico
SP - Parâmetro de armazenamento
SCS - Soil Conservation Service
T - Período de retorno
 T_b - Tempo de base do hidrograma
 t_c - Tempo de concentração da bacia hidrográfica
 t_p - Tempo de crescimento do hidrograma
 t_r - Tempo de resposta da bacia hidrográfica
v - Velocidade média
V - Volume
z - Cota geométrica
 Δh_c - Perda de carga contínua

Δh_l - Perda de carga localizada

α - Coeficiente de Coriolis

μ - Viscosidade dinâmica (no caso da água a 4°C, $\mu = 1570 \cdot 10^{-6} \text{ N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-2}$)

ν - Velocidade cinemática (no caso da água a 4°C, $\nu = 1,57 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)

ρ - Massa específica (no caso da água a 4°C, $\rho = 1000 \text{ Kg} \cdot \text{m}^{-3}$)

γ - Peso específico (no caso da água a 4°C, $\gamma = 9810,00 \text{ N} \cdot \text{m}^{-3}$)

λ - Parâmetro adimensional da fórmula de Giandotti

θ - Ângulo ao centro

Capítulo I

1. INTRODUÇÃO

Como reflexo das alterações dos estilos de vida e dos padrões de consumo da sociedade atual, aliado ao crescimento demográfico verificado nas últimas décadas, urge a necessidade de construir novas habitações, espaços industriais, comércio, lazer, vias de comunicação e outras infraestruturas secundárias, levando à expansão e densificação das zonas urbanas.

O cenário de crescimento urbano, e conseqüente alteração dos padrões de ocupação do solo, em particular a impermeabilização dos terrenos, pela sua própria natureza, tem efeitos nefastos no ciclo hidrológico natural da bacia hidrográfica intervencionada, por um lado cria uma barreira isolante entre o solo e a atmosfera, impossibilitando a infiltração da água precipitada, e por outro lado a regularização da superfície diminui de forma significativa a resistência ao escoamento, originando o aumento dos caudais de ponta de cheia, bem como a diminuição do tempo de concentração, traduzindo-se em situações de elevado risco de ocorrência de enchentes e desastres.

A gestão do excesso de escoamento, tem colocado problemas de índole técnica algo complexos no que diz respeito à implementação das redes de drenagem pluvial, levando à necessidade de consideração, por parte dos projetistas, de soluções que invertam as políticas de gestão até então adotadas, que consistem em escoar as águas o mais rapidamente possível, filosofia conhecida na nomenclatura Francesa por “tout l’égout”, levando ao incremento dos caudais a jusante da nova área urbanizada, sobrecarregando as passagens hidráulicas existentes, passando as mesmas a ficar subdimensionadas pelo facto de não possuírem secção suficiente para garantir a vazão necessária.

Em primeira instância, a aplicação de boas políticas de ordenamento do território, com particular ênfase no desenvolvimento sustentável, regulamentando a ocupação do solo de forma a evitar índices de impermeabilização demasiado elevados, seria a medida ideal para precaver situações de incapacidade de vazão dos coletores e passagens hidráulicas, no entanto esta medida nem sempre é possível, e quando não é viável a substituição e redimensionamento das infraestruturas de drenagem existentes, uma boa solução consiste na construção de bacias de retenção com o intuito de mitigar os problemas causados pelo excesso de escoamento.

As bacias de retenção são estruturas de gestão do escoamento multifuncionais, permitindo não só o armazenamento do volume de água em excesso, regularizando o caudal e restituindo-o de forma compatível com o meio recetor, como também possuem diversas outras utilidades, salientando-se o elevado interesse paisagístico, através da criação de ambientes esteticamente enquadráveis, de lazer, criação de reservas de água e funcionando inclusive como mecanismo de controlo da poluição hídrica. A previsão e definição de forma rigorosa dos critérios de dimensionamento das bacias de retenção para horizontes de projecto longos é complexa, em particular, a relação entre ocupação do solo e aumento da população é heterogénea, sendo de difícil quantificação os níveis de impermeabilização futura, e tendo em conta que o sobredimensionamento de uma bacia de retenção pode tornar o investimento inviável, é recomendável a instalação das bacias de retenção dentro da própria área a urbanizar, uma vez conhecidos todos os parâmetros necessários.

1.1. Objectivos

A presente dissertação tem como principais objectivos, os seguidamente discriminados:

- Recolha e análise dos diversos conceitos fundamentais à compreensão das metodologias de cálculo hidrológico e hidráulico, necessário ao dimensionamento de bacias de retenção;
- Caracterização dos aspetos necessários à modelação de bacias de retenção, análise dos diversos métodos de dimensionamento hidráulico e demonstração, de forma genérica, de uma possível metodologia do processo de dimensionamento de uma bacia de retenção, imediatamente a jusante de uma nova área impermeabilizada, por forma a compatibilizar os caudais excessivos com os dispositivos de drenagem pluvial pré-existentes.

1.2. Organização da Dissertação

Esta dissertação inclui 5 capítulos, cujo conteúdo é apresentado de forma sumária de seguida:

O *Capítulo 1*, é meramente introdutório, no qual é realizado primeiramente uma breve introdução ao tema, seguindo-se com a apresentação dos principais objetivos deste estudo, referindo ainda a estrutura da dissertação.

O *Capítulo 2*, é dedicado à caracterização das consequências da urbanização no ciclo hidrológico, são apresentadas soluções à problemática da impermeabilização dos solos, bem como o funcionamento, tipologias, manutenção, implantação e funcionalidades das bacias de retenção.

No *Capítulo 3*, faz-se uma breve caracterização dos fenómenos hidrológicos (fatores fisiográficos) com influência na formação do escoamento superficial, e de forma mais aprofundada abordam-se as temáticas necessárias à elaboração deste estudo, nomeadamente no que diz respeito à determinação do tempo de concentração, caudal de ponta e características hidráulicas dos diversos dispositivos constituintes das bacias de retenção.

O *Capítulo 4*, é dedicado ao dimensionamento hidráulico de bacias de retenção, abordando-se alguns conceitos gerais necessários à sua correta modelação, apresentam-se alguns dos métodos de dimensionamento frequentemente referidos na bibliografia da especialidade, sendo devidamente desenvolvida e explicada a formulação de cada um desses métodos. É aplicada essa metodologia de cálculo para o dimensionamento de uma bacia de retenção sendo devidamente desenvolvida e explicada a formulação do processo de cálculo proposto.

Por fim, no *Capítulo 5*, são expostas as considerações finais e propostas algumas sugestões para desenvolvimentos que poderão ser realizados futuramente, no seguimento da presente dissertação.

Em anexo, encontram-se de forma ordenada, documentação relativa à caracterização e formulação dos diferentes métodos de dimensionamento das bacias de retenção e registo da aplicação da metodologia de cálculo ao dimensionamento de uma bacia de retenção.

De forma sucinta apresenta-se na Figura 1.1 os principais passos para a realização deste estudo.

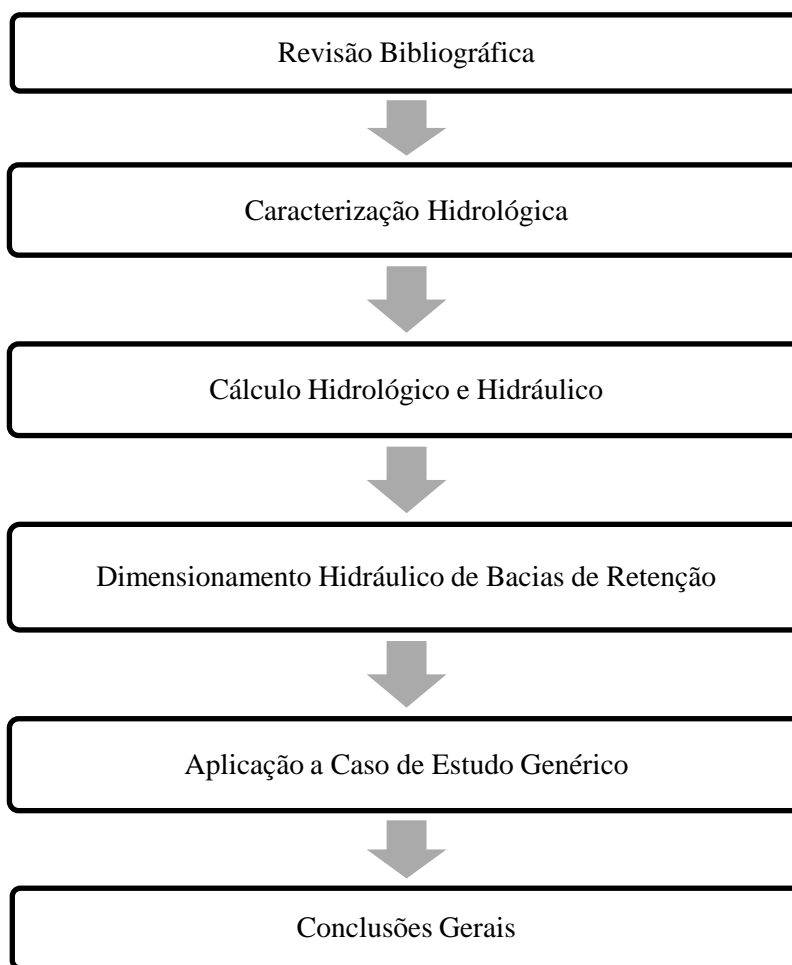


Figura 1.1 - Resumo estrutural do estudo efetuado.

Capítulo II

2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

2.1. Efeitos da Urbanização na Drenagem Pluvial

2.1.1. Expansão urbana

De acordo com (Marques, et al., 2013), espera-se que em 2030 cerca de 60% da população mundial viva nas cidades, na Europa, atualmente este número ronda os 75% sendo de esperar que até 2020 suba para os 80%. (Europeia, 2012)

Na Europa, desde meados da década de 50 do século XX a superfície das cidades aumentou cerca de 78%, enquanto a população cresceu apenas 33%. (Europeia, 2012)

É difícil admitir um consenso entre os diversos autores que se propõem à delimitação do urbano e do rural, na verdade tem-se demonstrado uma tarefa complexa, dado que a ténue fronteira entre o urbano e o rural depende de diversos fatores, podendo ser de natureza económica, social, geográfica, ambiental, etc., segundo (Peixoto, 1987) mais do que fenómenos de diferenciação espacial devem ser tidos em conta mecanismos comuns de natureza económica ou sociológica.

No âmbito deste trabalho, considera-se meio urbano, tendo em conta os instrumentos de gestão territorial, como a zona delimitada pelo perímetro urbano, ou seja, a porção contínua de terra classificada como solo urbano.

Analogamente, considera-se meio rural, a zona territorial cujo destino básico do terreno é classificado como solo rural.

Importa, portanto, distinguir a classificação de solo urbano e solo rural, classificação esta estipulada no (Decreto-Lei nº 380/99, 1999), de 22 de Setembro:

- “**Solo urbano**, aquele para o qual é reconhecida vocação para o processo de urbanização e de edificação, nele se compreendendo os terrenos urbanizados ou cuja urbanização seja programada, constituindo o seu todo o perímetro urbano”;
- “**Solo rural**, aquele para o qual é reconhecida vocação para as atividades agrícolas, pecuárias, florestais ou minerais, assim como o que integra os espaços naturais de proteção ou de lazer, ou que seja ocupado por infraestruturas que não lhe confirmem o estatuto de solo urbano”;

Como tal define-se expansão urbana como o desenvolvimento urbano incremental em zonas rurais e suburbanas fora do respectivo centro, bem como a densificação dos próprios centros urbanos, pela conversão de terrenos no seu interior, estes fenómenos designados por ocupação do solo têm, em função das circunstâncias locais, em maior ou menor medida, como consequência a impermeabilização dos solos.(Europeia, 2012)

2.1.2. Consequências da impermeabilização dos solos

Como referido no Subcapítulo 2.1.1, a urbanização de uma determinada região, anteriormente em estado natural, porventura ocupada por atividades agrícolas ou florestais, implica a impermeabilização dos solos, a qual acarreta profundas alterações no ciclo hidrológico da bacia hidrográfica intervencionada, em particular verifica-se um aumento do escoamento superficial e um aumento da poluição das águas pluviais (Ver Figura 2.1 e Figura 2.2).

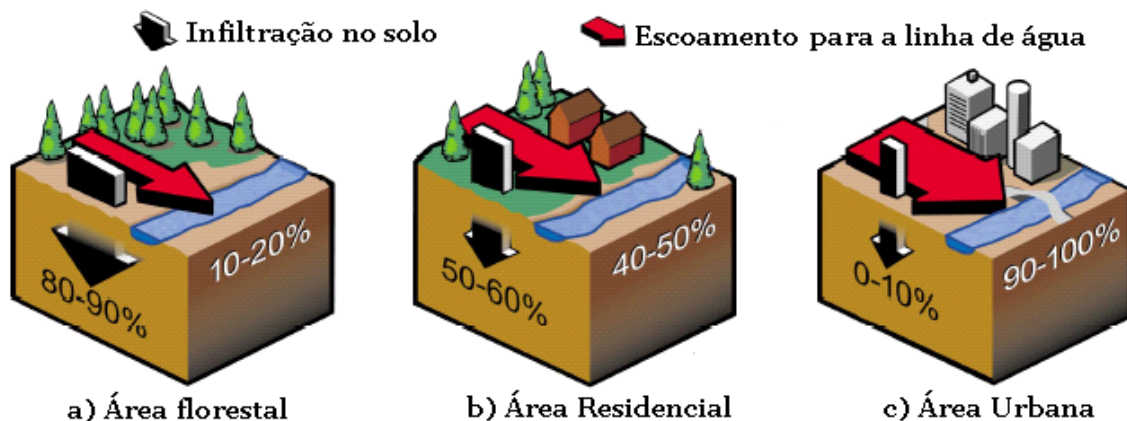


Figura 2.1 - Aumento do escoamento superficial com o aumento da impermeabilização dos solos. (Lima, 2010)

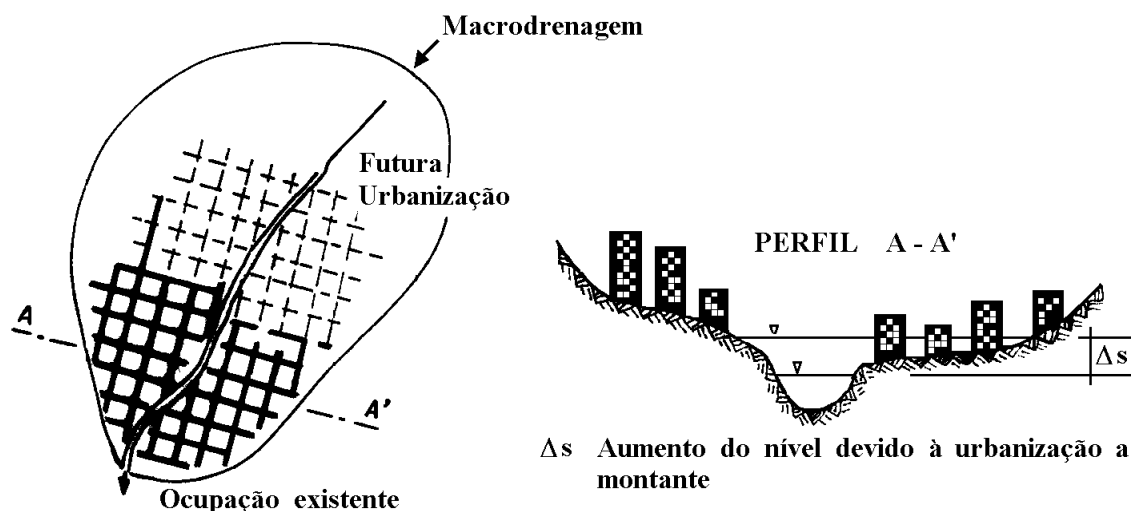


Figura 2.2 - Aumento do nível das águas devido à urbanização. (Tucci C. E., 2005)

Em 2006, a estimativa de superfície total de solo impermeabilizado na União Europeia corresponde a cerca de 2,3% do território total, ou aproximadamente 100000 Km², obtendo-se uma média de 200 m² por cidadão, tendo-se verificado entre 2000 e 2006, uma taxa de ocupação do solo de aproximadamente 920 Km² por ano. (Europeia, 2012)

Do ponto de vista quantitativo ou hidráulico, dá-se um aumento das pontas de cheia, pelo aumento dos caudais e diminuição simultânea do tempo de concentração (Ver Figura 2.3), dada a menor resistência

ao escoamento, observando-se ainda uma redução das perdas de precipitação, o que promove a concentração mais rápida da água, tendo como consequência, um aumento na frequência e magnitude das inundações e cheias. (Marques, et al., 2013); (Portela, Silva, & Melim, 2000)

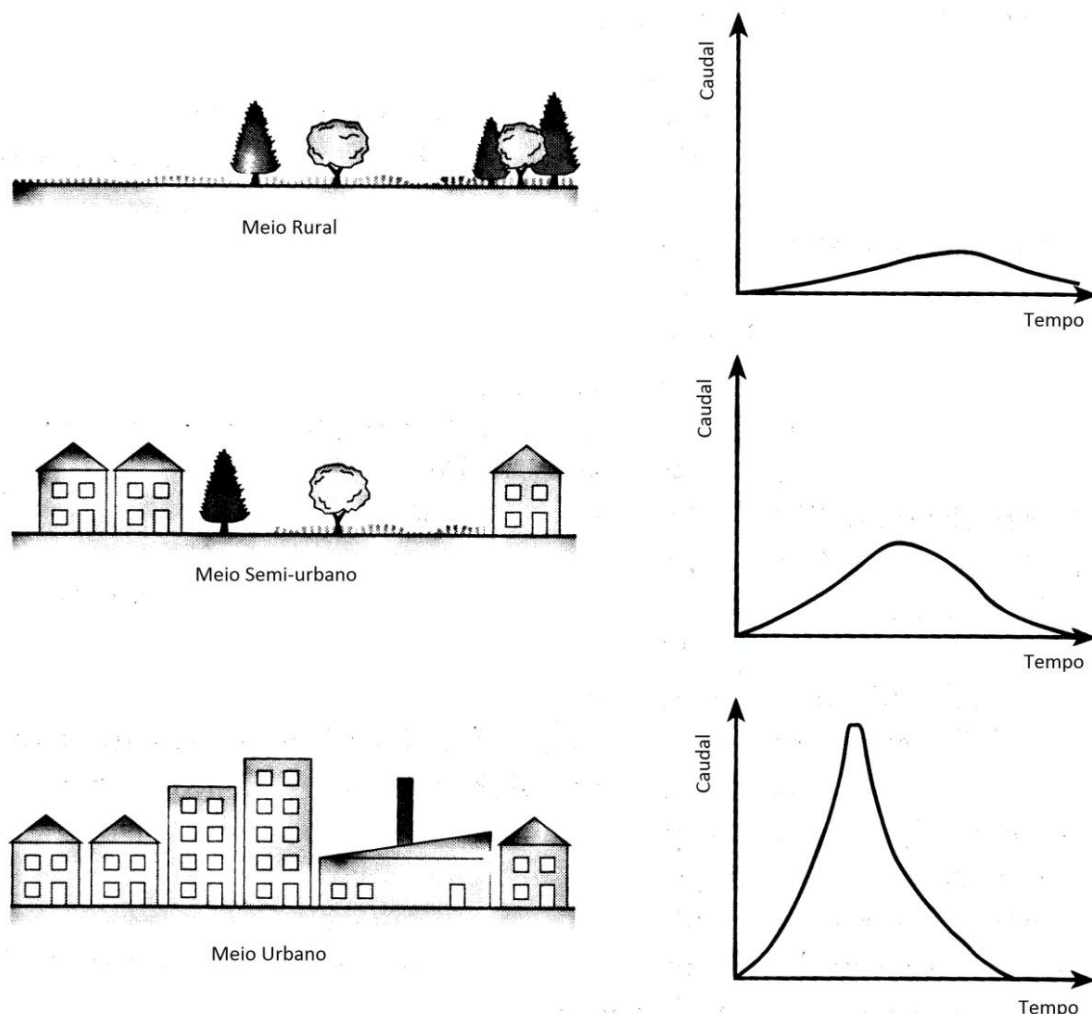


Figura 2.3 - Aumento do caudal de ponta com o crescimento da urbanização. (Butler & Davies, 2004)

A impermeabilização, regularização e compactação dos solos urbanos, leva ao aumento da parcela correspondente ao escoamento superficial, dado que, num solo em estado natural, importantes fenómenos conduzem à absorção de água, nomeadamente:

- Um solo virgem possui elevada capacidade de absorção de água, quer por infiltração, quer pela capacidade de armazenamento das depressões com capacidade de retenção do mesmo, sendo que este aspeto, além de promover a infiltração, permite igualmente que parte da água retida passe ao estado de vapor mesmo durante o episódio de precipitação, originando uma redução do caudal máximo e aumentando o tempo que a água demora a atingir as linhas de água, levando a um menor risco de inundações. Note-se, no entanto, que a água precipitada em solo urbano pode igualmente ficar retida em diversas estruturas que compõem o tecido urbano, como por exemplo em coberturas horizontais. (Lencastre & Franco, 2006)

A remoção ou redução da cobertura vegetal, pelas atividades antrópicas, desempenha igualmente um papel fundamental no aumento do processo de formação do escoamento superficial e erosão dos solos, dado que a mesma atua em várias vertentes:

- A cobertura vegetal elimina o choque direto das gotas da chuva com o solo, reduzindo a energia cinética das mesmas antes de atingirem a superfície, onde grande parte da energia seria mobilizada para a desagregação da estrutura do solo, levantando pequenas partículas, e contribuindo para a ação erosiva. (Lencastre & Franco, 2006)
- Além de ser a principal responsável pelo fenómeno da evapotranspiração, a cobertura vegetal modifica as próprias características do solo, favorecendo a infiltração e reduzindo a velocidade do escoamento superficial, contribuindo eficazmente para a recarga das reservas hídricas subterrâneas, redução dos fenómenos de erosão e de ocorrência de grandes cheias. (Lencastre & Franco, 2006)

2.1.3. Impactes da drenagem pluvial urbana

Além da alteração de uso e ocupação dos solos, a drenagem pluvial urbana substitui parte do ciclo natural da água, em particular, a transferência, pelos sistemas de drenagem pluvial urbana utilizando uma filosofia “tout l’égout”, que consiste em escoar a água precipitada o mais rapidamente, sem qualquer preocupação com a retenção dos volumes escoados e dos caudais majorados pela impermeabilização das zonas urbanas a montante, induz sérios problemas a jusante, nomeadamente: (Marques, et al., 2013); (Butler & Davies, 2004)

- A artificialização de linhas de água, como canais ou coletores, com materiais com baixo coeficiente de rugosidade, como o betão ou aço, e o aumento da declividade dos terrenos, induzem elevadas velocidades de escoamento.
- É igualmente comum a inundação localizada, devido à redução da secção de escoamento, pelo estrangulamento dos cursos de água por pilares de pontes, passagens hidráulicas incompatíveis com os caudais afluentes, vias de comunicação e em geral pela ocupação da área de inundação das linhas de água.

Na prática, as alterações para eventos de precipitação iguais traduzem-se simultaneamente por um aumento do volume de precipitação útil, por uma redução do tempo de crescimento do hidrograma e consequentemente por um aumento do caudal de ponta. (Lencastre & Franco, 2006)

De acordo com (Tucci C. E., 2005), os impactes causados pela urbanização na drenagem urbana podem ser descritos em três fases: (Ver Figura 2.4)

- **Fase 1** - Dá-se a ocupação distribuída da bacia, com maior densificação a jusante, ocorrendo inundações nos locais de secção incompatível com os caudais;
- **Fase 2** - São executadas as primeiras canalizações a jusante, em função da urbanização atual, aumentando o hidrograma a jusante do trecho canalizado;

- **Fase 3** - Verifica-se o retorno das inundações nos trechos anteriormente canalizados, devido ao aumento da urbanização para montante, induzindo caudais incompatíveis com as secções, levando à necessidade de novo aumento das secções.

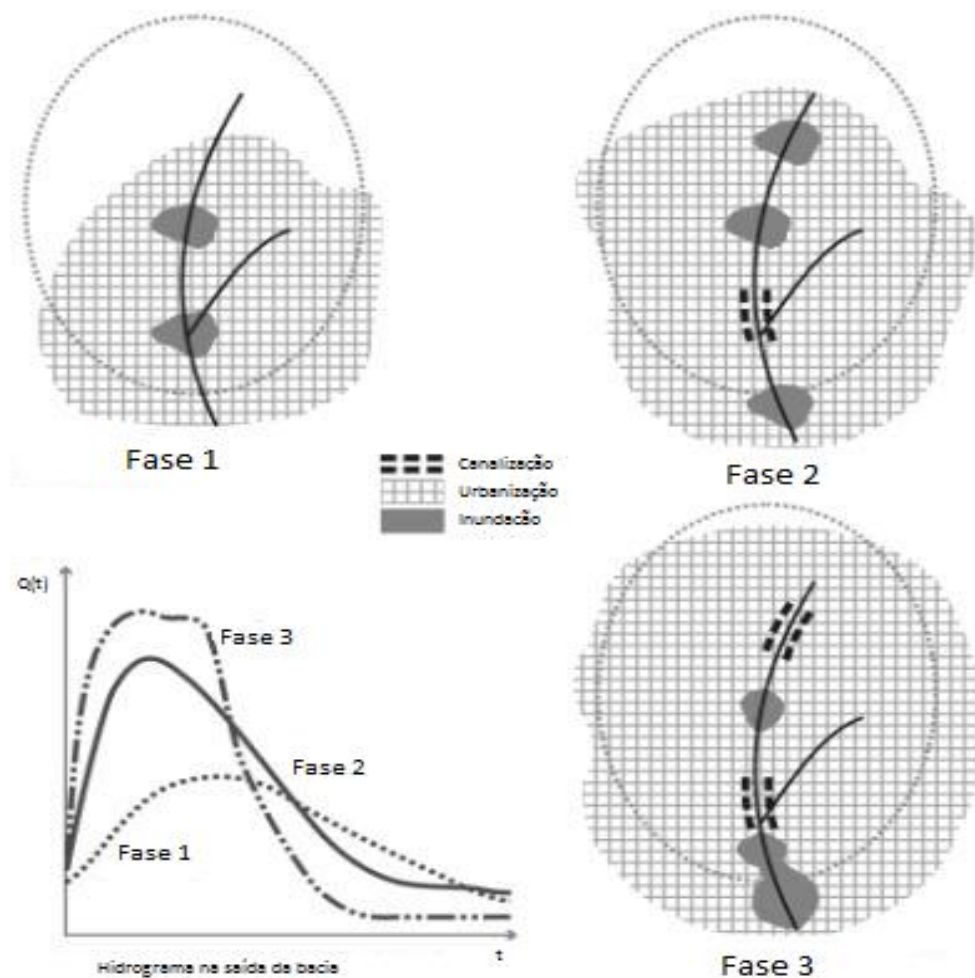


Figura 2.4 - Fases do desenvolvimento da drenagem. (Tucci C. E., 2005)

É, no entanto, de salientar que, de acordo com (Quintela, 1996), a urbanização pode também, em certos casos, reduzir os caudais de estiagem.

2.1.4. Qualidade da água pluvial

No que diz respeito à qualidade das águas pluviais, a urbanização introduz graves problemas ambientais, verificando-se um aumento da quantidade de poluentes, produção de sedimentos e lixo, deteriorando a qualidade da água pluvial. (Marques, et al., 2013); (Quintela, 1996)

A água pluvial contém uma complexa mistura de materiais naturais orgânicos e inorgânicos além de uma parcela de substâncias poluentes de origem antropogénica, sendo de fácil compreensão que as mesmas podem ter efeitos nocivos no ambiente em que se depositam. (Matos, 2006)

A água precipitada em tecido urbano acarreta ainda mais preocupações ambientais, na medida em que o escoamento sobre superfícies urbanas proporciona a lavagem de substâncias poluentes depositadas

sobre as mesmas (Akan & Houghtalen, 2003), quer por ação atmosférica (em terminologia anglo-saxónica *atmospheric fallout*), ou resultando directamente da atividade antropogénica e da circulação rodoviária, variando de região para região e em função da utilização dos espaços urbanos, e como tal, de acordo com (Butler & Davies, 2004), os agentes poluentes mais comuns e com maior significância podem ser originários de inúmeras fontes, salientando-se as seguintes:

- Poluição atmosférica;
- Veículos;
- Infraestruturas urbanas (edifícios e estradas);
- Animais e plantas;
- Detritos urbanos;
- Derrames.

Descrevem-se de seguida, de forma sintética, os agentes poluentes mais comuns nas águas de escorrência urbana, de acordo com (Bruce E. Menerey, P.E., 1992):

- **Sedimentos e sólidos suspensos**, representam o tipo mais significativo de poluentes transportados pelo escoamento pluvial, e dadas as suas características, além de transportarem contaminantes diversos e deteriorarem a qualidade da água, têm o inconveniente de obstruir os órgãos de entrada dos sistemas de drenagem pluvial;
- **Metais pesados**, incluindo cobre, chumbo, zinco, cádmio, mercúrio, etc., podem resultar da corrosão de metais, tintas, etc. devido à elevada toxicidade, têm elevados impactes negativos na vida aquática;
- **Óleos e gorduras**, este tipo de poluentes englobam vários compostos de hidrocarbonetos, como produtos petrolíferos (p.e. asfalto, gasolina, óleo automóvel, etc.);
- **Nutrientes**, por exemplo fósforo e nitrogénio, provenientes, por exemplo, de fertilizantes de atividades como a agricultura, são responsáveis pelo desenvolvimento de algas, odores desagradáveis e diminuem os níveis de oxigenação da água, com grandes implicações negativas na vida aquática. Os problemas associados a este tipo de poluente, é particularmente evidenciado em bacias de retenção com tempo de retenção superior a duas semanas;
- **Bactérias coliformes fecais**, entram no sistema de drenagem, devido à lavagem de fezes de animais das superfícies ou pela contaminação de esgotos sanitários, estes microrganismos patogénicos tornam a água imprópria para consumo humano ou fins recreativos;
- **Baixos níveis de oxigenação**, devido à decomposição de matéria orgânica, ocorre uma diminuição do oxigénio dissolvido na água, originando consequências nefastas à vida aquática;
- **Outros poluentes**, pesticidas, solventes químicos, fenóis, entre outros, são igualmente prejudiciais ao meio recetor, pelo que a sua origem e efeitos devem ser bem estudados, por

forma a garantir que são tomadas as medidas necessárias ao seu tratamento antes da chegada ao meio recetor.

Os poluentes supracitados, além dos efeitos tóxicos adversos no meio ambiente, como a eutrofização dos meios aquáticos recetores e destruição da fauna e flora, afetam de forma direta ou indireta a saúde humana.

Dado que as infraestruturas rodoviárias representam uma parcela significativa da origem de poluentes, em França, por exemplo, são considerados três tipos de poluição associados aos impactes na qualidade da água destas estruturas: (LNEC, 2008)

- **Poluição crónica**, na qual 80% é devido às partículas;
- **Poluição sazonal**, devido à aplicação de sal nos pavimentos e químicos nos taludes com vegetação;
- **Poluição acidental**.

Como resultado das primeiras precipitações após períodos de estiagem, pela lavagem dos pavimentos e outras superfícies impermeabilizadas, a água de escorrência superficial encontra-se bastante poluída. Este fenómeno, designado na nomenclatura anglo-saxónica, como “first flush” é de fulcral importância na medida em que grande parte dos poluentes depositados nos períodos secos são lavados, atingindo-se elevadas concentrações de poluentes nos primeiros minutos do episódio de precipitação, e verificando-se uma redução da quantidade de poluentes com a duração da precipitação (Ver Figura 2.5). (Bruce E. Menerey, P.E., 1992)

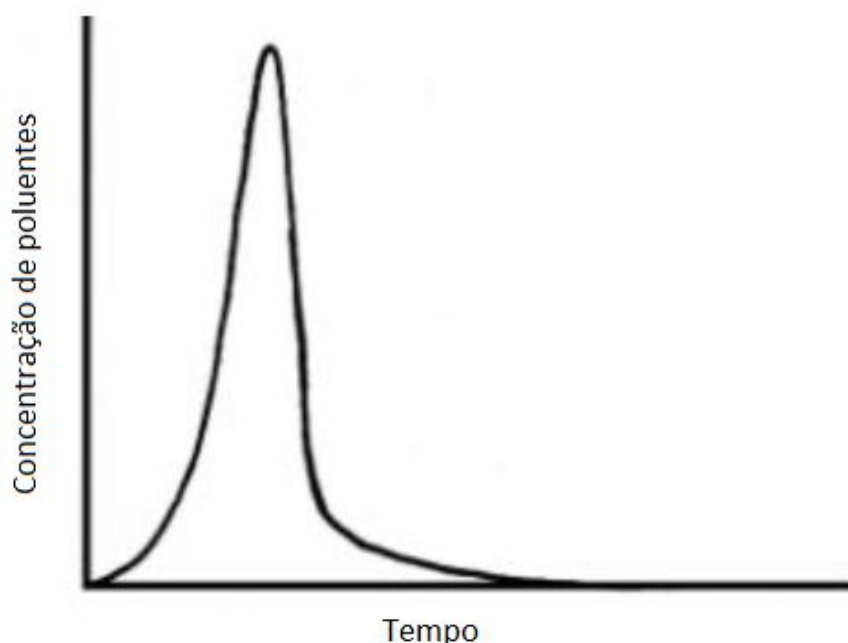


Figura 2.5 - Evolução da concentração de poluentes com a duração da precipitação. (Bruce E. Menerey, P.E., 1992)

2.2. Soluções Alternativas de Gestão do Escoamento

Por forma a mitigar os impactes anteriormente descritos, no que diz respeito à drenagem pluvial devem ser tidas em conta e estudadas um conjunto de soluções alternativas com o intuito de contrariar os efeitos da urbanização no meio recetor, quer do ponto de vista quantitativo, quer qualitativo, atuando sempre que possível nas proximidades das áreas impermeabilizadas. (Souza, 2002)

Estas soluções, comumente designadas por BMP (Best Management Practice, na nomenclatura anglo-saxónica), podem ser estruturais, quando implicam a utilização de materiais ou estruturas físicas de gestão do escoamento, ou não estruturais, tratando-se essencialmente de medidas preventivas de carácter institucional e educacional, com vista à restrição e coordenação do uso e ocupação dos solos, com base em políticas de desenvolvimento sustentável.

2.2.1. Soluções estruturais

Caracterizam-se pela necessidade de execução “*in situ*” de intervenções estruturais mais ou menos profundas, com recurso a técnicas e materiais específicos, incluindo-se neste tipo de medidas as bacias de retenção.

De seguida, apresentam-se algumas das outras técnicas vulgarmente aplicadas neste campo, cuja análise e concepção deve ter em conta as especificidades das mesmas, bem como as circunstâncias locais da zona de implantação: (Santos, 2010)

- Pavimentos porosos;
- Trincheiras de infiltração;
- Poços absorventes;
- Faixas filtrantes;
- Valas revestidas com coberto vegetal;
- Bioretenção;
- Leitões de macrófitas;
- Etc.

2.2.2. Soluções não estruturais

Estas medidas, são essencialmente preventivas, e uma vez que não implicam a execução de infraestruturas, apresentam algumas vantagens, como custos mais reduzidos, menores distúrbios ambientais e paisagísticos. (SEMCOG, 2008)

De modo geral a eficácia destas medidas dependem do comportamento da população e dos organismos com a tutela da gestão territorial, e incluem planeamento urbano, desenvolvimento de planos de ordenamento do território, implementação de leis e políticas ambientais com vista ao desenvolvimento sustentável, práticas de manutenção dos sistemas de drenagem e campanhas educativas junto da população. (Santos, 2010)

Estas medidas têm como principais objectivos:(SEMCOG, 2008); (Mid-America Regional Council, 2008)

- Protecção de áreas sensíveis;
- Redução de áreas impermeabilizadas;
- Minimização das áreas perturbadas;
- Protecção de linhas de água;
- Protecção de zonas ribeirinhas e mata ciliar;
- Gestão, prevenção e restauração do solo.

Neste âmbito, em Portugal, o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, no artigo 118º estabelece um conjunto de recomendações para a concepção geral dos sistemas de drenagem pública de águas residuais, nomeadamente no que diz respeito à drenagem pluvial, transcreve-se na íntegra os nº3 e nº4 do referido artigo: (Decreto-Regulamentar nº 23/95, 1995)

- “Na concepção de sistemas de drenagem de águas pluviais devem ser cuidadosamente analisadas as áreas em que o escoamento se pode fazer superficialmente, com o objetivo de reduzir, por razões económicas, a extensão da rede;”
- “Nos sistemas referidos no número anterior devem ser cuidadosamente analisadas as soluções que, interferindo quer ao nível da bacia hidrográfica quer ao nível do sistema de drenagem propriamente dito, possam contribuir, por armazenamento, para a redução de caudais de ponta.”

2.3. Descrição Genérica do Funcionamento de Bacias de Retenção

O cenário de crescimento urbano, e conseqüente alteração dos padrões de ocupação do solo, pela cobertura dos mesmos com materiais impermeáveis artificiais, acarreta profundas alterações no ambiente hidrológico em que ocorre, em particular verifica-se um aumento da precipitação útil, e como tal surge, a par da intervenção urbana, a necessidade de gerir a água que escoia sobre os telhados, vias de comunicação e restantes estruturas urbanas.

A função fundamental de um sistema de drenagem de águas pluviais consiste na recolha e encaminhamento das águas provenientes da precipitação, no entanto, os crescentes níveis de impermeabilização dos solos, têm induzido caudais excessivos, incapacitando os sistemas de drenagem existentes. (Marques, et al., 2013)

Perante esta situação, e atendendo ainda à problemática da artificialização das linhas de água e da ocupação de zonas de risco, em particular leitos de cheia, torna-se imperativo a adoção de soluções de gestão do escoamento, por forma a diferir os caudais excessivos e amortecer o pico do escoamento, evitando inundações e perturbações quer a jusante, quer na própria área urbanizada. (Marques, et al., 2013)

As bacias de retenção surgem neste contexto como solução privilegiada aos atuais problemas de drenagem pluvial, uma vez que evitam a necessidade de renovação e redimensionamento da rede existente, tratando-se de estruturas que atuam como mecanismo de controlo, armazenamento e regularização dos caudais, retendo o volume de água em excesso, amortecendo o caudal de ponta e restituindo-o de forma compatível com o meio recetor. (Mata-Lima, et al., 2006)

Além do papel fundamental no diferimento dos caudais afluentes, as bacias de retenção possuem aplicações em diversos outros aspetos, dos quais se salienta a contribuição em funções de armazenamento de água para fins de rega ou como reserva contra incêndios, criação de polos recreativos e de lazer, e garantem, de forma global, um melhor comportamento do sistema de drenagem existente.

As bacias de retenção possuem ainda a capacidade de melhorar a qualidade das águas pluviais, que transportam não só poluentes atmosféricos, como também pelo facto do escoamento ocorrer em tecido urbano, onde entram em contacto com substâncias nocivas como metais pesados, hidrocarbonetos, óleos e gorduras, etc., atuando, no tempo de permanência de um dado volume de água no seu interior, por um lado como um decantador, na medida em que permite a sedimentação de sólidos em suspensão, e por outro promove o tratamento da água através do conjunto de processos físicos, químicos e biológicos que ocorrem no seu interior, libertando para o meio recetor uma água menos poluída. (EPA, 1999)

As bacias de retenção apresentam ainda a vantagem de não consumir muito espaço, relativamente à bacia drenada, cerca de 2% a 3% no máximo da área de contribuição, sendo ideais para grandes áreas intervencionadas. (Correia, 2007)

2.4. Constituição das Bacias de Retenção

Independentemente do tipo, natureza ou funcionalidade, as bacias de retenção apresentam genericamente constituição física semelhante, podendo distinguir-se os seguintes elementos constituintes: (Methods & Durran, 2003); (Decreto-Regulamentar nº 23/95, 1995)

Corpo da bacia, o qual inclui as bermas ou taludes laterais, com inclinações em consonância com o facto de se tratar ou não de uma bacia acessível ao público, e o fundo, o qual pode ser impermeabilizado, devendo apresentar sempre inclinação por forma a evitar a estagnação da água e criação de zonas pantanosas;

Dique de jusante, trata-se da estrutura linear onde são instalados geralmente os dispositivos de descarga em condições normais, sendo a capacidade de armazenamento máxima da bacia definida pela altura vertical do bordo livre;

Dispositivos de descarga normal, constituídos por coletores, orifícios e válvulas, dimensionados por forma a escoar os caudais efluentes em função da capacidade do meio recetor, é de

referir que a altura vertical a que estes dispositivos são instalados determinam o volume de água armazenada em período seco, no caso de bacias com nível de água permanente;

Dispositivos de segurança, é geralmente constituído por um descarregador de superfície instalado no bordo livre do dique de jusante, permitindo a descarga de volumes de água que excedam a capacidade de retenção da bacia em episódios de precipitação extrema, ou no caso de obstrução dos dispositivos de descarga em condições normais;

Dispositivo de descarga de fundo, é instalado quando se pretende o esvaziamento total da bacia, no caso de bacias com nível de água permanente, por exemplo para operações de limpeza e manutenção, sendo, geralmente, instalado na base do dique de jusante.

Na Figura 2.6, podem observar-se os constituintes principais de uma bacia de retenção, nomeadamente o corpo da bacia e o dispositivo de descarga em condições normais inserido no dique de jusante, note-se também a existência de uma barreira transversal por forma a limitar a deposição de material sólido a uma área restrita, no entanto esta solução é facultativa e de uso pouco recomendado.



Figura 2.6 - Exemplo de bacia de retenção. (West-Consultants, 2013)

2.5. Tipologias de Bacias de Retenção

2.5.1. Classificação enquanto estrutura física

As bacias de retenção podem apresentar as mais diversas formas geométricas e profundidades, adaptando-se às condicionantes fisiográficas do terreno de implantação, em função das necessidades

específicas de cada caso, e enquanto estrutura física, podem classificar-se: (Methods & Durrans, 2003); (Mano, 2008)

- i. Quanto à implantação em relação à superfície do solo em:
 - a) Bacias a céu aberto;
 - b) Bacias enterradas;
- ii. Quanto à sua localização em relação ao coletor ou canal de drenagem em:
 - a) Bacias em série;
 - b) Bacias em paralelo;
- iii. Quanto ao comportamento hidráulico, as bacias a céu aberto, classificam-se em:
 - a) Bacias secas;
 - b) Bacias com nível de água permanente.

2.5.1.1. Bacias a céu aberto

As bacias a céu aberto, caracterizam-se por se situarem à superfície, sendo geralmente construídas em terra, com taludes reforçados e diques de proteção lateral.

A implantação deste tipo de bacias é relativamente simples, na medida em que é possível aproveitar depressões naturais do terreno, ou podem simplesmente resultar da interseção de uma linha de água em local de fisiografia favorável, bastando a construção de barragem ou açude.

As bacias a céu aberto, Figura 2.7, são particularmente interessantes do ponto de vista da integração em meio urbano, uma vez que permitem diversas utilidades, como o embelezamento paisagístico, criação de zonas verdes, de lazer e recreativas.



Figura 2.7 - Bacia de retenção a céu aberto. (Mata-Lima, 2003)

2.5.1.2. Bacias enterradas

As bacias enterradas, Figura 2.8, são como a própria designação indica, instaladas abaixo do nível do solo, quando não há disponibilidade do terreno à superfície em áreas urbanas densamente ocupadas, ou em zonas em que não seja passível a utilização de bacias a céu aberto por diversos fatores.

São construídas geralmente em betão, ou podem simplesmente consistir em tubos e estruturas pré-fabricadas enterradas que permitam a retenção de água (Ver Figura 2.9).



Figura 2.8 - Bacia de retenção enterrada.
(<http://www.flickr.com/photos/petrijuhana/4794830166/lightbox>)

Em regra, pelo facto de se situarem abaixo do nível do solo, além de se necessitar de proceder à escavação de volumes mais ou menos expressivos de solo para instalação da bacia, após a ocorrência de eventos de precipitação é, geralmente, necessário recorrer a sistemas de bombagem para o esvaziamento da bacia, elevando os custos de investimento e manutenção.



Figura 2.9 - Estruturas de armazenamento enterradas. (Mata-Lima, 2003)

2.5.1.3. Bacias em série (on-line)

As bacias em série caracterizam-se pelo facto de serem instaladas no alinhamento direto do coletor ou canal de drenagem (Ver Figura 2.10), levando a que todo o escoamento de montante entre na bacia, no entanto, podem ser contempladas passagens secundárias como forma de desviar o caudal afluyente em períodos de tempo seco, por exemplo, para a execução de trabalhos de manutenção. Estas bacias tendem a ser bacias com nível de água permanente.

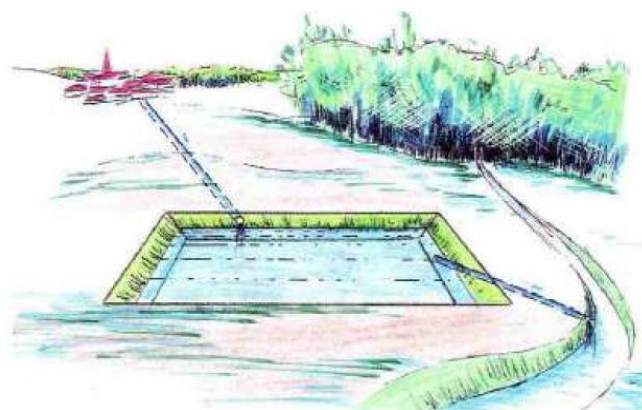


Figura 2.10 - Desenho esquemático de bacia de retenção em série. (Santos, 2010)

2.5.1.4. Bacias em paralelo (off-line)

As bacias em paralelo são instaladas paralelamente ao coletor ou canal de drenagem (Ver Figura 2.11), pelo que apenas uma porção pré-determinada do escoamento é divergida para a bacia, quer através de um descarregador lateral, afluindo o caudal que escoava acima da cota do descarregador, quer através de estruturas de derivação do caudal, que dividem o fluxo do canal principal, garantindo a afluência à bacia de uma percentagem fixa do escoamento total.

Segundo (Methods & Durrans, 2003) citando (Nix & Durrans, 1996), a utilização de descarregadores laterais, em detrimento de estruturas de divisão de fluxo, permite uma redução do volume da bacia necessário, na medida em que apenas o caudal excessivo entra na bacia, no pico do escoamento.

Uma vez que nem todo o escoamento afluente entra na bacia, estas possuem custos de manutenção mais baixos, devido essencialmente ao menor volume de sedimentos depositados.

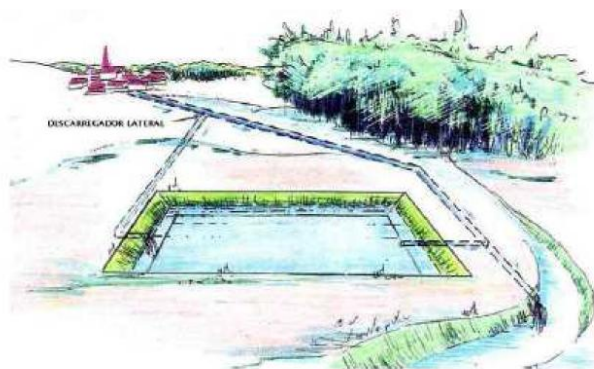


Figura 2.11 - Desenho esquemático de bacia de retenção em paralelo. (Santos, 2010)

2.5.1.5. Bacias com nível de água permanente

As bacias com nível de água permanente possuem os dispositivos de descarga a uma cota superior à de fundo da bacia, o que permite manter um determinado nível de água mesmo em período seco.

Neste tipo de bacias é desejável a interseção do nível freático, por forma a garantir alimentação por parte do escoamento subterrâneo, caso contrário poderá ser necessário recorrer à impermeabilização do fundo com materiais naturais ou artificiais.

Este tipo de bacia é, do ponto de vista estético e de integração paisagística, bastante apelativo (Ver Figura 2.12), além de providenciar um leque de funções de lazer e recreativas, como pesca e atracões turísticas, bem como reserva de água para rega e combate a incêndios, no entanto, é importante notar que estas podem, em períodos prolongados de tempo seco, descer para níveis muito baixos ou mesmo esvaziar completamente.

Do ponto de vista da qualidade da água e como mecanismo despoluente, este tipo de bacias é bastante eficaz, na medida em que proporciona um maior tempo de permanência da água no seu interior, o que

promove a sedimentação de partículas poluentes e permite uma maior eficiência dos processos biofísicos que ocorrem no seu interior, libertando uma água mais limpa.

É, no entanto, de salientar que este tipo de bacias é mais suscetível de acumular sedimentos, bem como lixo e partículas flutuantes, pelo que deve ser efectuada uma manutenção regular das mesmas por forma a evitar a libertação de odores desagradáveis e destruição da fauna e flora existente no seu interior.



Figura 2.12 - Bacia de retenção com nível de água permanente. (Agriculture, 1997)

2.5.1.6. Bacias secas

As bacias secas possuem os dispositivos de descarga no nível mais baixo da bacia, levando ao esvaziamento total da bacia após a ocorrência de precipitação, sendo que a descarga da água retida dá-se, no máximo em alguns dias, o que significa que a bacia permanece vazia durante períodos de tempo seco.

Este tipo de bacias caracteriza-se por proporcionar, a possibilidade de criação de espaços verdes e de lazer durante o período seco (Ver Figura 2.13).

A implantação de bacias secas deve ser considerada quando os volumes de água afluyente são pouco significativos ou a precipitação da área em estudo não permita a manutenção de bacias com nível de água permanente, as quais do ponto de vista estético são mais apelativas.

Nos casos em que as bacias secas, são dimensionadas com fundo permeável, o esvaziamento ocorre por infiltração no solo, sendo neste caso designadas por bacias de infiltração, e possuem a vantagem de proporcionar a recarga dos aquíferos subjacentes, podendo assim dispensar, em alguns casos, a instalação de dispositivos de drenagem para jusante.

É no entanto, necessário ter especial atenção à implantação destas bacias, por forma a garantir que a cota de fundo da bacia se situa acima do nível freático em período de precipitação, caso contrário poderá dar-se a criação de zonas pantanosas, e como tal, surgir problemas de índole ambiental e de saúde pública decorrentes da estagnação da água.



Figura 2.13 - Bacia de retenção seca. (Mata-Lima, 2003)

2.5.2. Classificação pela interação hidráulica e área de influência

De acordo com (Methods & Durrans, 2003), pode ainda classificar-se as bacias de retenção pela interação hidráulica entre as mesmas, como independentes e interconectadas, e em função da área de influência das mesmas, em retenção regional e retenção local.

2.5.2.1. Bacias independentes

Duas bacias são consideradas independentes, quando directamente ligadas, do ponto de vista hidráulico uma bacia não influencia a outra, ou seja a carga hidráulica da bacia a jusante não influencia a descarga da bacia a montante (Ver Figura 2.14).

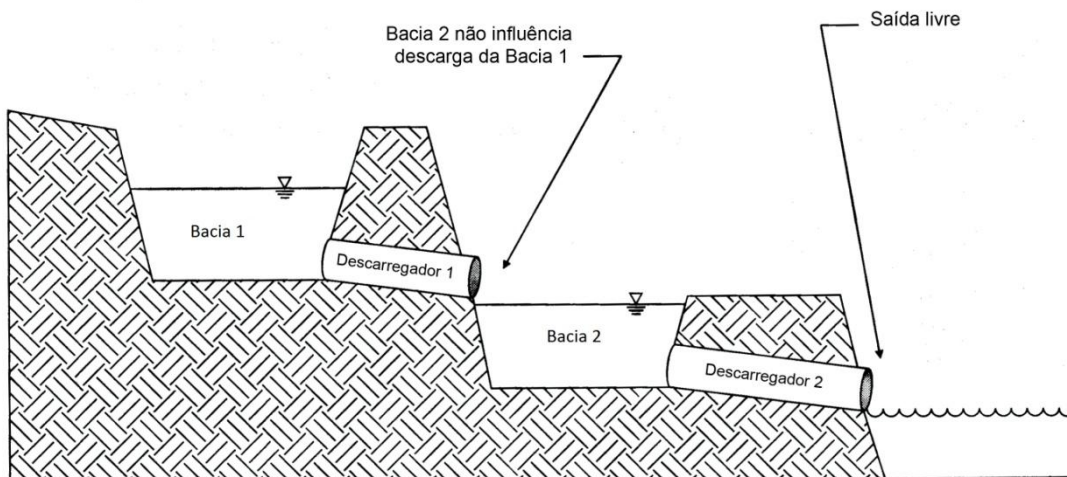


Figura 2.14 - Esquema de bacias de retenção independentes. (Methods & Durrans, 2003)

2.5.2.2. Bacias interconectadas

As bacias interconectadas caracterizam-se pela interação hidráulica entre ambas, isto é, quando o nível de água da bacia a jusante se situa acima do nível do descarregador da bacia a montante, a saída de água desta é feita em função da carga hidráulica da bacia a jusante (Ver Figura 2.15).

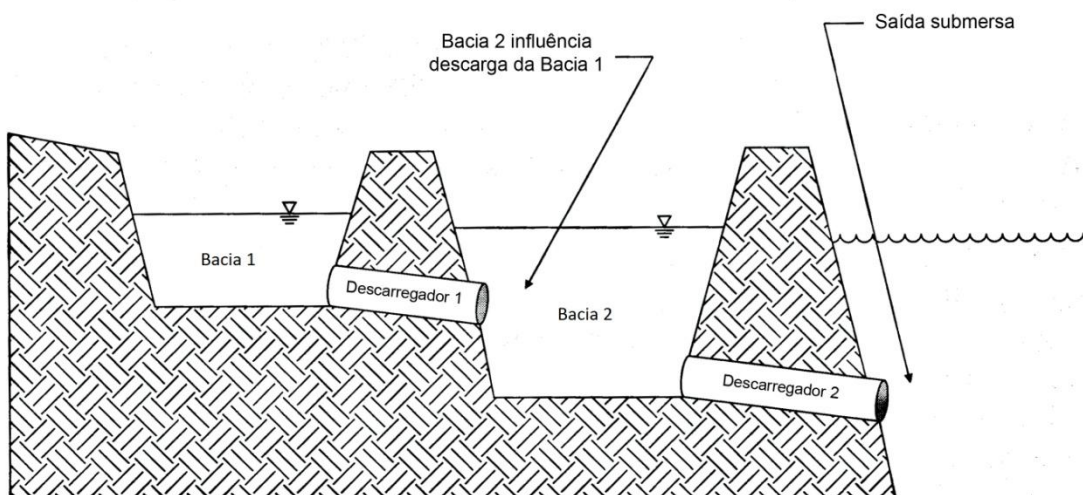


Figura 2.15 - Esquema de bacias de retenção interconectadas. (Methods & Durrans, 2003)

2.5.2.3. Bacias de retenção regional

Designa-se bacia de retenção regional, quando aflui à mesma o escoamento proveniente de várias zonas urbanizadas a montante (Ver Figura 2.16).

Este tipo de bacias, pelo facto de se tratar, geralmente, de uma grande área contribuinte ao escoamento superficial, necessita de grandes volumes de armazenamento, sendo que deve igualmente ser garantido que os dispositivos de entrada possuem secção suficiente para comportar os caudais afluentes.

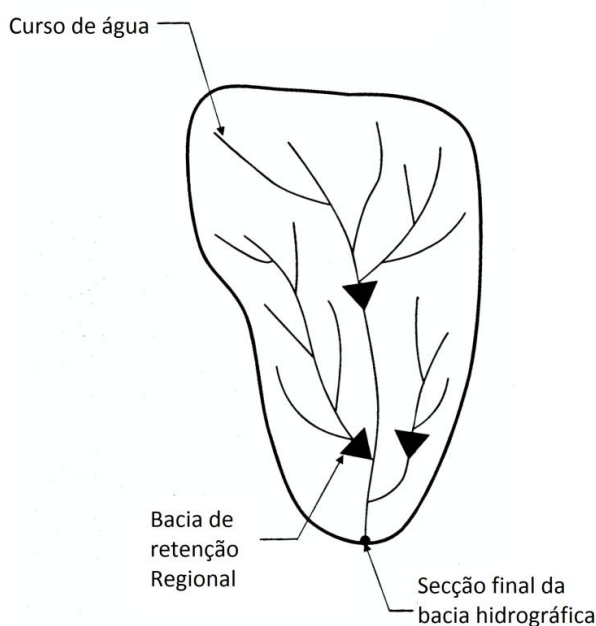


Figura 2.16 - Esquema de bacias de retenção regional. (Methods & Durrans, 2003)

2.5.2.4. Bacias de retenção local

As bacias de retenção local, são instaladas imediatamente a jusante da área urbanizada (Ver Figura 2.17), pelo que o volume de armazenamento necessário é o correspondente à contribuição dessa mesma urbanização, no entanto, é necessário ter em conta que a atenuação do hidrograma de cheia imediatamente a jusante de uma área específica, não significa que no conjunto de todos os hidrogramas se obtenha uma solução eficaz, na verdade pode ainda tornar o problema mais grave na secção final da bacia hidrográfica, dado que, apesar de amortecer o caudal de ponta proveniente da sub-bacia considerada, uma vez que a mesma se insere numa área de contribuição maior, pode levar a que o pico do escoamento na secção final da bacia hidrográfica (ou na secção de referência em estudo) coincida com a descarga das bacias de retenção locais.

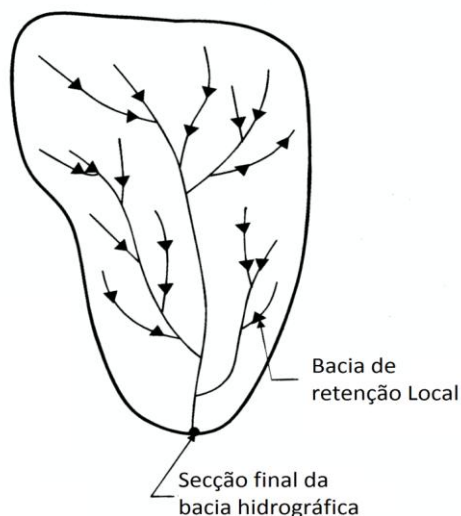


Figura 2.17 - Esquema de bacias de retenção local. (Methods & Durrans, 2003)

2.6. Aspetos Construtivos e Implantação em Ambiente Urbano

2.6.1. Disposições Construtivas

O Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, recomenda um conjunto de considerações na implementação de bacias de retenção tendo em vista certos aspetos como a segurança, condições favoráveis de funcionamento, estéticos e de salubridade, nomeadamente: (Decreto-Regulamentar nº 23/95, 1995)

- i. Nas bacias secas, a inclinação do fundo deve ser de pelo menos $1/20$ por forma a impedir a formação de zonas alagadas, e em função de se tratar de bacias acessíveis ou não acessíveis ao público, as inclinações dos taludes das bermas não devem exceder $1/6$ ou $1/2$ respectivamente (Ver Figura 2.18);
- ii. Nas bacias com nível de água permanente é aconselhável a existência de uma lâmina de água de altura não inferior a 1,5m, em tempo seco, a fim de evitar o desenvolvimento excessivo de plantas aquáticas e possibilitar a vida piscícola.
- iii. No caso de bacias integradas em ambiente urbano, deve prever-se uma variação do nível da água de cerca de 0,5m para o período de retorno considerado e assegurar-se o tratamento conveniente das bermas, considerando em particular:
 - 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 do nível da água;

- c) Bermas de 2m a 4m de largura, no coroamento dos paramentos verticais, por razões de segurança.

No caso de bacias com nível de água permanente (Ver Figura 2.19), deve ainda ter-se especial atenção quanto à profundidade da lâmina de água, a qual deve ser suficientemente pequena para evitar a estratificação térmica, mas suficientemente grande para evitar que materiais previamente depositados ressurgam à superfície devido a ventos fortes ou pela agitação causada por um evento de precipitação, pelo que, de acordo com (EPA, 1999), devem ser evitadas profundidades superiores a 6 metros, recomendando profundidades entre 1 metro e 3 metros. (Protection, 2004)

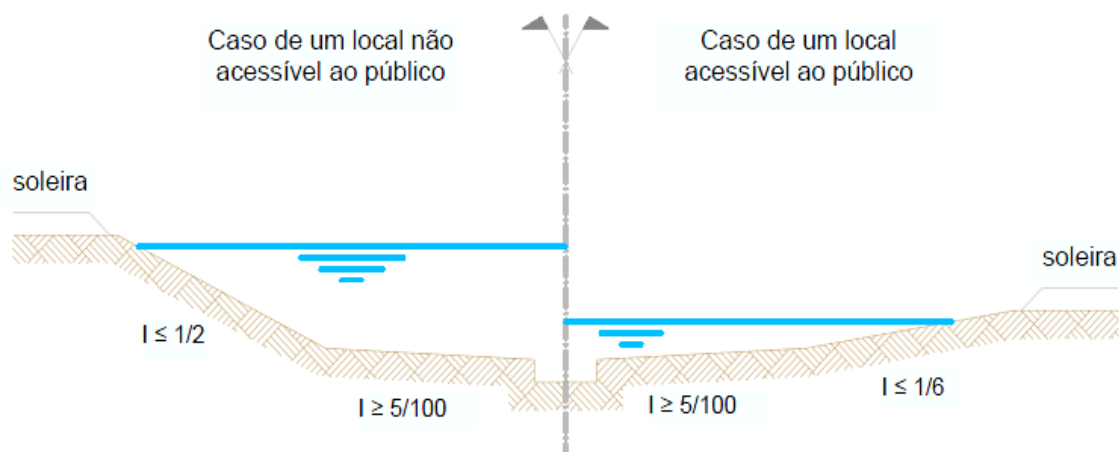


Figura 2.18 - Perfil tipo de bacia seca. (Matias, 2006)

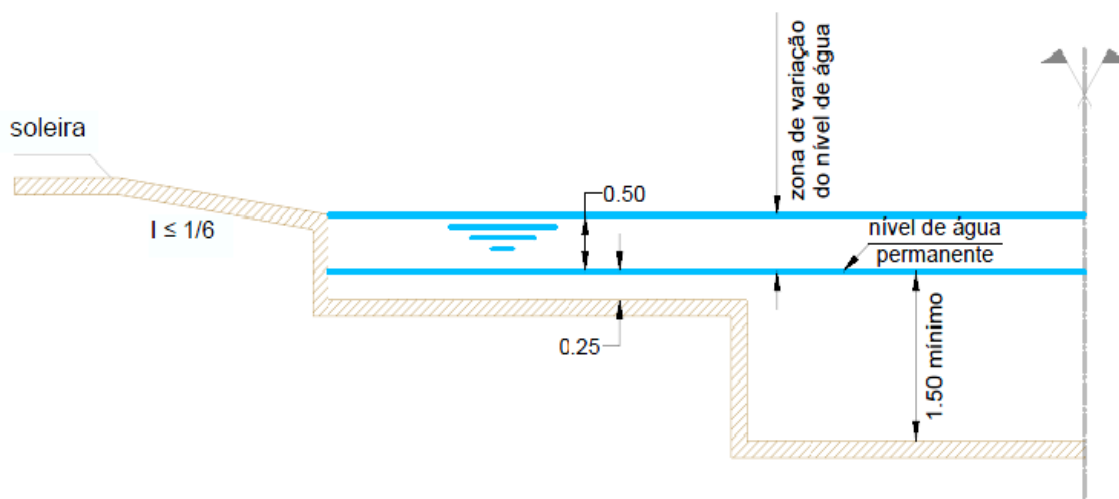


Figura 2.19 - Perfil tipo de bacia com nível de água permanente. (Matias, 2006)

Com vista ao melhoramento da eficiência de remoção de poluentes, (EPA, 1999) refere ainda algumas indicações construtivas, designadamente no que diz respeito à área da superfície livre e ao volume de armazenamento da bacia de retenção são recomendadas as seguintes relações:

- A razão entre a área de drenagem e a área do espelho de água permanente da bacia de retenção deve ser inferior a 100;
- Quanto maior for a razão entre o volume de armazenamento permanente e o volume médio do escoamento, maior é a eficiência na redução de poluentes.

A relação entre o comprimento e a largura da bacia de retenção tem igualmente influência do ponto de vista qualitativo das águas pluviais, sendo que (Mata-Lima, et al., 2006) e (EPA, 1999) recomendam a consideração de uma razão mínima entre o comprimento e a largura de 2/1, dado que o aumento desta razão promove o aumento da sedimentação no interior da bacia de retenção.

2.6.2. Implantação em ambiente urbano

A escolha do tipo de bacia de retenção a conceber depende de inúmeros fatores, como o volume de armazenamento necessário, funcionalidades a que se destina, custos de implantação e manutenção, integração paisagística, etc., no entanto, a condicionante mais preponderante na escolha de bacias secas ou bacias com nível de água permanente, prende-se com a localização prevista para a instalação da bacia de retenção, uma vez que as circunstâncias locais, como a variação do nível freático e as características geológicas e hidrogeológicas do solo, desempenham um papel fundamental no bom funcionamento das bacias. (Bichanção, 2006); (Mano, 2008)

Além dos fatores anteriormente descritos, a implantação de bacias de retenção em ambiente urbano apresenta algumas particularidades em contraste com a integração em zonas rurais, devido à presença de edificações e infraestruturas urbanas, o ambiente urbano caracteriza-se por se tratar de um meio rígido e artificial, com a presença e circulação de pessoas, custos de terreno mais elevados, e no qual se verifica a interação de diferentes atividades, como serviços, indústria e habitação. (Mano, 2008)

Expõem-se de seguida alguns dos condicionantes comumente associados à implantação de bacias de retenção em ambiente urbano: (Bichanção, 2006); (Methods & Durrans, 2003)

- necessidade de espaço, o que poderá ser de difícil enquadramento em meios já consolidados;
- além de ocupar grandes áreas, a integração paisagística e topográfica deve ser estudada de modo a não impedir o desenvolvimento adequado dos aglomerados urbanos;
- instalação de dispositivos de vedação e segurança, por forma a garantir a segurança do público em geral (p.e. afogamento);
- necessidade de manutenção e limpeza mais frequentes, evitando perturbações para o meio e saúde humana (p.e. proliferação de insetos);
- custos dos terrenos e especulação imobiliária;
- aceitação da população.

Como tal, a implantação de bacias de retenção em ambiente urbano deve ser objeto de estudo no âmbito do planeamento urbano, não só devido às condicionantes de implantação, como também devem ser tidos em conta critérios de natureza social, técnicos, e paisagísticos.

2.7. Manutenção das Bacias de Retenção

De forma a garantir a maior eficiência das bacias de retenção durante o horizonte de projecto, devem ser estipulados planos de monitorização e operações de manutenção frequentes, em consonância com o tipo e nível de utilização das mesmas bem como das suas especificidades, tendo igualmente em conta outros fatores, como as características das águas afluentes, disponibilidade técnica e custos. (Bichançã, 2006)

A manutenção das bacias de retenção é de vital importância, não só para garantir o bom funcionamento durante o período de vida útil, mas também para evitar situações que contrariem o próprio propósito da sua implementação, expondo-se de seguida alguns dos possíveis aspetos negativos decorrentes de falha do sistema: (Clar, Barfield, & O'Conor, 2004)

- descarga de poluentes para jusante;
- aumento do risco de inundações;
- erosão acentuada dos canais a jusante e aumento de sólidos transportados;
- perdas materiais e humanas;
- problemas estéticos, sociais e económicos para a região.

Perante o exposto, a identificação e resolução precoce dos problemas poderá evitar situações potencialmente catastróficas, pelo que para a correta definição das operações de manutenção deve igualmente elaborar-se um plano de monitorização, com o objetivo de acompanhar a evolução quantitativa e qualitativa da água armazenada, no qual deverão ser tidos em conta diversos aspetos, salvaguardando-se a variabilidade temporal e espacial dos parâmetros a monitorizar. (Bichançã, 2006)

Um dos parâmetros a avaliar no desempenho de uma bacia de retenção, consiste em comparar o tempo que a mesma demora a drenar completamente o volume excessivo de água retida para um dado evento de precipitação, com o tempo que esta operação demoraria em condições ótimas de funcionamento, quer implique o esvaziamento total no caso de bacias secas, quer se trate do tempo necessário a atingir a altura de lâmina de água normal em bacias com nível de água permanente, tratando-se, portanto, de um indicador da eficácia e bom funcionamento da bacia de retenção.

Quanto à manutenção e monitorização dos componentes estruturais, devem ser realizadas inspeções, pelo menos anualmente, com vista à deteção de fendas, deformações, erosão e deterioração dos materiais, além de se testar e inspecionar os mecanismos de controle, como por exemplo válvulas, pelo menos quatro vezes por ano. (Protection, 2004)

Em termos gerais, devem ser retirados os corpos flutuantes periodicamente, além de que, todos os componentes de uma bacia de retenção susceptíveis à acumulação de lixo, desperdícios vegetais, ou de forma genérica, materiais sólidos, nomeadamente grelhas, dispositivos de entrada e descarga, devem

ser inspecionados quanto à obstrução dos dispositivos, sendo que o (Protection, 2004) recomenda a inspeção destas estruturas pelo menos quatro vezes por ano ou após a ocorrência de eventos de precipitação superior a 25,4mm de chuva. (Bichanção, 2006)

No que diz respeito à qualidade da água armazenada, devem ser efetuados ensaios periódicos, para a aferição de valores compatíveis com os limites aceitáveis de substâncias poluentes, pH, oxigénio dissolvido, turbidez da água, presença de nutrientes ou de hidrocarbonetos, entre outros. (Bichanção, 2006)

Deve garantir-se que antes da chuvada a bacia de retenção tem a capacidade máxima de retenção, sendo que se necessário, deve proceder-se a operações de desassoreamento e limpeza do fundo, sendo que (EPA, 1999) recomenda que se efetue estas operações entre cada 2 a 5 anos.

Deve verificar-se o controle e afluência à bacia de águas não pluviais, provenientes, por exemplo, de atividades industriais ou sistemas de águas residuais domésticas. (Bichanção, 2006)

Deve verificar-se a existência de problemas de erosão, bem como a estabilidade e estanquidade das bermas e taludes, procedendo-se se necessário à sua limpeza, tratamento e proteção. (Clar, Barfield, & O'Connor, 2004); (Bichanção, 2006)

2.8. Funcionalidades das Bacias de Retenção

A utilização de bacias de retenção como estruturas de gestão do escoamento é predominantemente quantitativa ou hidráulica, com o intuito de amortecer o pico do escoamento e evitar inundações a jusante, pelo armazenamento temporário do volume em excesso de escoamento, diferindo no tempo os caudais e compatibilizando-os com o meio recetor (Ver Figura 2.20).

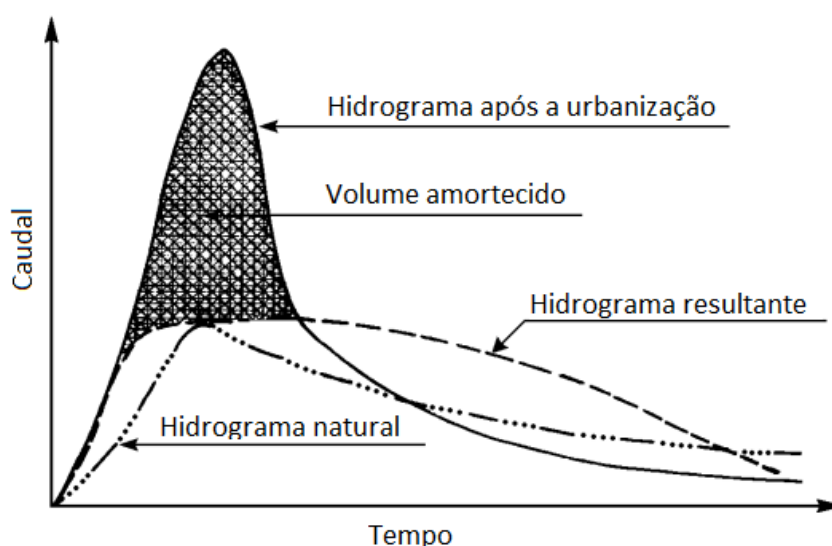


Figura 2.20 - Amortecimento do pico do escoamento com a utilização de bacias de retenção. (Tucci C. M.)

Além da função primordial de gestão e controlo do escoamento das bacias de retenção, cada vez se torna mais evidente a multifuncionalidade destas estruturas, acompanhando a necessidade de melhorar

a relação custo-benefício das onerosas estruturas de drenagem urbana, permitindo a utilização das mesmas para múltiplos fins.

Segundo (Campana, Bernardes, & Jr., 2007) citando (Walesh, 1989), a evolução das funcionalidades destas estruturas ocorreu de forma faseada (Ver Figura 2.21), sendo que inicialmente as bacias de retenção eram apenas empregues no controlo quantitativo do escoamento, posteriormente as mesmas foram incorporando diversas outras funções, distinguindo-se numa segunda fase a integração paisagística por forma a promover um espaço recreativo e de lazer, numa terceira fase começaram a ser concebidas também com o intuito de melhoramento da qualidade do escoamento superficial, e numa quarta fase começaram a ser estudadas de forma a potenciar a utilização do volume de água armazenada como eventual fonte de abastecimento.

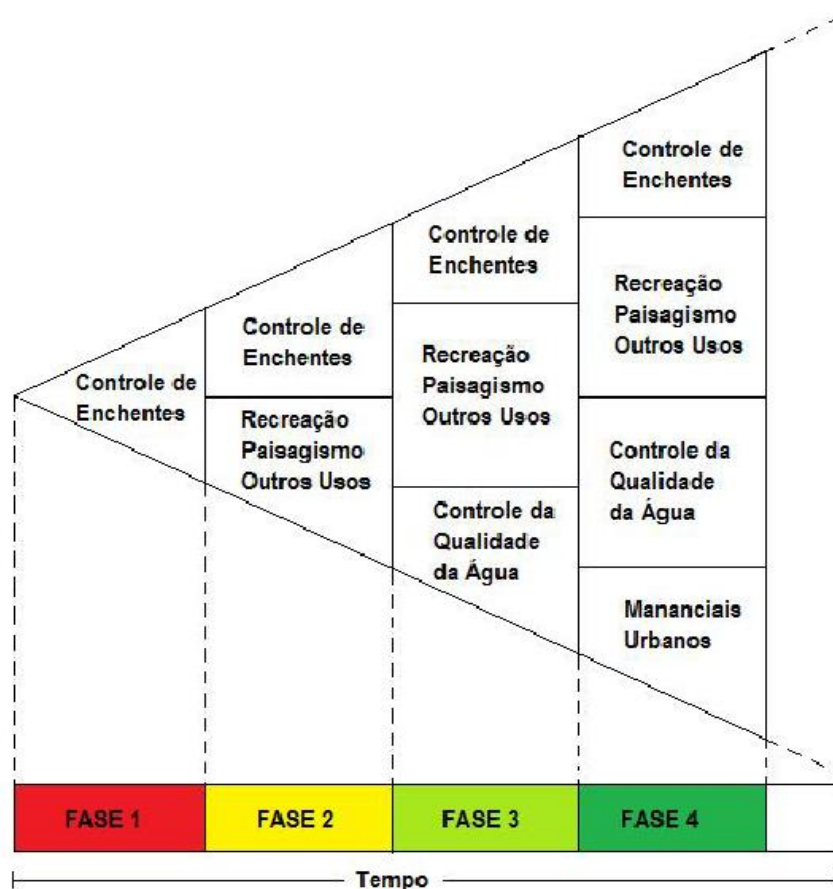


Figura 2.21 - Evolução das funcionalidades das bacias de retenção. (Campana, Bernardes, & Jr., 2007)

Diversos autores salientam a multifuncionalidade das bacias de retenção e a sua aplicação em diversos domínios, pelo que se apresenta de seguida, e de forma sucinta algumas das funcionalidades das mesmas. (Neves, 2004); (Matos, 2006); (Decreto-Regulamentar nº 23/95, 1995)

2.8.1. Melhoria geral do sistema de drenagem

O dimensionamento em toda a extensão de um aglomerado urbano, de uma rede de coletores para a drenagem dos caudais de ponta, devido a eventos de precipitação de intensidade elevada, acarreta custos elevados, pelo que a utilização de bacias de retenção permite a redução da extensão e

respectivos diâmetros dos coletores, além de evitar a remodelação da rede existente subdimensionada devido à impermeabilização decorrente da expansão urbana, garantindo ainda uma melhoria da qualidade da água pluvial libertada na rede de coletores ou curso de água a jusante, evitando a necessidade de se recorrer ao encaminhamento das águas para estações de tratamento de águas. (Matos, 2006)

2.8.2. Criação de polos recreativos e zonas de lazer

Quer as bacias de retenção com nível de água permanente, quer as bacias de retenção secas permitem a criação de zonas de lazer e atividades recreativas.

Além da criação de uma zona envolvente agradável para, por exemplo, piqueniques, passeios, atividades desportivas, entre outras atividades, as bacias com nível de água permanente permitem inúmeras atividades náuticas como a pesca, natação, canoagem, atividades no gelo, etc. (Ver Figura 2.22), é no entanto, necessária especial atenção aos perigos para a saúde humana do contacto e ingestão de água, bem como o consumo de peixe, devido à potencial toxicidade e excesso de nutrientes presentes na água. (Pitt, 2005) (Mano, 2008)



Figura 2.22 - Utilização de bacias de retenção com nível de água permanente para atividades de lazer. (Agriculture, 1997)

As bacias secas, em períodos de estiagem, podem ser utilizadas para a prática de desporto, ou atividades diversas, uma vez que podem ser considerados recintos desportivos ou praças com o intuito de funcionar como bacias de retenção secas (Ver Figura 2.23)

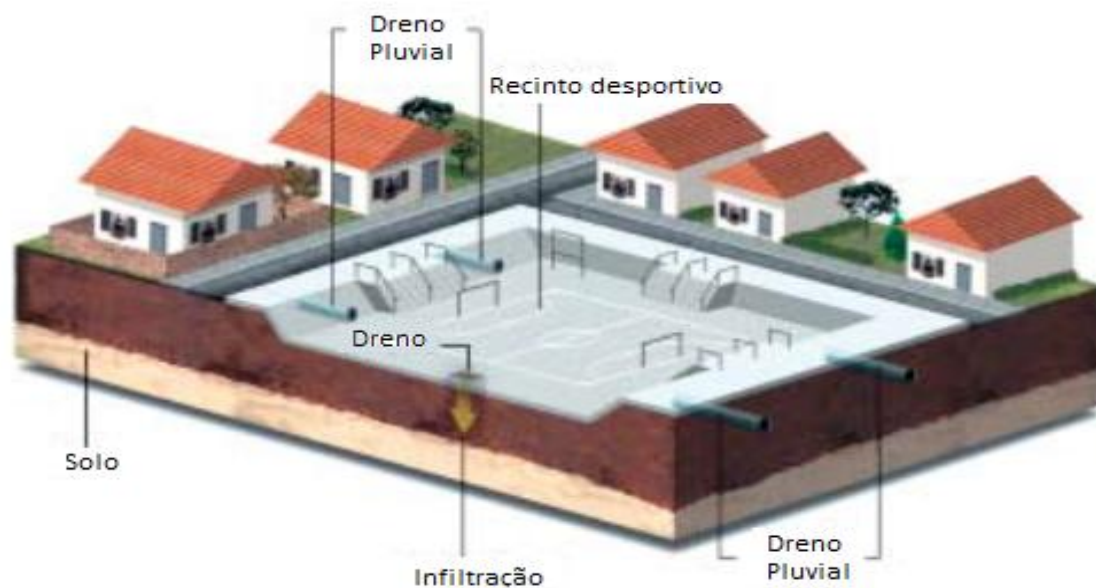


Figura 2.23 - Utilização de bacia de retenção seca para atividades em períodos de estiagem. (Pinto & Pinheiro, 2006)

2.8.3. Criação de reservas de água

Segundo (Mata-Lima, et al., 2006) as pequenas unidades de armazenamento podem ter um papel preponderante em zonas com déficit de água.

A água armazenada numa bacia de retenção com nível de água permanente, pode ser aplicada em diversas vertentes, por um lado pode beneficiar as atividades agropecuárias, como a irrigação de culturas e consumo de animais, e por outro lado, o combate a incêndios exige elevados volumes de água, pelo que, as bacias de retenção podem inclusive servir como reserva para o combate a incêndios. (Mata-Lima, et al., 2006) (Agriculture, 1997)

Quando se pretende a manutenção de uma reserva de água na bacia de retenção, devem ser tidos em conta outros fatores como as perdas por evaporação e infiltração, sendo que, desde que a profundidade de água seja inferior a 3 metros, para solos com pelo menos 92 centímetros de espessura, índice de plasticidade superior a 10% e com pelo menos 20% de material passado no peneiro nº200, não se verifica perdas significativas por infiltração. (Agriculture, 1997)

2.8.4. Melhoramento paisagístico

O espelho de água proporcionado pela lâmina de água das bacias de retenção é paisagisticamente apelativo e apresenta elevado interesse estético, além da possibilidade de se criarem jardins e espaços verdes em redor da bacia de retenção, traduzindo-se esta opção na quebra da monotonia dos espaços e infraestruturas urbanas e contribuem para o embelezamento da região urbana em que se inserem.

2.8.5. Protecção ambiental

As bacias de retenção permitem a descarga gradual das águas afluentes a estas estruturas, promovendo a redução da erosão do solo nos canais a jusante, protegendo os leitos e as margens, além de reduzir os riscos de inundação nas zonas ribeirinhas. (Correia, 2007)

O processo de sedimentação de sólidos suspensos que ocorre na bacia de retenção, além de ter como consequência a redução da turbidez da água, apresenta a vantagem de muitos poluentes possuírem afinidade com os sólidos suspensos, associando-se a estes, demonstrando-se este processo bastante eficaz na remoção dos poluentes, e cuja taxa de sucesso aumenta com o tempo de permanência de um dado volume de água no interior da bacia. (Pitt, 2005) (EPA, 1999)

Nas bacias de retenção, verifica-se igualmente o declínio das populações de microrganismos, nomeadamente bactérias patogénicas, cuja redução é função do tempo de permanência no interior da bacia, contribuindo para este fenómeno fatores como a temperatura, radiação solar, competição biológica e sedimentação. (Pitt, 2005) (Matias, 2006)

Verifica-se também a variação da concentração de oxigénio dissolvido na água, devido às trocas com o oxigénio da atmosfera, fotossíntese das plantas aquáticas e consumo nos processos de oxidação. (Matos, 2006)

Com manutenção adequada, nomeadamente a retirada de plantas com frequência, no interior das bacias de retenção, ocorre uma redução da concentração de nutrientes na água. (Matos, 2006)

2.8.6. Recarga de aquíferos

Os elevados níveis de impermeabilização dos solos urbanos, levam à redução da quantidade de água infiltrada, pelo que a utilização de bacias de retenção com fundo permeável permite a recarga dos aquíferos subjacentes, devido à infiltração que ocorre durante o tempo de permanência de um determinado volume de água armazenada, através das bermas e fundo da bacia de retenção.

É, no entanto, de salientar que em determinados casos a urbanização, por si só, leva ao incremento das taxas de recarga dos aquíferos, para níveis substancialmente superiores aos de pré-urbanização, devido a fugas dos sistemas de água residual, pluvial ou de abastecimento de água potável. (Burke & Moench, 2000)

Capítulo III

3. REVISÕES DE CÁLCULO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

Os princípios do dimensionamento das redes de drenagem pluvial assentam na necessidade de recolher, transportar e rejeitar para o meio recetor as águas de escorrência superficial provenientes da precipitação.

Para uma melhor compreensão dos fenómenos em causa, faz-se de seguida, uma breve descrição do ciclo hidrológico e do conjunto de processos e fatores que condicionam, e levam à formação do escoamento superficial numa determinada área em estudo, bem como se apresentam os conceitos básicos para a correta definição dos princípios hidrológicos e hidráulicos.

3.1. Ciclo Hidrológico

A circulação da água na hidrosfera (camada que se estende 15 Km na atmosfera e a cerca de 1 Km de profundidade na litosfera) e a sua interação com os diferentes meios constitui o ciclo hidrológico. (Chow, Maidment, & Mays, 1998)

De forma genérica, o ciclo hidrológico é definido como o conjunto fechado de fenómenos através dos quais a água passa do globo terrestre para a fase de vapor, por evaporação e transpiração, e retorna nas fases líquida e sólida, por condensação e conseqüente precipitação. (Quintela, 1996)

Dado tratar-se de uma seqüência fechada e contínua, cujos fenómenos ocorrem simultaneamente, não é possível considerar um início ou fim do ciclo hidrológico, sendo que, para a ocorrência dos processos termodinâmicos e hidrodinâmicos responsáveis pela circulação da água, contribuem diferentes formas de energia, sendo a principal responsável pelo movimento da água a energia radiante. (Quintela, 1996); (Lencastre & Franco, 2006)

3.1.1. Descrição dos fenómenos hidrológicos

Dentro do ciclo hidrológico, distinguem-se três ramos, nos quais ocorre a circulação da água, o ramo terrestre, o ramo oceânico e o ramo atmosférico, sendo estes três ramos o objeto de estudo da hidrologia.

No âmbito particular desta dissertação, interessa, com especial importância, a análise do ramo terrestre que engloba o estudo da quantidade e distribuição da água na terra emersa, e como tal os principais processos envolvidos são esquematizados na Figura 3.1.

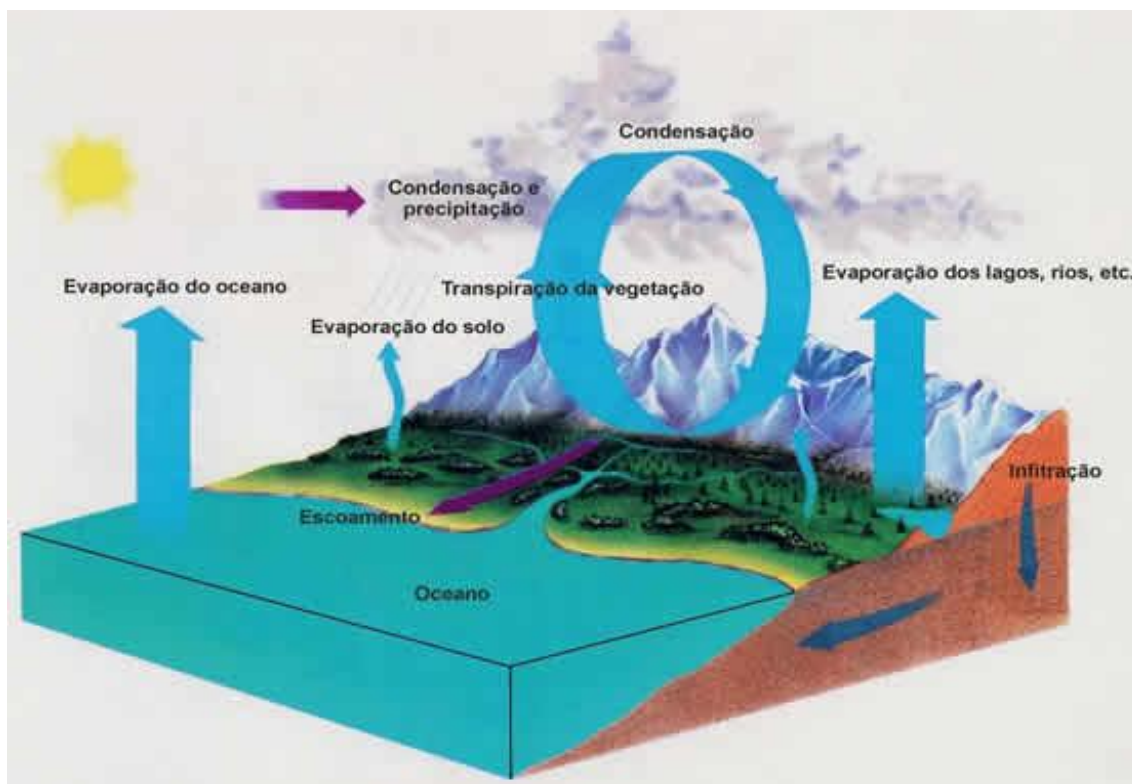


Figura 3.1 - Representação esquemática dos fenômenos hidrológicos. (Projectaqua, 2013)

3.2. Conceitos de Bacias Hidrográficas

Para o estudo dos fatores hidrológicos numa dada região em estudo, é necessária a delimitação das bacias de drenagem ou bacias hidrográficas, ou seja, a área drenada por um curso de água ou por um sistema interligado de cursos de água, de maneira que todos os caudais efluentes serão descarregados através da secção de referência da bacia. (Lencastre & Franco, 2006)

Importa também conhecer as características fisiográficas e climáticas da bacia hidrográfica em análise, que desempenham um papel fundamental na quantidade e distribuição da precipitação, bem como na formação do escoamento superficial.

3.2.1. Limites de uma bacia hidrográfica

Os limites de uma bacia hidrográfica são definidos pelas linhas de separação de águas no seu contorno, que dividem as precipitações que caem na bacia hidrográfica, das precipitações que caem nas bacias adjacentes.

As linhas de separação de águas consideradas podem ser topográficas ou freáticas, no entanto é de difícil definição o último tipo, dado que depende da estrutura geológica dos terrenos conforme se ilustra na Figura 3.2. (Lencastre & Franco, 2006)



Figura 3.2 - Limites de separação das águas de escorrência superficial e subterrânea. (Quintela, 1996)

Como tal para efeitos práticos, é comum utilizar-se apenas as linhas de separação topográfica para a delimitação dos contornos da área da bacia hidrográfica, as quais são definidas pelas linhas de fecho ou cumeada que separam as bacias vizinhas. (Lencastre & Franco, 2006); (Quintela, 1996)

De forma genérica esta simplificação não induz erros muito significativos na quantificação dos parâmetros relativos à precipitação em bacias grandes, ou seja, a percentagem de precipitação transferida para as bacias adjacentes por escoamento subterrâneo, é tanto menor quanto maior for a área da bacia de drenagem. (Lencastre & Franco, 2006)

3.2.2. Características fisiográficas

O comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica depende em grande parte das características fisiográficas da mesma, na medida em que estes fatores contribuem para a maior ou menor significância dos processos hidrológicos, nomeadamente a cobertura vegetal, relevo, geometria, sistema de drenagem e a geologia. (Lencastre & Franco, 2006)

3.2.2.1. Características geométricas

A área e forma de uma bacia hidrográfica representam elevada significância no caudal de ponta de cheia da bacia.

- **Área de drenagem**

A área de drenagem é dada pela área plana, em projeção horizontal, limitada pelas linhas de cumeada. (Lencastre & Franco, 2006)

Na modelação dos sistemas de drenagem de águas pluviais, é muitas vezes necessário subdividir-se a bacia hidrográfica em sub-bacias, correspondendo à área contribuinte para o escoamento superficial da secção em análise.

A partir da carta topográfica da região em análise, diversos softwares de computação gráfica e sistemas de informação geográfica permitem a determinação automática das áreas, no entanto, apresenta-se no Anexo IX algumas metodologias de cálculo analítico, nomeadamente o método de Simpson e o método de Bezout.

- **Forma**

Podem classificar-se as bacias hidrográficas quanto à forma como arredondada, alongada ou ramificada, sendo que esta característica tem especial influência na magnitude de cheias, onde em regra, bacias de forma arredondada, tendem a favorecer a concentração do escoamento superficial, e logo cheias de maior porte. (Lencastre & Franco, 2006); (Quintela, 1996)

3.2.2.2. Características do relevo

O relevo é uma das características com maior peso no processo de escoamento, podendo os parâmetros que o quantificam ser expressos por: (Lencastre & Franco, 2006)

- **Curva hipsométrica**, representa a área (A) da bacia que fica a cima de cada cota (Z), em referência ao nível médio das águas do mar. (Ver Figura 3.3)

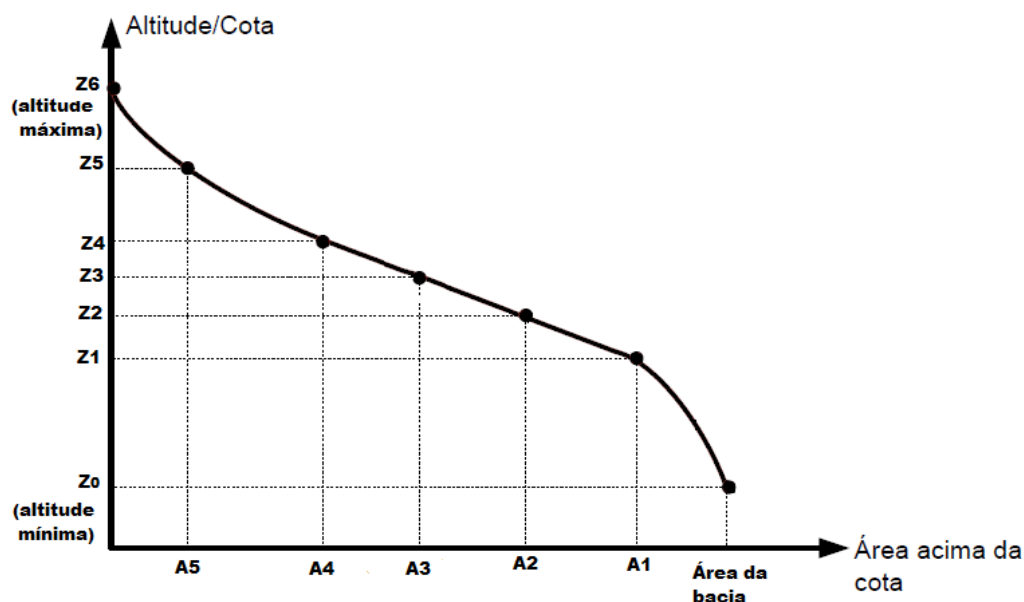


Figura 3.3 - Exemplo de curva hipsométrica. Adaptado de (Prada, 2010)

- **Altura média**, representa a carga potencial dos volumes de água precipitada relativamente à secção em estudo, com especial influência no tempo necessário para o escoamento superficial atingir tal secção, sendo dada pela seguinte expressão:

$$\bar{H} = \frac{\sum H_i \cdot A_i}{A} \quad (3.1)$$

Onde H_i [m] é a diferença de cotas entre duas curvas de nível consecutivas acima da secção em estudo, A_i [Km²] é a área definida entre duas respectivas curvas de nível consecutivas e A [Km²] é a área da bacia hidrográfica.

- **Declividade dos terrenos**, esta característica influencia em grande parte a velocidade do escoamento superficial, e em consequência o tempo que a água leva a concentrar-se nos cursos de água, pelo que quanto maior a declividade maior será o hidrograma de ponta de cheia e menor a capacidade de infiltração.

3.2.2.3. Geologia e solos

A distribuição e o movimento de água numa bacia hidrográfica é função do tipo de solos e as suas características geológicas, nomeadamente a estrutura e a permeabilidade são fatores condicionantes quanto à capacidade de retenção e infiltração, com particular importância na grandeza das pontas de cheia e erosão da bacia. (Quintela, 1996); (Lencastre & Franco, 2006)

3.2.2.4. Cobertura vegetal

A vegetação tem um papel fundamental no processo de formação do escoamento superficial, a interseção e a presença de manta morta é capaz de retardar o escoamento dando mais tempo para a ocorrência de infiltração, segundo (Schiavetti & Camargo, 2005) as perdas por interseção podem variar entre 10% a 40%, dependendo do tipo de vegetação. (Quintela, 1996)

É, no entanto, de salientar que a presença de vegetação pode assumir particular importância em regiões em que é frequente a ocorrência de nevoeiros, na medida em que contribui para um processo designado por precipitação oculta, que consiste na interseção e captação das gotículas de água presentes no nevoeiro pela vegetação, permitindo a sua aglomeração e consequente precipitação (Prada, 2010), tendo especial influência na recarga hídrica da bacia hidrográfica, e como tal, apesar de não se verificar a ocorrência de precipitação líquida, contribui para o grau de saturação do solo e consequentemente na capacidade de infiltração do mesmo, conduzindo a um aumento do escoamento superficial, razão pela qual deve ser tido em conta na caracterização das condições de humidade do solo mesmo após períodos de estiagem.

3.2.3. Características Climáticas

Podem definir-se dois tipos de fatores climáticos, fatores relativos à precipitação e fatores condicionantes da evaporação e transpiração (como por exemplo a temperatura, radiação solar, natureza da superfície evaporante, pressão atmosférica, etc.), no entanto, estes últimos serão desprezados no âmbito desta dissertação, uma vez que no estudo de cheias, necessário ao dimensionamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais, em regra, estes fatores não são significativos dadas as intensidades de precipitação consideradas, sendo que é comum considerar-se que a retenção superficial e a infiltração são nulas, bem como o escoamento superficial inicia-se e cessa com a duração do evento de precipitação. (Quintela, 1996)

3.2.3.1. Precipitação

Designa-se precipitação, toda a água proveniente da atmosfera que atinge a superfície terrestre, quer na forma líquida quer na forma sólida, é no entanto, de salientar que esta última forma permite um diferimento no tempo das águas de escorrência superficial, as quais resultam do degelo da neve ou granizo. (Quintela, 1996)

A precipitação é geralmente medida em milímetros, e corresponde à altura que atinge, num determinado período de tempo, a água acumulada sobre a projeção horizontal de uma superfície. (Quintela, 1996)

3.2.3.1.1. Formação da precipitação

O vapor de água na atmosfera encontra-se sob a forma de micro-gotas, formando aerossóis, no entanto, para a formação de precipitação, estas micro-gotas têm de crescer cerca de 10^6 vezes de modo a atingir massa suficiente para caírem, sendo que a indução deste crescimento pode ocorrer por condensação do vapor de água, quando existe uma diferença acentuada da temperatura entre as gotículas, por exemplo pela presença de cristais de gelo nas nuvens, ou através de coalescência, por processos de aglomeração electrostática, atração hidromecânica, indução magnética, arrastamento de gotas já formadas, etc. (Lencastre & Franco, 2006)

3.2.3.1.2. Classificação e tipos de precipitação

A classificação do tipo de precipitação é feita de acordo com o fenómeno que lhe deu origem, distingue-se assim cinco tipos principais, conforme descrito na Tabela 3.1. (Methods & Durrans, 2003); (Schiavetti & Camargo, 2005); (Quintela, 1996)

Tabela 3.1 - Classificação e características dos diferentes processos de formação de precipitação.

Classificação	Descrição
• Precipitação frontal	É causada pela ascensão de uma massa de ar quente, e portanto menos denso, na atmosfera, arrefecendo rapidamente e condensando, originando a precipitação, designando-se frente fria quando a deslocação da massa de ar quente ocorre devido à interseção de uma corrente de ar fria, e designando-se frente quente quando o ar quente sobe sobre uma massa de ar frio, geralmente este tipo de precipitação é de longa duração e intensidade.
• Precipitação ciclónica	Este tipo de precipitação deve-se à presença de uma zona de pressão baixa, originando o deslocamento de massas de ar de regiões de pressões mais elevadas para a zona de pressão mais baixa, dado que o deslocamento do volume de ar proveniente de todas as direções horizontalmente, a massa de ar da zona de pressão baixa é obrigada a subir rapidamente condensando e originando a precipitação.
• Precipitação convectiva	Forma-se devido ao aquecimento diferencial de uma massa de ar, ocorrendo a estratificação térmica de camadas de ar instáveis, onde por perturbações diversas, como por exemplo uma rajada de vento, provoca uma ascensão bastante rápida do ar quente. Este tipo de precipitação é bastante localizada, abrangendo pequenas áreas, embora de curta duração podem ser bastante intensas, sendo comum em meses de verão ou zonas urbanas devido ao aquecimento do ar junto à superfície.
• Precipitação orográfica	Ocorre devido à presença de barreiras topográficas, levando massas de ar húmido a subir por forma a ultrapassar cadeias montanhosas, atingindo elevadas altitudes e devido à menor temperatura condensa e precipita. Este tipo de fenómeno pode originar precipitações intensas no lado virado para o vento da cadeia montanhosa, e geralmente pouca precipitação no lado oposto.
• Precipitação artificial	Este tipo de precipitação é causado por ação antropogénica, pela inseminação artificial das nuvens com partículas finas, como o iodeto de prata ou a neve carbónica, originando processos de aglomeração de gotículas e consequente precipitação.

Em função da velocidade de queda das gotas, designam-se diferentes tipos de chuva, conforme representado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Características das gotas de diferentes tipos de precipitação. (Lencastre & Franco, 2006)

Tipo de precipitação:	Intensidade [mm·h ⁻¹]	Diâmetro médio das gotas [mm]	Velocidade de queda correspondente ao diâmetro médio [m·s ⁻¹]
Molinha	0,25	0,20	0,20
Chuva Fraca	1 a 5	0,45	2,00
Chuva forte	15 a 20	1,50	5,50
Tempestade violenta	100	3,00	8,00

3.2.3.1.3. Distribuição da precipitação

A quantidade de água precipitada, numa determinada área em estudo num certo intervalo de tempo é determinada pela utilização de udómetros, os quais medem a altura de água precipitada em pontos isolados.

Perante os dados obtidos pelos udómetros, são aplicados diferentes métodos para a estimativa da quantidade total de água precipitação sobre a região em estudo, referindo-se os seguintes: (Schiavetti & Camargo, 2005)

- **Média aritmética**, consiste na determinação da média simples dos postos udométricos da região em análise ou nas vizinhanças;
- **Média ponderada**, tem em conta as características fisiográficas da região, subdividindo a área em análise em sub-bacias homogêneas de características semelhantes e atribuindo diferentes pesos a diferentes características;
- **Método das isoietas**, consiste em representar as linhas que unem pontos de igual precipitação (isócronas) sobre a região em análise e determinar a área compreendida entre as mesmas. O produto entre a média da precipitação de duas isoietas e a área correspondente fornece a contribuição dessa mesma área, sendo que a quantidade de precipitação total sobre a bacia corresponde à soma de todas as contribuições. A precisão deste método depende em parte da experiência do analista, no entanto permite considerar todos os fatores que possam influenciar na distribuição das precipitações;
- **Método de Thiessen**, consiste em atribuir pesos aos totais precipitados em cada posto de medição, proporcionais à área de influência de cada um.

3.3. Cálculo Hidrológico

Como referido nos subcapítulos anteriores, importa para a modelação do escoamento superficial e consequente determinação do caudal de ponta, o qual será usado para o dimensionamento dos sistemas de gestão do escoamento pluvial, a determinação de certos parâmetros relativos à precipitação, nomeadamente a duração, quantidade, intensidade e tempo de recorrência ou período de retorno para eventos de precipitação máxima.

3.3.1. Intensidade de precipitação

A intensidade média de precipitação (\bar{i}), é dada pela razão entre a altura de água precipitada (Δp) e um certo intervalo de tempo considerado (Δt):

$$\bar{i} = \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad (3.2)$$

Aplicando o mesmo raciocínio, a intensidade de precipitação instantânea (i), é definida, no limite, quando o intervalo de tempo tende para zero, ou seja:

$$i = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad (3.3a)$$

$$i = \frac{dp}{dt} \quad (3.3b)$$

3.3.2. Relação Intensidade - Duração - Frequência

Para o dimensionamento dos sistemas de gestão do escoamento pluvial, importa avaliar as intensidades de precipitação média máximas expectáveis, em função de um dado período de tempo a adoptar em função das necessidades da obra.

Para tal, pode utilizar-se a relação entre a altura de água caída com a duração, designando-se esta relação por curvas de possibilidade udométrica, no entanto é mais comum relacionar-se a intensidade de precipitação com a duração, a partir de dados observados no passado, e tratados recorrendo a métodos estatísticos, definem-se as curvas intensidade-duração. (Methods & Durran, 2003)

A relação intensidade-duração encontra-se associada à frequência de ocorrência de determinado evento pluviométrico, designando-se o conjunto destas curvas para diferentes períodos de retorno, curvas de intensidade-duração-frequência, doravante designadas abreviadamente como curvas I-D-F.

A intensidade (I) é função da duração (t) e do período de retorno (T), sendo determinada pela introdução de dois parâmetros a e b, constantes para cada região e período de retorno considerado, e como tal as curvas I-D-F, podem ser determinadas, quer por equações hiperbólicas quer exponenciais, respectivamente, através das equações (3.4a) ou (3.5a).

- Função hiperbólica

$$I = \frac{a}{t + b} \quad (3.4a)$$

É possível transformar a equação 3.4a) numa equação linear, pela aplicação da mudança de variável $y = \frac{1}{I}$ obtendo-se:

$$\frac{1}{I} = \frac{a}{t + b} \quad (3.4b)$$

$$y = \frac{t + b}{a} \quad (3.4c)$$

$$y = \frac{1}{a} \cdot t + \frac{b}{a} \quad (3.4d)$$

Sendo que a equação 3.4d) define uma reta, com os parâmetros $\frac{1}{a}$ e $\frac{b}{a}$, podendo os mesmos ser determinados por regressão linear, pela aplicação do método dos mínimos quadrados, obtendo-se assim o valor das constantes a e b.

- Função exponencial

$$I = a \cdot t^b \quad (3.5a)$$

Pela logaritmização, é igualmente possível transformar a expressão anterior numa relação linear, obtendo-se:

$$\log I = \log a + b \cdot \log t \quad (3.5b)$$

Representando graficamente a equação (3.5b) em eixos com escala logarítmica, obtém-se uma reta e pela aplicação do método dos mínimos quadrados determinam-se os parâmetros a e b.

Em Portugal, no Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, as curvas I-D-F são representadas a partir de uma função do tipo exponencial, com I [mm/h] e t [min], sendo que para o efeito são definidas três regiões pluviométricas, A, B e C, nas quais para cada período de retorno são definidos os parâmetros a e b (ver Figura 3.4). (Decreto-Regulamentar nº 23/95, 1995)

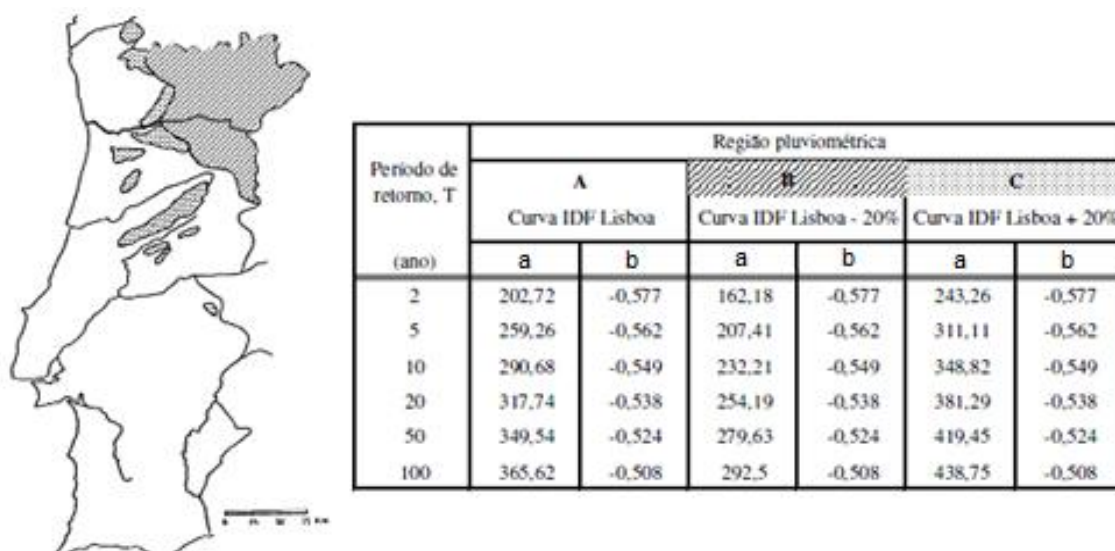


Figura 3.4 - Parâmetros a e b das curvas I-D-F. (Portela, 2005)

Os valores dos parâmetros a e b, foram definidos para a região de Lisboa, região A, sendo que os valores para a região B foram obtidos pela redução da intensidade média das precipitações da região A em 20%, correspondendo a regiões montanhosas de altitude superior a 700m, e os valores referentes à região C foram obtidos agravando as intensidades médias de precipitação em 20% relativamente à região A. (Portela, 2005)

Na Figura 7.2, Figura 7.3 e Figura 7.4 presentes no Anexo V, apresentam-se também, a representação gráfica das curvas I-D-F, para os diferentes períodos de retorno, respectivamente das regiões pluviométricas A, B e C.

É no entanto de salientar que em função das séries de precipitação analisadas para a formulação das curvas I-D-F presentes no DR 23/95, a duração considerada (t) não deve ultrapassar os 120 minutos. (Portela, 2005)

Como tal, na ausência de dados pluviométricos adequados para a região em estudo, pode ainda recorrer-se aos parâmetros das curvas I-D-F publicados por (Brandão, Rodrigues, & Costa, 2001), para as diferentes regiões, em função da duração da precipitação e períodos de retorno compreendidos entre 2 e 1000 anos.

3.3.3. Período de retorno

Por definição, o período de retorno para uma determinada intensidade de precipitação, é o intervalo de tempo, em média, entre precipitações com intensidade igual ou superior, no mesmo local. (Quintela, 1996)

Note-se que o período de retorno não representa uma noção de repetição cíclica de um determinado evento, nem garante que esse mesmo evento não poderá ocorrer várias vezes no período considerado, apenas admite que a probabilidade desse evento ser igualado ou excedido nesse período é bastante baixa. (Quintela, 1996); (Methods & Durrans, 2003)

Considere-se um evento de precipitação de magnitude X , superior a uma determinada magnitude x_T . O período de retorno, T , é definido como o intervalo de tempo, em média, entre ocorrências de eventos de precipitação de magnitude $X \geq x_T$. (Chow, Maidment, & Mays, 1998)

Sendo $P(X \geq x_T)$ a probabilidade de excedência de um evento de magnitude $X \geq x_T$ em qualquer observação, o período retorno é dado pelo inverso dessa mesma probabilidade, ou seja:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x_T)} \quad (3.6)$$

Onde T [anos] é o período de retorno para o evento $X \geq x_T$.

Desta forma, o período de retorno pode ser determinado por análise estatística e probabilística de um determinado evento, no entanto, é necessária uma amostra expressiva de acontecimentos, pelo que, na ausência de dados suficientes, na prática, é comum adotarem-se períodos de retorno em função do tipo de obra, seguindo valores tabelados ou utilizando outras metodologias conforme se descreve seguidamente.

3.3.3.1. Escolha do período de retorno

No que diz respeito à drenagem pluvial urbana, de acordo com o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, os períodos de retorno mais utilizados são de 5 ou 10 anos, no entanto perante situações bem estudadas, estes podem ser inferiores na ordem de 1 ou 2 anos, ou superiores, podendo ser aumentados para 20 ou 25 anos. (Decreto-Regulamentar n° 23/95, 1995)

(Marques, et al., 2013), refere que nos sistemas de drenagem pluvial urbana, geralmente são adotados períodos de retorno a variar entre 2 a 10 anos, conforme se apresenta na Tabela 3.3, mas em áreas de grande importância já foram adotados períodos de retorno de 50 ou até mesmo 100 anos.

Tabela 3.3 - Período de retorno dos sistemas de drenagem pluvial urbana em função do tipo de ocupação. (Marques, et al., 2013)

Tipo de Ocupação	Período de retorno (Anos)
Residencial	2
Áreas comerciais	5
Áreas industriais	10
Áreas comerciais muito valorizadas	5 a 10

Uma forma de estimar o período de retorno a adoptar consiste na consideração do risco hidrológico, associado à excedência do parâmetro considerado, sendo dado pela seguinte expressão: (Marques, et al., 2013)

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^u \quad (3.7a)$$

Reorganizando a equação (3.7a), obtém-se:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{u}}} \quad (3.7b)$$

Este método consiste em fixar, à priori, o risco que se aceita correr para o período de vida útil da obra, determinando-se pela equação (3.7b) o período de retorno correspondente (Ver Tabela 3.4). (Marques, et al., 2013)

Tabela 3.4 - Valores do período de retorno em função do risco aceitável e da vida útil da obra. (Marques, et al., 2013)

Risco aceitável	Vida útil da obra (μ)						
	10	20	30	40	50	100	200
0,01	995	1990	2985	3980	4975	9950	19900
0,10	95	190	285	380	475	950	1899
0,25	35	70	105	140	174	348	696
0,50	15	29	44	58	73	145	289
0,75	8	15	22	29	37	73	145
0,99	3	5	7	9	11	22	44

No caso particular das vias de comunicação, o período de retorno a considerar no projecto de drenagem pluvial transversal, é função da importância da infraestrutura rodoviária e da magnitude dos danos na via.

(Batista, 2010) citando (IEP, 2001), refere que na drenagem transversal, o período de retorno a adoptar varia em função do índice I, definido por:

$$I = P_1 + P_2 + P_3 \quad (3.8)$$

Sendo os pesos P_1 , P_2 e P_3 atribuídos em função dos pontos seguidamente discriminados, e dados, respectivamente, de acordo com a Tabela 3.5, Tabela 3.6 e Tabela 3.7.

- Importância da via, P_1

Tabela 3.5 - Valores de P1. (Batista, 2010)

Importância da via	P_1
Estradas Regionais e Municipais	0,5
Estradas Nacionais, Estradas Regionais ou Estradas Municipais com TMDA ¹ >250	1,0
IP(s), IC(s), ou outras Estradas com TMDA>2000	1,5

- Associado aos prejuízos/danos para a própria via, P_2

Tabela 3.6 - Valores de P2. (Batista, 2010)

Efeito dos prejuízos/danos para a própria via	P_2
Baixos ($\Delta t_c^2 < 25\%$ - $h^3 < 2m$)	0,5
Médios ($\Delta t_c < 50\%$ - $h < 5m$)	1,0
Altos ($\Delta t_c \geq 25\%$ - $h \geq 5m$)	1,5

¹ TMDA - Tráfego médio diário anual

² Δt_c - Aumento do tempo de percurso imposto ao tráfego por utilização de um percurso alternativo, em percentagem, relativamente ao percurso normal

³ h - Altura de aterro em metros, caso a estrutura seja afetada por um aterro

- Associado aos prejuízos/danos causados a terceiros, P_3

Tabela 3.7 - Valores de P_3 . (Batista, 2010)

Efeito dos prejuízos/danos para terceiros	P_3
Baixos	0,5
Médios	1,0
Elevados	1,5

Finalmente, em função do índice I obtido, adota-se o período de retorno mínimo de acordo com a Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Período de retorno mínimo a adotar na drenagem transversal em função do índice I . (Batista, 2010)

Período de Retorno (anos)	$I (I = P_1 + P_2 + P_3)$
20 a 25	$I = 1,5$
50	$I = 2,0$
100	$2,0 < I \leq 4,0$
> 100 com análise económica e de risco	$I > 4,0$

3.3.4. Escoamento superficial

O volume de precipitação que se transforma em escoamento superficial é designado por precipitação útil, sendo função da precipitação real e das perdas para o escoamento superficial, designadamente a capacidade de retenção e infiltração do solo, evapotranspiração, etc. (Quintela, 1996)

Simplificadamente, no estudo de cheias é comum considerarem-se nulas as perdas para o escoamento superficial, ou seja admite-se que a precipitação útil é igual à precipitação real, bem como se admite que a contribuição para o escoamento superficial cessa com o fim da chuvada, desprezando-se o armazenamento da água em trânsito, ou escoamento base. (Quintela, 1996)

Na modelação dos sistemas de drenagem pluvial, pode ser tomada como secção de referência qualquer ponto da bacia em que seja necessário a determinação do caudal de ponta para o ponto considerado, e não necessariamente toda a área da bacia hidrográfica com secção de referência na foz. (Methods & Durrans, 2003)

3.3.4.1. Hidrograma de cheia

Um hidrograma tem a forma definida pela linha que une as diferentes áreas da bacia hidrográfica delimitadas pelas isócronas, ou seja, o lugar geométrico dos pontos a que correspondem iguais tempos de percurso das gotas aí precipitadas e a secção de referência, representadas num histograma área-tempo. (Ver Figura 3.5a) e Figura 3.5b)). (Mano, 2008);

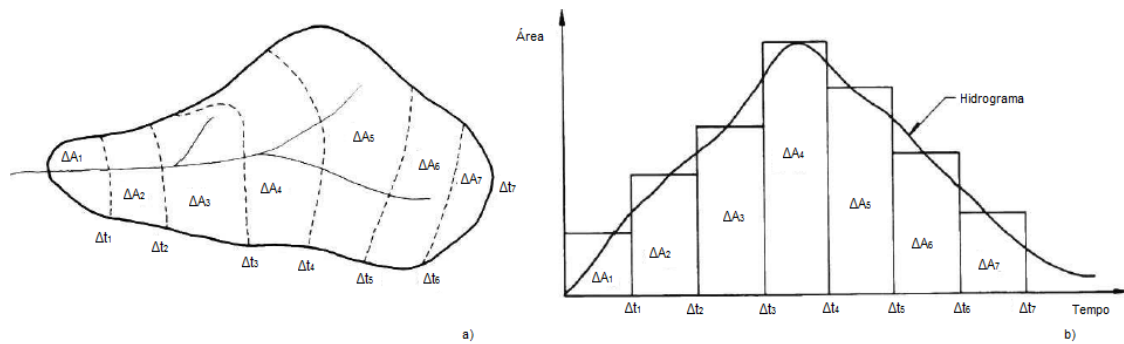


Figura 3.5 - Representação a) de isócronas numa bacia hidrográfica b) e respectivo histograma área-tempo. (Mano, 2008)

Com efeito, representa-se o hidrograma de cheia com base no caudal do escoamento superficial em função da duração da chuvada, sendo comum a representação em conjunto com o hietograma da chuva que o origina (Ver Figura 3.6).

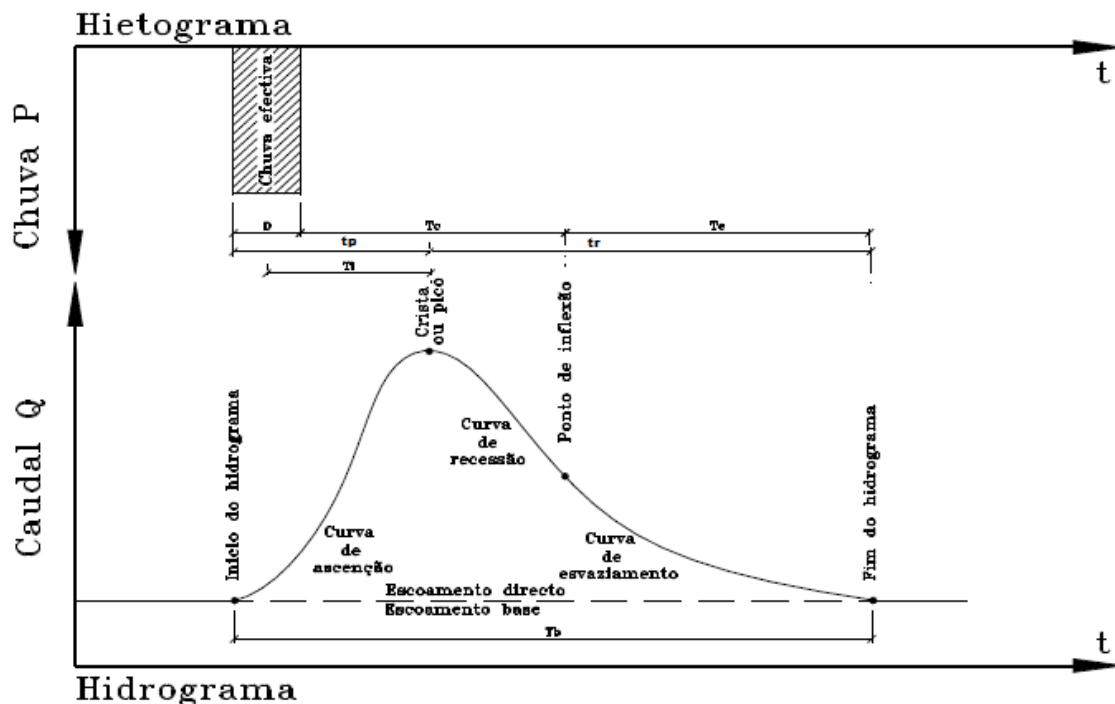


Figura 3.6 - Caracterização de hidrograma-tipo. (Costa & Lança, 2011)

A área definida pelo hidrograma representa o volume total do escoamento superficial originado na duração da precipitação, sendo o andamento do hidrograma caracterizado por uma curva de crescimento, que corresponde ao aumento do caudal e ocorre durante o tempo de crescimento, t_p , atingindo um pico ou ponta, seguindo-se uma curva de recessão, correspondente ao tempo de recessão, t_r , em que se verifica um decréscimo progressivo do caudal desde a ponta até ao fim do escoamento superficial. (Quintela, 1996); (Costa & Lança, 2011)

O tempo de resposta de uma bacia hidrográfica, ou “basin-lag”, t_l , é o intervalo de tempo decorrido desde o baricentro do hietograma e o pico do escoamento do hidrograma, e corresponde a uma

aproximação média de todos os possíveis tempos de percurso do escoamento superficial numa bacia hidrográfica, é no entanto, geralmente apenas utilizado na caracterização de todo o escoamento da bacia hidrográfica, sendo que para a avaliação do caudal de ponta é considerado o tempo de concentração. (Methods & Durrans, 2003); (Costa & Lança, 2011);

3.3.5. Tempo de concentração

O tempo de concentração é definido com o tempo que a gota de água precipitada no ponto cinematicamente mais afastado da secção de referência, ou seja tem o maior percurso, demora a atingir tal secção, podendo ainda ser definido como o tempo necessário para que ocorra a contribuição de toda a bacia hidrográfica para o escoamento superficial numa dada secção de referência, sendo considerado uma característica constante da bacia, independente da chuvada. (Costa & Lança, 2011); (Lencastre & Franco, 2006)

No hidrograma, o tempo de concentração corresponde ao intervalo entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão na curva de recessão. (Costa & Lança, 2011)

Para o estudo de cheias, a duração de precipitação intensa a considerar, deve pelo menos igualar o tempo de concentração, designando-se este parâmetro por duração crítica, por forma a garantir que na secção de referência toda a área da bacia hidrográfica contribuinte para o escoamento superficial se encontra considerada, no entanto, por forma a evitar o sobredimensionamento das estruturas, não devem ser utilizados tempos de concentração inferiores a cinco minutos, dado que corresponde ao intervalo mínimo que é possível efectuar a leitura nos udogramas com duração de 24 horas, utilizados para a formulação das curvas I-D-F. (Mano, 2008); (Lencastre & Franco, 2006)

Para a determinação do tempo de concentração, são encontradas em bibliografia da especialidade várias formulações, umas empíricas, semi-empíricas e outras fisicamente baseadas, as quais permitem estimar de forma mais ou menos precisa o tempo de concentração, em função de diversos fatores referentes às características da bacia hidrográfica considerada.

Nesta dissertação apresentam-se, de seguida, alguns dos métodos mais utilizados para o cálculo do tempo de concentração, tendo por base a aplicação de fórmulas cinemáticas que têm em conta as características do movimento da água na bacia.

3.3.5.1. Método baseado na velocidade de escoamento

Este método consiste na divisão da bacia hidrográfica em sub-bacias com características homogéneas de declive e cobertura, estimando-se, para cada um dos troços definidos pela sub-bacia considerada, o tempo de escoamento a partir da velocidade média do escoamento superficial, de acordo com a expressão seguinte: (Lencastre & Franco, 2006)

$$t_i = \frac{L_i}{3600 \cdot v_i} \quad (3.9)$$

Sendo t_i [h] o tempo de escoamento para o troço i , L_i [m] o comprimento do troço i e v_i [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] a velocidade média do escoamento superficial para o troço i .

A velocidade média do escoamento determinada através da Figura 3.7 ou da Tabela 3.9, ou no caso de canais bem definidos pode ser determinada a partir de fórmulas de escoamento em superfície livre e regime uniforme, como por exemplo a equação de Gauckler-Manning-Strickler, conforme descrito no subcapítulo 3.4.3.1.1. (Chow, Maidment, & Mays, 1998)

De forma prática, pode recorrer-se à seguinte expressão simplificada para a determinação da velocidade média: (Akan & Houghtalen, 2003)

$$v_i = \omega \cdot \sqrt{i} \quad (3.10)$$

Onde i [$\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$] é o declive e ω [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] é um coeficiente obtido por simplificação da equação de Gauckler-Manning-Strickler e pode ser tomado como $\omega=4,91$ em superfícies não pavimentadas ou $\omega=6,19$ em superfícies pavimentadas.

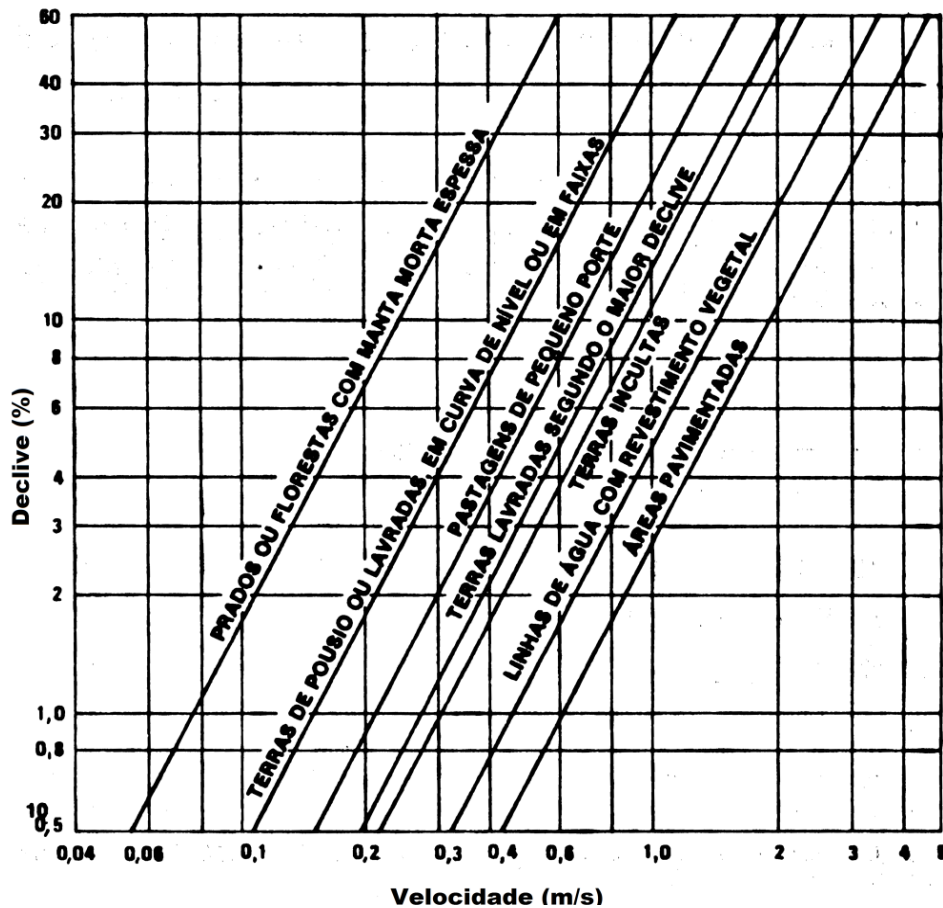


Figura 3.7 - Velocidade do escoamento superficial em função do declive e da ocupação do solo. (Lencastre & Franco, 2006)

Tabela 3.9 - Velocidade do escoamento superficial para diferentes ocupações do solo e declives. (Chow, Maidment, & Mays, 1998)

Tipo de cobertura	Declive (%)			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	12 - 15
Canal natural mal definido	0 - 0,6	0,6 - 1,2	1,2 - 2,1	> 2,1
Florestas	0 - 0,5	0,5 - 0,8	0,8 - 1,0	> 1,0
Pastos	0 - 0,8	0,8 - 1,0	1,0 - 1,3	> 1,3
Terrenos Cultivados	0 - 0,9	0,9 - 1,4	1,4 - 1,7	> 1,7
Terrenos pavimentados	0 - 2,6	2,6 - 4,1	4,1 - 5,2	> 5,2

Como tal, o tempo de concentração da bacia é dado pela soma dos tempos de escoamento parcelares, no percurso a que corresponde um maior valor total para o tempo de concentração da bacia, pela expressão:

$$tc = \frac{1}{3600} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{v_i} \quad (3.11)$$

Onde **tc** [h] é o tempo de concentração da bacia, e **n** é o numero de troços considerados por forma a se obter o maior valor do tempo de concentração.

3.3.5.2. Método do Soil Conservation Service

Este método, desenvolvido pelo Soil Conservation Service do departamento de agricultura dos EUA, baseia-se no tempo de resposta da bacia para a determinação do tempo de concentração, relacionando-se estes dois parâmetros de acordo com a seguinte expressão: (Methods & Durrans, 2003)

$$tc = 1,67 \cdot tr \quad (3.12)$$

Onde **tc** [h] é o tempo de concentração da bacia e **tr** [h] é o tempo de resposta da bacia. Sendo o tempo de resposta, **tr**, da bacia dado por: (Methods & Durrans, 2003)

$$tr = \frac{2,587 \cdot L^{0,8} \cdot \left[\frac{1000}{CN} - 9 \right]^{0,7}}{1900 \cdot i^{0,5}} \quad (3.13)$$

Onde **tr** [h] é o tempo de resposta da bacia hidrográfica, **CN** [-] é o número do escoamento (conforme exposto no Anexo II), **L** [m] é o comprimento da bacia hidrográfica e **i** [%] é o declive médio da bacia. O declive médio da bacia hidrográfica, **i**, pode ser obtido através do mapa topográfico, aplicando a seguinte expressão: (Mata-Lima, et al., 2007); (Agriculture, 1997)

$$i = \frac{100 \cdot L_c \cdot I_c}{A} \quad (3.14)$$

Onde i [%] é o declive médio da bacia hidrográfica, L_c [m] é o comprimento total do desenvolvimento das curvas de nível, I_c [m] é a equidistância entre as curvas de nível e A [m²] é a área da bacia.

Esta expressão é recomendada para pequenas bacias, com área inferior a 8 Km², sendo fiável em áreas completamente pavimentadas, no entanto para bacias mistas tende a sobrestimar o tempo de resposta. (Mata-Lima, et al., 2007)

3.3.5.3. Fórmula de Giandotti

A fórmula proposta por Giandotti é dada por: (Lencastre & Franco, 2006)

$$tc = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,80 \cdot \sqrt{H}} \quad (3.15)$$

Onde, tc [h] é o tempo de concentração, A [Km²] é a área da bacia drenada, L [Km] representa do comprimento da linha de água principal e H [m] é a altura média da bacia relativamente à secção em estudo (determinada conforme exposto no subcapítulo 3.2.2.2).

3.3.5.4. Fórmula de Temez

Através de estudos desenvolvidos em bacias hidrográficas Espanholas, Temez desenvolveu a seguinte formulação: (Correia, 2007)

$$tc = 0,3 \cdot \left(\frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (3.16)$$

Onde, tc [h] é o tempo de concentração, L [Km] é o comprimento do talvegue principal e i [m·m⁻¹] é o declive médio da linha de água principal.

Esta expressão é recomendada para bacias naturais de área inferior a 3000 Km². (Mata-Lima, et al., 2007)

No entanto, (Pelaez, 1978) refere que esta fórmula pode ser utilizada em bacias urbanas, desde que essas mesmas zonas se encontrem dispersas pela bacia hidrográfica e não concentradas, sendo que para tal é necessário ajustar o tempo de concentração, dado que a urbanização tende a favorecer o escoamento superficial. Para a consideração deste fator, Temez propõe o ajustamento do tempo de concentração para bacias urbanas, tc' , de acordo com a seguinte expressão:

$$tc' = \frac{tc}{1 + 3 \cdot \sqrt{\mu \cdot (2 - \mu)}} \quad (3.17)$$

Onde **tc** [h] é o tempo de concentração calculado para bacias naturais e μ [-] é um parâmetro relativo ao grau de impermeabilização da bacia.

Sendo μ dado pela razão entre a área impermeável da bacia e a área total, ou seja: (Pelaez, 1978)

$$\mu = \frac{A_{imp}}{A_{total}} \quad (3.18)$$

Na Tabela 3.10, a título representativo, apresenta-se o valor do parâmetro, μ , e o respectivo grau de urbanização considerado.

Tabela 3.10 - Grau de urbanização correspondente ao parâmetro μ . (Pelaez, 1978)

Grau de Urbanização	μ
Pequeno	$\mu < 0,05$
Moderado	$0,05 < \mu < 0,15$
Grande	$0,15 < \mu < 0,30$
Muito Desenvolvido	$\mu > 0,30$

3.3.5.5. Fórmula de Kirpich

A fórmula de Kirpich, foi desenvolvida através de dados do Soil Conservation Service em pequenas bacias rurais com canais bem definidos e declive acentuado no Tennessee (EUA). Dada a facilidade de aplicação, segundo (Akan & Houghtalen, 2003), esta fórmula é amplamente utilizada em bacias urbanas, embora não seja necessariamente apropriada, sendo dado por: (Lencastre & Franco, 2006)

$$tc = 0,0663 \cdot \frac{L^{1,155}}{\Delta h^{0,385}} \quad (3.19a)$$

ou

$$tc = 0,0663 \cdot \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (3.19b)$$

Em que, **tc** [h] é o tempo de concentração, **L** [Km] é o comprimento da linha de água principal, **Δh** [Km] é a diferença entre as cotas extremas da linha de água principal e **S** [Km·Km⁻¹] é o declive médio da linha de água principal.

Esta fórmula é recomendada para bacias naturais com áreas compreendidas entre 0,005 Km² e 0,5 Km², com canais bem definidos e com declives entre 3% a 10%, no entanto, conforme se trate de

escoamento em canais de betão ou superfícies asfaltadas, deve adotar-se, respectivamente, apenas 20% ou 40% do valor do tempo de concentração obtido, e quando o escoamento se processa em superfícies arrelvadas o valor obtido deve ser multiplicado por 2,0, nos restantes casos não é necessária nenhuma correção adicional. (Mata-Lima, et al., 2007); (Akan & Houghtalen, 2003)

Quando num mesmo plano de escoamento existem diferentes tipos de canais de escoamento, o tempo de concentração total é dado pela soma dos tempos de concentração parciais para cada um dos segmentos considerados. (Akan & Houghtalen, 2003)

3.3.6. Determinação do caudal de projecto

Na bibliografia encontram-se diversas expressões para a determinação do caudal máximo, no entanto nesta dissertação apresentam-se apenas algumas formulações cinemáticas, desenvolvidas com base nas características da bacia hidrográfica e nas características da precipitação e conseqüente escoamento superficial, tais como o tempo de concentração e a intensidade da precipitação.

3.3.6.1. Fórmula racional

A fórmula racional é um dos métodos mais utilizados e divulgados para a determinação do caudal de ponta de cheia em pequenas e médias bacias hidrográficas, e escreve-se: (Portela & Hora, 2002) (Quintela, 1996)

$$Q_p = \frac{CIA}{3,6} \quad (3.20)$$

Onde Q_p [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de ponta de cheia para o período de retorno considerado, I [$mm \cdot h^{-1}$] é a intensidade de precipitação em função do período de retorno adotado, A [Km^2] é a área da bacia e C é um coeficiente de escoamento adimensional conforme referido no Anexo I.

Para a determinação do caudal máximo, a intensidade média de precipitação (I), a utilizar para uma determinada frequência, é calculada com duração igual ao tempo de concentração. (Costa & Lança, 2011); (Quintela, 1996);

Embora não seja fácil definir com precisão o conceito de pequenas e médias bacias, utilizado por diversos autores para a limitação da aplicação da fórmula racional, (Pilgrim & Cordery, 1992) citado em (Portela & Hora, 2002), recomendam a consideração de pequenas e médias bacias, as que apresentam, respectivamente, áreas máximas de 25 Km^2 e 500 Km^2 .

No entanto, diversos autores ((VDOT, 2002), (Methods & Durrans, 2003), (Ponce, 1989), (Akan & Houghtalen, 2003), entre outros) limitam a aplicação deste método a bacias significativamente mais pequenas, dadas as simplificações adotadas na sua formulação.

Apesar da arbitrariedade no conceito de pequena e médias bacias, de acordo com (Portela & Hora, 2002), do ponto de vista hidrológico, podem admitir-se tais bacias para a aplicação deste método, quando se verificarem as condições seguintes:

- as precipitações são uniformes, por se considerarem áreas reduzidas e dado que as durações consideradas, tomadas iguais ao tempo de concentração, são pequenas;
- o escoamento ocorre fundamentalmente sob a forma de escoamento superficial;
- o armazenamento de água na rede de drenagem é desprezável.

(Lencastre & Franco, 2006) refere ainda que em pequenas bacias, com área inferior a 25 Km², a fórmula racional apresenta resultados bastante satisfatórios especialmente em bacias em que o coeficiente de escoamento, C , pode ser determinado a partir de observações em regiões de características semelhantes.

Pode ainda subdividir-se a bacia hidrográfica em áreas com características superficiais homogéneas, permitindo a análise composta da bacia hidrográfica e consequente consideração da heterogeneidade do uso e ocupação dos solos, como é o caso de zonas urbanas, além de mitigar os problemas associados à limitação da área de aplicação da deste método, utilizando-se a seguinte expressão: (Chow, Maidment, & Mays, 1998)

$$Qp = \frac{I}{3,6} \cdot \sum_{j=1}^n C_j \cdot A_j \quad (3.21)$$

Onde Qp [m³·s⁻¹] é o caudal de ponta de cheia, C_j [-] é o coeficiente de escoamento para a sub-bacia j , A_j [Km²] é a área da sub-bacia j , I [mm·h⁻¹] é a intensidade média da precipitação e n é o número de sub-bacias consideradas.

3.3.6.2. Fórmula de Giandotti

Este método é semelhante ao método racional, no entanto baseia-se na aplicação de um coeficiente de escoamento, λ , determinado em função da área da bacia, conforme se apresenta na Tabela 3.11.

A fórmula de Giandotti escreve-se: (Lencastre & Franco, 2006)

$$Qp = \frac{\lambda \cdot A \cdot h}{tc} \quad (3.22)$$

Onde Qp [m³·s⁻¹] é o caudal de ponta, A [Km²] é a área da bacia, λ [-] é um parâmetro adimensional em função da área da bacia, h [mm] é a altura da precipitação máxima correspondente ao tempo de concentração para o período de retorno considerado e tc [h] é o tempo de concentração da bacia.

Tabela 3.11 - Valor do coeficiente λ em função da área da bacia hidrográfica. (Lencastre & Franco, 2006)

Área da bacia (Km ²)	λ
Até 300	0,346
300 - 500	0,277
500 - 1000	0,197
1000 - 8000	0,100
8000 - 20000	0,076
20000 - 70000	0,055

No entanto, (Lencastre & Franco, 2006) refere que para bacias com área inferior a 500 Km², esta fórmula apresenta valores muito semelhantes aos da fórmula racional para C superior à unidade, pelo que nesse caso, diversos autores recomendam a utilização de $\lambda=0,224$.

3.3.6.3. Método do Soil Conservation Service (SCS)

Desenvolvido pelo Soil Conservation Service (SCS), do departamento de agricultura dos EUA, este método consiste em abstrair a precipitação útil da precipitação total a partir do hidrograma, tendo em linha de conta as perdas iniciais da precipitação, o tempo de crescimento do hidrograma e a duração da precipitação útil. (Lencastre & Franco, 2006); (Methods & Durrans, 2003)

A expressão para o cálculo do caudal de ponta segundo o SCS é dada por: (Lencastre & Franco, 2006)

$$Qp = \frac{A \cdot k \cdot h_u}{3,6 \cdot tp} \quad (3.23)$$

Onde Qp [m³·s⁻¹] é o caudal de ponta, A [Km²] é a área da bacia, h_u [mm] corresponde à altura da precipitação útil, tp [h] é o tempo de crescimento e k é um fator de ponta adimensional, que varia entre 1 e 0,5, respectivamente para bacias muito declivosas ou bacias muito planas, sendo que em regra pode adotar-se 0,75.

Em que o tempo de crescimento, tp , é dado por:

$$tp = \frac{1}{2} \cdot tr + 0,6 \cdot tc \quad (3.24)$$

Sendo tr [h] a duração da precipitação útil e tc [h] o tempo de concentração da bacia.

A duração da precipitação útil, tr , é obtida pela subtração do tempo necessário para choverem as perdas iniciais (h_0), considerando a precipitação média constante durante todo o evento de precipitação, ou seja:

$$tr = t - \frac{h_0}{i} \quad (3.25)$$

Onde t [h] é a duração total do evento de precipitação, h_0 [mm] representa as perdas iniciais da chuva, e i [mm·h⁻¹] é a intensidade média, tomada como constante durante toda a chuva.

As perdas iniciais da precipitação, h_0 , são dadas em função do número de escoamento, CN (conforme descrito no Anexo II), pela seguinte expressão:

$$h_0 = \frac{5080}{CN} - 50,8 \tag{3.26}$$

Obtendo-se a altura da precipitação útil, h_u , por:

$$h_u = \frac{(h - h_0)^2}{h + 4 \cdot h_0} \quad \text{Se } h > h_0 \tag{3.27a}$$

$$h_u = 0 \quad \text{Se } h \leq h_0 \tag{3.27b}$$

Onde h [mm] é a altura total de precipitação e h_0 [mm] representa as perdas iniciais da precipitação. Na Figura 3.8, apresenta-se a representação gráfica das equações (3.27a) e (3.27b), relacionando a altura de precipitação útil, h_u , a partir da altura de precipitação total, h , para diferentes números de escoamento.

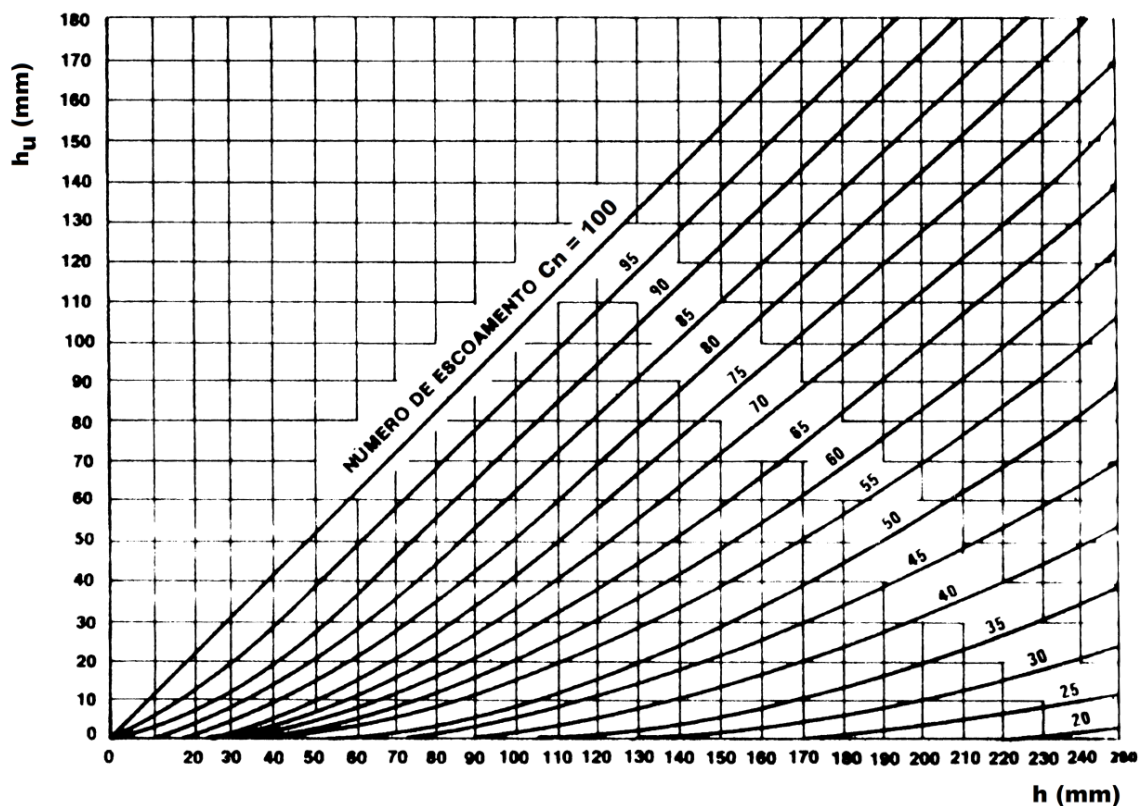


Figura 3.8 - Relação entre a altura de precipitação útil e a precipitação total em função do número de escoamento. (Lencastre & Franco, 2006)

No entanto, é de salientar que nos casos em que a duração da precipitação útil é superior ao tempo de concentração da bacia, o cálculo do caudal máximo, para dada frequência estatística tem de ser feito por tentativas, uma vez que a relação entre a altura de precipitação útil e a altura de precipitação total não é linear, exceto no caso de bacias impermeáveis, com CN=100. (Lencastre & Franco, 2006)

3.3.6.4. Fórmula de Mockus

Este método consiste na aplicação da equação 3.23) do SCS (descrita no subcapítulo 3.3.6.3), considerando que o valor máximo do caudal de ponta, Q_p , ocorre para o evento de precipitação útil com duração crítica, $(tr)_{crit}$, dada pela seguinte expressão: (Lencastre & Franco, 2006)

$$(tr)_{crit} = 2 \cdot \sqrt{tc} \quad (3.28)$$

Como tal, substituindo na equação 3.24), obtém-se o tempo de crescimento do hidrograma, dado pela seguinte expressão:

$$tp = \sqrt{tc} + 0,6 \cdot tc \quad (3.29)$$

Obtém-se portanto, pela substituição na equação 3.23), a seguinte expressão:

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \cdot \left[\frac{A \cdot k \cdot h_u}{\sqrt{tc} + 0,6 \cdot tc} \right] \quad (3.30)$$

Onde os termos têm o mesmo significado descrito no subcapítulo 3.3.6.3.

Note-se que, por definição a duração da precipitação útil crítica deve ser maior ou igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica, pelo que esta fórmula só é aplicável a bacias com tempo de concentração inferior a quatro horas. (Lencastre & Franco, 2006)

3.4. Cálculo Hidráulico

Os princípios de dimensionamento hidráulico dos sistemas de drenagem baseiam-se, essencialmente, em duas leis fundamentais da física:

- Lei da conservação da massa;
- Lei da conservação da energia.

Para uma melhor compreensão dos conceitos abordados nesta dissertação, enunciam-se as referidas leis, introduzindo os conceitos básicos do cálculo hidráulico necessários à conceptualização das bacias de retenção.

3.4.1. Lei da conservação da massa

O princípio da conservação da massa estipula que a massa que entra num sistema tem de ser igual à massa que sai do sistema, mais ou menos a variação da acumulação de massa no sistema. (Methods & Durrans, 2003)

Dado que a massa não pode ser criada ou destruída, considerando um fluido incompressível, ou seja com densidade constante, num determinado volume de controlo, as grandezas em jogo no período de tempo considerado (Δt), são a entrada de fluido (I), o armazenamento (S) e a saída (O), exprimindo-se pela equação seguinte:

$$S(t + \Delta t) = S(t) + I(t) \cdot \Delta t - O(t) \cdot \Delta t \quad (3.31a)$$

Reorganizando os termos da equação (3.31a), no limite, quando o intervalo de tempo, Δt , tende para zero, ficamos com:

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{S(t + \Delta t) - S(t)}{\Delta t} = I(t) - O(t) \quad (3.31b)$$

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - O(t) \quad (3.31c)$$

Considerando um tubo de fluxo e admitindo um escoamento permanente, ou seja, invariável no tempo, o diferencial $\frac{dS}{dt}$ toma valor nulo, escrevendo-se então:

$$I(t) = O(t) \quad (3.31d)$$

Os termos $I(t)$ e $O(t)$, são expressos em volume por unidade de tempo, sendo que esta equação traduz equação da continuidade, e com base nas hipóteses consideradas, expressa que o caudal que entra num dado volume de controlo no instante de tempo t , é igual ao caudal que sai no mesmo instante, então:

$$A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2 = Q \quad (3.31e)$$

3.4.2. Lei da conservação da energia

A energia mecânica total por unidade de peso de líquido (H), designada por carga hidráulica ou carga total, representa a soma das cargas de pressão $\left(\frac{p}{\gamma}\right)$, de posição (z) e de velocidade $\left(\frac{\alpha \cdot v^2}{2g}\right)$, sendo dada por: (Baptista & Lara, 2003)

$$H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \quad (3.32)$$

Onde p [$\text{Kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}$] é a pressão, γ [$\text{Kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-2}$] é o peso específico do líquido, v [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] é a velocidade média do escoamento, g [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \approx 9,81$), α [-] é o coeficiente de Coriolis e z [m] é a cota geométrica relativamente a um plano horizontal de referência.

Em fluidos reais em movimento permanente, simplificadamente, o coeficiente de Coriolis toma valor unitário e a carga total diminui ao longo do percurso, variando a cota da linha de energia devido ao trabalho realizado pelas forças resistentes por unidade de peso de líquido e por unidade de percurso (J), ou seja: (Lencastre & Franco, 2006); (Quintela, 2005)

$$\frac{d}{dS} \left(\frac{p}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g} \right) = -J \quad (3.33)$$

Onde J [-] é a perda de carga unitária ou perda de carga por unidade de percurso.

Desta forma, entre duas secções 1 e 2, é possível utilizar a equação da energia:

$$H_1 = H_2 + \Delta H \quad (3.34a)$$

$$\frac{p_1}{\gamma} + z + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H \quad (3.34b)$$

Onde ΔH [m] representa o somatório das perdas de carga localizada (Δh_l) e contínua (Δh_c) e os restantes termos têm o significado referido anteriormente.

Apresenta-se no Anexo VII, a metodologia proposta para a determinação das perdas de carga.

3.4.3. Escoamento

O escoamento dos caudais afluentes às bacias de retenção e o escoamento dos caudais efluentes, podem ocorrer em:

- **Superfície livre**, sendo exemplo deste tipo de escoamento, o que ocorre, quer em cursos de água naturais como rios e ribeiras, quer em canais artificiais com parte do seu contorno em contacto com a atmosfera, tal como passagens hidráulicas, condutas de esgoto, e em geral canalizações em que o escoamento não preenche a totalidade da secção interna;
- **Sob pressão**, neste tipo de escoamento, o gradiente de pressão não é desprezável, ocorrendo quando o escoamento no interior de um invólucro sólido fechado ocupa totalmente a secção, sendo exemplo os tipos de escoamento IV e VI descritos adiante no subcapítulo 3.4.4.3, bem quando se recorre a sistemas de bombagem, como em redes de abastecimento de água ou em situações como a drenagem em bacias de retenção enterradas. (Baptista & Lara, 2003)

No âmbito desta dissertação, tem elevado interesse o estudo hidráulico do escoamento, por forma a garantir que em episódios de precipitação intensa, os caudais descarregados pela bacia de retenção são compatíveis com as estruturas de drenagem pluvial a jusante, pelo que a determinação do volume de armazenamento necessário para a bacia de retenção, é feita em função do caudal de ponta afluente e a capacidade de vazão dessas mesmas estruturas.

No entanto, nesta dissertação, dá-se particular ênfase ao escoamento com superfície livre, dado que a grande maioria das canalizações de drenagem pluvial funciona sob esta forma.

3.4.3.1. Escoamento com superfície livre

De forma genérica, para cada secção do traçado de um canal, e para um determinado caudal, corresponde uma altura de lâmina de água escoada, em canais abertos deve garantir-se que esta altura de água é inferior à altura da secção por forma a evitar o transbordo, ou seja o caudal máximo a transportar deve ser inferior ao caudal admissível pela estrutura.

Numa abordagem prática admite-se que o escoamento se processa em regime permanente e uniforme. (Marques, et al., 2013); (Costa & Lança, 2011)

Quando o líquido escoado é a água, admite-se ainda que o escoamento é puramente turbulento, como tal podem aplicar-se leis de resistência empíricas, abordando-se nesta dissertação a equação de Gauckler-Manning-Strickler. (Quintela, 2005)

3.4.3.1.1. Equação de Gauckler-Manning-Strickler.

A equação de Gauckler-Manning-Strickler é dada por: (Quintela, 2005)

$$Q = K_s \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (3.35)$$

Onde K_s [$m^{1/3} \cdot s^{-1}$] é um coeficiente que depende da rugosidade do material, A [m^2] é a área da secção transversal do canal, J [$m \cdot m^{-1}$] é a perda de carga unitária e R_h [m] é o raio hidráulico, dado pela razão entre a área molhada (A_m) e o perímetro molhado (P_m), ou seja, $R_h = \frac{A_m}{P_m}$.

E a velocidade do escoamento é dada por:

$$v = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (3.36)$$

Na Tabela 3.12 apresenta-se o valor de K_s geralmente adotado para os materiais mais comuns, apresentando-se ainda na Tabela 7.7 e Tabela 7.8, presentes no Anexo IV, respectivamente, os valores do coeficiente de rugosidade, para condutos circulares e canais, o qual pode igualmente ser determinado a partir do coeficiente de rugosidade de Manning (n) pela relação $K_s = 1/n$.

Tabela 3.12 - Valor do coeficiente de rugosidade da fórmula de Gauckler-Manning-Strickler, K_s , para diferentes materiais.

Material	$K_s (m^{1/3} \cdot s^{-1})$
Ferro fundido não revestido	60
Ferro fundido revestido	70
Betão liso	75
PVC	110
PEAD	125

Dado que em regime uniforme a linha de energia é retilínea e paralela à superfície livre e ao perfil longitudinal do fundo do canal, a perda de carga unitária é dada pelo seno do ângulo θ , formado pelo perfil longitudinal do canal com a horizontal, e uma vez que, em regra, o ângulo θ é suficientemente pequeno, admite-se que:

$$J = \sin \theta \approx \tan \theta = i \quad (3.37)$$

Em secções circulares, a altura do escoamento (h), a área molhada (A_m) e o perímetro molhado (P_m) são dadas em função do ângulo ao centro (θ) em radianos, e de acordo com a Figura 3.9, estabelecem-se as seguintes relações: (Marques, et al., 2013)

$$h = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (3.38)$$

$$A_m = \frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin \theta) \quad (3.39)$$

$$P_m = \frac{D \cdot \theta}{2} \quad (3.40)$$

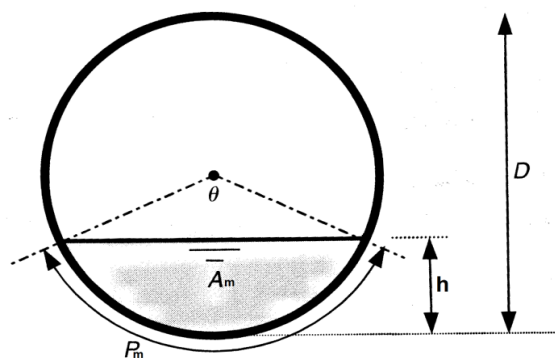


Figura 3.9 - Relações geométricas em secções circulares. (Marques, et al., 2013)

No entanto, salienta-se que no caso de secções circulares fechadas, como o caso de passagens hidráulicas com geometria circular, o caudal máximo não corresponde à máxima altura líquida com que o escoamento se processa na secção, dado que o aumento da área do escoamento com a altura

líquida não compensa a diminuição do raio hidráulico devido ao aumento do perímetro molhado, pelo que neste caso (Quintela, 2005) recomenda, no dimensionamento deste tipo de canais, a adoção de 0,80 como a máxima da relação h/D .

Na Tabela 7.12 presente no Anexo VIII, apresentam-se as relações geométricas para restantes secções mais comuns.

3.4.3.2. Controlo do escoamento

O controlo do escoamento pode ser feito por montante ou por jusante, em função das condições hidráulicas em que o mesmo se processa, sendo que uma das formas de determinar o tipo de controlo em causa consiste em analisar a energia específica para uma dada secção.

Como tal, a avaliação do tipo de controlo é feita pela definição da secção de controlo do escoamento, ou seja, a secção na qual, para um dado caudal e valor de energia específica mínima, corresponde uma única altura do escoamento, designando-se, essa altura por altura crítica. (Quintela, 2005); (Methods & Durrans, 2003)

Para um dado caudal constante numa secção de geometria conhecida, a altura líquida e a energia específica com que o caudal se pode escoar relacionam-se por: (Quintela, 2005)

$$E = h + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2} \quad (3.41)$$

Onde E [m] é a energia específica e representa a energia do escoamento por unidade de peso de líquido em relação ao fundo do canal, Q [m³] é o caudal, A [m²] é a área líquida do escoamento, h [m] é a altura líquida do escoamento e g [m·s⁻²] é a aceleração da gravidade ($g \approx 9,81$)

Num plano relacionando a energia específica (E) com a altura do escoamento (h), obtém-se uma curva com duas assíntotas, conforme representado na Figura 3.10.

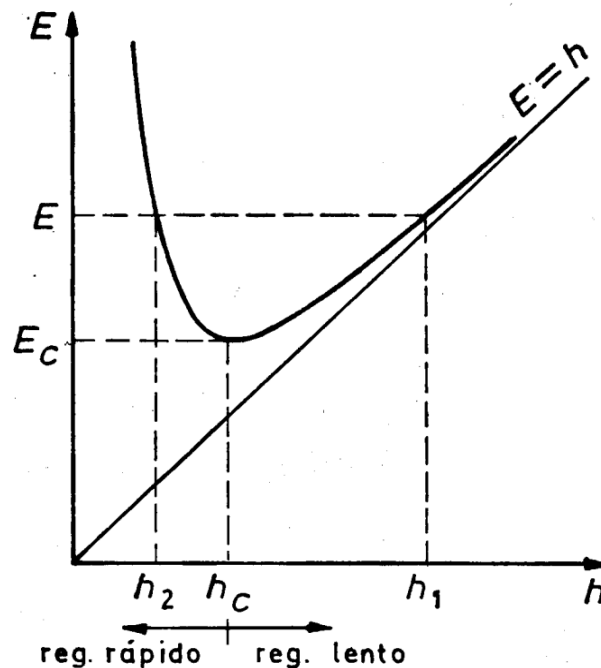


Figura 3.10 - Relação entre a altura do escoamento e a energia específica. (Quintela, 2005)

A curva dada pela equação (3.41) tem um mínimo, que corresponde à menor energia específica com que o caudal (Q) se pode escoar na secção considerada, sendo que nestas condições o regime diz-se crítico, e a altura correspondente designa-se altura crítica. (Quintela, 2005)

Quando o escoamento não é crítico, para o mesmo valor de energia específica tem-se duas alturas possíveis, e consoante a altura do escoamento é superior ou inferior à altura crítica, o escoamento diz-se, respectivamente, lento ou rápido, sendo que: (Quintela, 2005)

- O regime lento é controlado por condições que se estabelecem a jusante;
- O regime rápido é controlado por montante.

Pela condição de ser mínima a energia específica, podem obter-se os parâmetros relativos ao regime crítico através da seguinte relação:

$$\frac{dE}{dh} = 0 \quad (3.42a)$$

$$1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dh} = 0 \quad (3.42b)$$

Apresenta-se no Anexo III, a dedução das respectivas equações para a determinação da altura crítica em secções trapezoidais e circulares.

A inclinação crítica de um canal pode ser obtida através da fórmula de Gauckler-Manning-Strickler, considerando a altura crítica do escoamento (h_c), ou seja:

$$ic = \left(\frac{Q}{K \cdot Ac \cdot Rc^{2/3}} \right)^2 \quad (3.43)$$

Sendo Ac a área crítica do escoamento e Rc o raio hidráulico crítico do escoamento, dados em função da altura crítica, hc .

3.4.4. Estruturas de regulação do caudal

A descarga em bacias de retenção pode ser feita por orifícios, descarregadores de superfície ou condutos, pelo que se apresenta de seguida os vários tipos, e respectivas formulações de dimensionamento.

A descarga das estruturas de controlo do escoamento processa-se em função da altura de água no interior da bacia, pelo que, à medida que a bacia vai enchendo, maior é o caudal efluente.

Excetua-se do parágrafo anterior as estruturas de regulação dinâmica do escoamento, dado que estas funcionam associadas a flutuadores ou comportas automatizadas, condicionando a abertura ou fecho dos dispositivos perante a altura de água medida no interior da bacia, permitindo a descarga de um caudal constante, no entanto estas últimas não são abordadas nesta dissertação, e de seguida apenas se referem alguns dos dispositivos mais comuns de controlo do escoamento estáticos.

3.4.4.1. Orifícios

Os orifícios consistem numa abertura de geometria conhecida e como tal é possível, à partida, estabelecer a respectiva lei de descarga, sendo que a análise hidráulica de orifícios, consiste na aplicação da equação da energia entre dois pontos situados a montante e jusante dos mesmos, e no caso de orifícios em parede delgada, a equação de dimensionamento é dada por:

$$Q = Cd \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (3.44)$$

Onde Cd [-] é o coeficiente de descarga, A [m^2] é a área do orifício, g [$m \cdot s^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \approx 9,81$) e H [m] é carga hidráulica.

Quando o orifício se encontra submerso, a carga hidráulica H , corresponde à diferença de altura livre a montante e jusante do orifício, no caso de orifícios com saída livre, h é dado pela diferença entre a altura de água a montante e o centro do orifício. (Methods & Durrans, 2003)

O coeficiente de descarga pode ser obtido pela Tabela 3.14, ou de forma prática, o coeficiente de descarga para orifícios com bordos rectos pode tomar-se igual 0,60, ou no caso do orifício apresentar bordas irregulares pode adotar-se 0,40. (Methods & Durrans, 2003); (Quintela, 2005)

3.4.4.2. Descarregadores de superfície

Os descarregadores de superfície são, geralmente, implantados em bacias de retenção na parte superior do dique de jusante, como sistema de segurança, para situações em que o volume de água afluyente é superior ao volume de armazenamento máximo da bacia de retenção, ou seja quando é ultrapassada a capacidade máxima das estruturas de descarga em condições normais.

Apresentam-se as equações de dimensionamento para descarregadores de soleira espessa horizontal, e descarregadores de parede delgada, com geometria retangular, trapezoidal e triangular (Ver Figura 3.11)

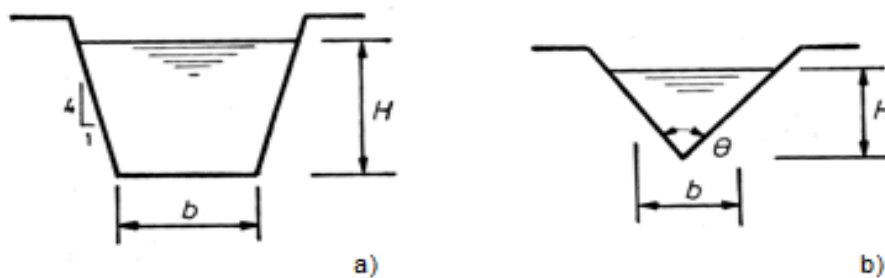


Figura 3.11 - Esquema de descarregador a) Cipolletti e b) triangular. (Quintela, 2005)

3.4.4.2.1. Descarregador retangular de parede delgada

A equação de dimensionamento é dada por: (Lima, Raminhos, & Silva, 2008)

$$Q = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (L - 0,1 \cdot N \cdot H) \cdot H^{3/2} \quad (3.45)$$

Onde, Cd [-] é o coeficiente de descarga, g [$m \cdot s^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \cong 9,81$), H [m] é a altura de água medida acima da crista do descarregador, L [m] é a largura da crista do descarregador e N é o número de contrações do descarregador, utilizando-se $N=0$ quando o descarregador ocupa toda a largura da secção de saída e $N=2$ no caso de haver dupla contração.

Para fins práticos, o coeficiente de descarga (Cd) pode ser dado por: (Methods & Durrans, 2003)

$$Cd = 0,611 + 0,075 \cdot \frac{H}{Hw} \quad (3.46)$$

Onde H [m] é a altura de água acima da crista do descarregador e Hw [m] é a distância vertical entre a crista do descarregador e a base da bacia de retenção.

3.4.4.2. Descarregador triangular de parede delgada

A equação de dimensionamento é dada por: (Quintela, 2005)

$$Q = \frac{8}{15} \cdot Cd \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \tan \frac{\theta}{2} \cdot H^{5/2} \quad (3.47)$$

Onde **Cd** [-] é o coeficiente de descarga, **g** [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \cong 9,81$), **θ** [rad] é o ângulo da abertura triangular e **H** [m] é a altura de água medida acima da crista do descarregador.

Geralmente o valor do coeficiente de vazão, Cd, adotado é de 0,58. (Lima, Raminhos, & Silva, 2008)

3.4.4.2.3. Descarregador Cipolletti

Este tipo de descarregador é bastante utilizado em bacias de retenção, caracterizando-se por apresentar secção trapezoidal com os lados a inclinados na relação 1/4, com o objectivo de evitar o efeito de contração, sendo a equação de dimensionamento dada por: (Matias, 2006); (Quintela, 2005)

$$Q = 0,42 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \quad (3.48)$$

Onde **b** [m] é a largura da base do descarregador, **g** [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \cong 9,81$) e **H** [m] é a altura de água medida acima da crista do descarregador.

3.4.4.2.4. Descarregador de soleira espessa horizontal

Um descarregador de soleira espessa caracteriza-se por apresentar a espessura da crista maior ou igual a $\frac{2}{3} \cdot H$, sendo a equação de dimensionamento dada por: (Lima, Raminhos, & Silva, 2008)

$$Q = L \cdot Cd \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot H\right)^{3/2} \quad (3.49)$$

Onde **Cd** [-] é o coeficiente de descarga, **L** [m] é a largura da crista descarregador, **g** [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \cong 9,81$) e **H** [m] é a altura de água medida acima da crista do descarregador.

Para fins práticos, é comum considerar-se o coeficiente de descarga, Cd=0,98. (Lima, Raminhos, & Silva, 2008)

3.4.4.3. Aquedutos

A descarga de bacias de retenção ocorre frequentemente por condutos, os quais quando referentes ao transporte de água designam-se aquedutos, ou passagem hidráulica quando são instalados sob uma via rodoviária.

Numa bacia de retenção, geralmente, o escoamento numa secção genérica imediatamente antes da entrada de aquedutos é lento, no entanto, o regime de escoamento no interior pode ser lento, crítico ou rápido, e como tal o escoamento pode ser controlado por jusante ou montante, sendo que consoante o tipo considerado, são utilizados diferentes fatores no dimensionamento dos aquedutos. (Bodhaine, 1982)

Em aquedutos com controlo a montante, a secção de controlo situa-se à entrada e o escoamento ocorre geralmente em superfície livre, sendo que as características da secção de entrada controlam a capacidade máxima, uma vez que o aqueduto é capaz de transportar mais água do que a capacidade de tomada de água da secção de entrada, e como tal, as condições hidráulicas a jusante da entrada não influenciam a capacidade de vazão do aqueduto. (USDCM, 2001); (Methods & Durrans, 2003)

Com controlo a montante, os principais fatores que determinam a capacidade máxima de vazão são a altura de água a montante, inclinação do aqueduto e a configuração da secção de entrada, ou seja a geometria e forma dos bordos, que tem especial influência, no efeito de contração e conseqüente redução da veia líquida do escoamento, inferior à área da secção do aqueduto, conforme se ilustra na Figura 3.12a) e Figura 3.12b). (Methods & Durrans, 2003); (USDCM, 2001)

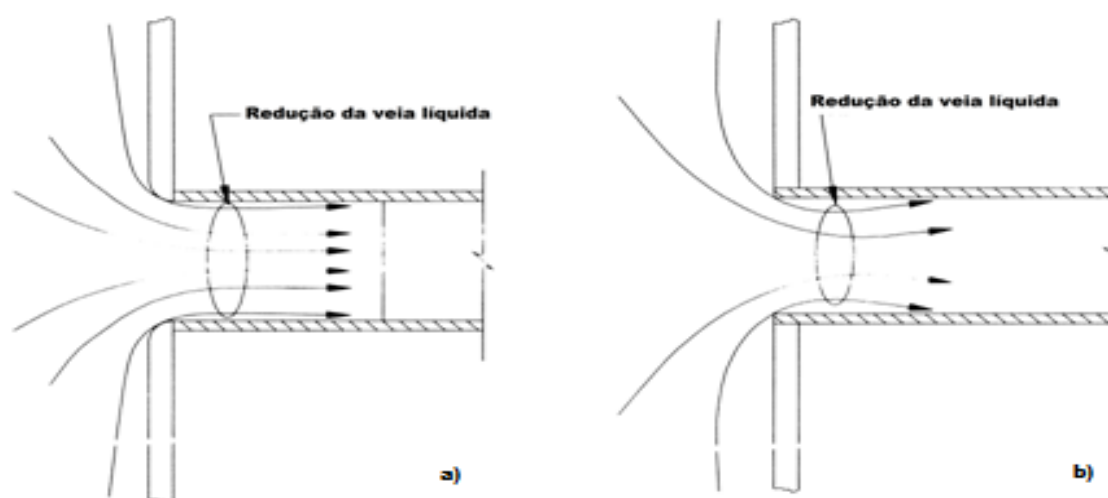


Figura 3.12 - Efeito de redução da veia líquida, a) bordos arredondados b) bordos retos. (Methods & Durrans, 2003)

Em aquedutos com controlo a jusante, a secção de entrada é capaz de receber mais escoamento do que o aqueduto é capaz de transportar, pelo que a secção de controlo situa-se à saída do aqueduto e a capacidade de vazão máxima do aqueduto depende das perdas de carga à entrada, altura de água a montante, altura de água a jusante, rugosidade do material, comprimento, inclinação e a altura ou diâmetro do aqueduto. (USDCM, 2001)

Segundo (Bodhaine, 1982), consideram-se seis tipos de escoamento em aquedutos, em função do tipo de controlo do escoamento, e como tal, a partir das equações da conservação da massa e da energia,

para os seis tipos de escoamento descritos seguidamente, foram determinadas as respectivas equações de dimensionamento, sendo cada um dos tipos considerado em função das condições hidráulicas do aqueduto.

Na Figura 3.13, representa-se o perfil tipo de um aqueduto, com a respectiva nomenclatura a utilizar.

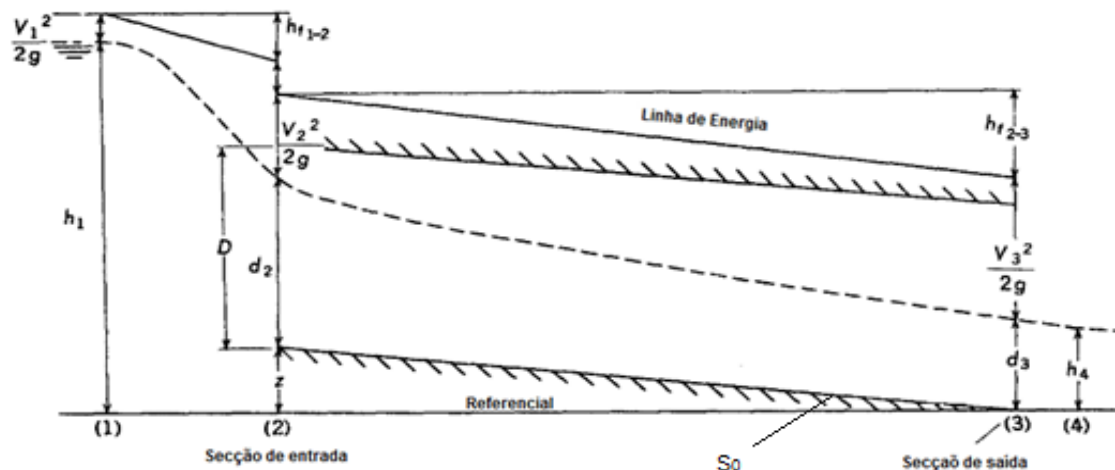


Figura 3.13 - Perfil tipo de um aqueduto e respectiva simbologia. (Bodhaine, 1982)

É comum na bibliografia designar-se, a diferença $(h_1 - z)$ por H_w (do inglês “headwater”) e a altura h_4 por T_w (do inglês “tailwater”).

3.4.4.3.1. Tipo I - Altura crítica à entrada

Este tipo de escoamento ocorre em superfície livre, sendo o escoamento controlado por montante e a secção crítica encontra-se na entrada do aqueduto.

Para a consideração do escoamento do tipo I, devem ser verificadas as seguintes condições:

- A inclinação do aqueduto (S_0) deve ser superior à inclinação crítica (S_c);
- A altura de água a jusante (h_4) deve ser inferior à altura de água na secção de controlo;
- A relação entre a altura de água a montante ($h_1 - z$) e o diâmetro do aqueduto deve ser inferior a 1,5.

A equação de dimensionamento é dada por:

$$Q_d = Cd \cdot A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_1 - z + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} - h_c - \Delta H_{1-2} \right)} \quad (3.50)$$

3.4.4.3.2. Tipo II - Altura crítica à saída

Este tipo de escoamento ocorre em superfície livre, sendo o escoamento controlado por jusante e a secção crítica ocorre à saída do aqueduto.

Para a consideração do escoamento do tipo II, devem ser verificadas as seguintes condições:

- A inclinação do aqueduto (S_0) deve ser inferior à inclinação crítica (S_c);
- A altura de água a jusante (h_4) deve ser inferior à altura de água na secção de controlo;
- A relação entre a altura de água a montante (h_1-z) e o diâmetro do aqueduto deve ser inferior a 1,5.

A equação de dimensionamento é dada por:

$$Q_d = Cd \cdot A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} - h_c - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)} \quad (3.51)$$

3.4.4.3.3. Tipo III - Escoamento lento em toda a extensão

Este tipo de escoamento ocorre em superfície livre, sendo o escoamento controlado por jusante e a secção crítica ocorre à saída do aqueduto, caracterizando-se por se verificar o regime lento em toda a extensão do aqueduto.

Para a consideração do escoamento do tipo III, devem ser verificadas as seguintes condições:

- A altura de água a jusante (h_4) deve ser inferior ao diâmetro do aqueduto, mas superior à altura crítica na secção de saída;
- A relação entre a altura de água a montante (h_1-z) e o diâmetro do aqueduto deve ser inferior a 1,5.

A equação de dimensionamento é dada por:

$$Q_d = Cd \cdot A_c \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2 \cdot g} - h_3 - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)} \quad (3.52)$$

3.4.4.3.4. Tipo IV - Saída submersa

Neste tipo de escoamento, quer a entrada, quer a saída do aqueduto encontram-se submersas, verificando-se escoamento sob pressão em toda a extensão do aqueduto.

Para a consideração do escoamento do tipo IV, devem ser verificadas as seguintes condições:

- A relação entre a altura de água a jusante (h_4) e o diâmetro do aqueduto deve ser superior a 1,0;
- A relação entre a altura de água a montante (h_1-z) e o diâmetro do aqueduto deve ser superior a 1,0.

A equação de dimensionamento é dada por:

$$Q_d = Cd \cdot A_0 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_4)}{1 + \frac{29 \cdot Cd^2 \cdot n^2 \cdot L}{R_0^{4/3}}}} \quad (3.53)$$

3.4.4.3.5. Tipo V - escoamento rápido à entrada

Este tipo de escoamento ocorre em superfície livre, verificando-se o regime rápido à entrada do aqueduto e a altura do escoamento em todo o aqueduto é inferior à altura crítica.

Para a consideração do escoamento do tipo V, devem ser verificadas as seguintes condições:

- A relação entre a altura de água a jusante (h_4) e o diâmetro do aqueduto deve ser inferior a 1,0;
- A relação entre a altura de água a montante (h_1-z) e o diâmetro do aqueduto deve ser superior a 1,5.

No escoamento do tipo V, segundo (Methods & Durran, 2003), o dimensionamento hidráulico dos aquedutos é feito tal como o dimensionamento de orifícios, devido à redução da veia líquida, a máxima capacidade de vazão do aqueduto depende da capacidade da secção de entrada, sendo a equação de dimensionamento dada por:

$$Q_d = Cd \cdot A_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - z)} \quad (3.54)$$

3.4.4.3.6. Tipo VI - Secção cheia com saída livre

Este tipo de escoamento ocorre sob pressão, com a saída livre.

Para a consideração do escoamento do tipo VI, devem ser verificadas as seguintes condições:

- A relação entre a altura de água a jusante (h_4) e o diâmetro do aqueduto deve ser inferior a 1,0;
- A relação entre a altura de água a montante (h_1-z) e o diâmetro do aqueduto deve ser superior a 1,5.

A equação de dimensionamento é dada por:

$$Q_d = Cd \cdot A_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_3 - \Delta H_{2-3})} \quad (3.55)$$

Onde Q_d [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de dimensionamento, A_0 [m^2] é a área da secção do aqueduto, D [m] é o diâmetro ou altura do aqueduto, S_0 [-] é a inclinação longitudinal do aqueduto, S_c [-] é a inclinação crítica, Cd [-] é o coeficiente de descarga, h_c [m] é a altura crítica, A_c [m^2] é a área crítica do escoamento, v [$m \cdot s^{-1}$] é a velocidade média do escoamento, n [-] é o coeficiente de rugosidade de Manning ($n = 1/K_s$, sendo K_s o coeficiente de rugosidade descrito no Anexo IV), R_0 [m] é o raio hidráulico da secção do aqueduto, ΔH [m] é a perda de carga entre os pontos considerados, g [$m \cdot s^{-2}$] é a aceleração da gravidade ($g \cong 9,81$) e α_1 [-] é o coeficiente de Coriolis.

Apresenta-se na Tabela 7.9, presente no Anexo VI, para os seis tipos de escoamento considerados, a representação esquemática das condições de funcionamento.

As perdas de carga contínuas e localizadas são determinadas de acordo com a metodologia apresentada no Anexo VII.

No caso de bacias de retenção, sempre que possível devem considerar-se os tipos de escoamento I e V, ou seja, escoamento em superfície livre e controlo a montante, correspondendo às condições em que a bacia começa a encher, e portanto $\frac{(h_1-z)}{D} < 1,5$, e numa fase posterior ao enchimento, quando $\frac{(h_1-z)}{D} \geq 1,5$. A consideração destes dois tipos de escoamento permite uma abordagem mais prática, dado que, sendo o escoamento controlado por montante, os fatores condicionantes no caudal máximo admissível são apenas a secção de entrada, a altura de água a montante e a inclinação do conduto. (Mano, 2008) Quando o controlo do escoamento é a jusante, pode ainda recorrer-se à fórmula de Gauckler-Manning-Strickler (apresentada no subcapítulo 3.4.3.1.1) para o dimensionamento dos aquedutos.

3.4.4.3.7. Coeficientes de descarga, Cd

No caso dos escoamentos I, II e III, em estruturas de entrada com os bordos rectos, o coeficiente de descarga é dado pelo gráfico representado na Figura 3.14.

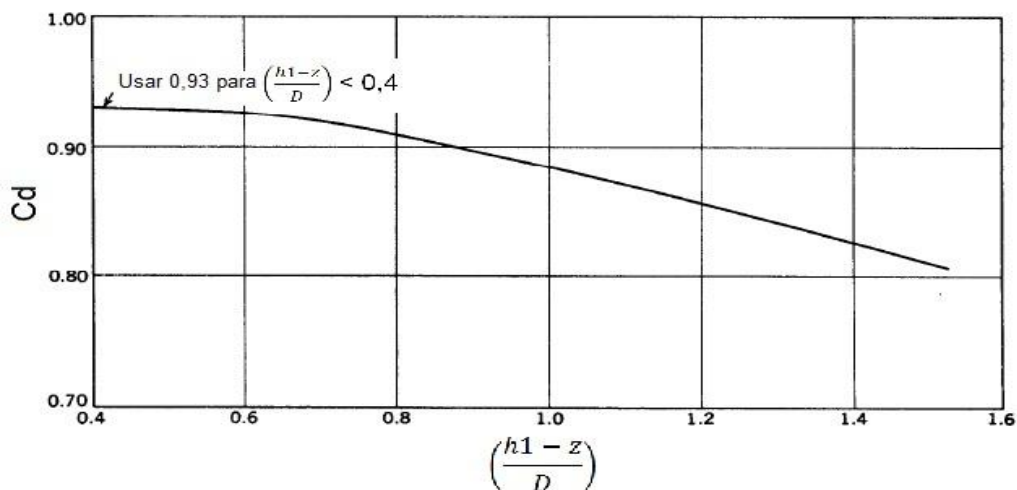


Figura 3.14 - Coeficiente de descarga em escoamentos do tipo I, II e III. (Bodhaine, 1982)

Quando os bordos da secção de entrada forem em bisel ou do tipo arredondado, os valores obtidos devem ser ajustados por intermédio de um coeficiente de correção, k_w ou k_f , obtido respectivamente, pelos gráficos representados na Figura 3.15 ou Figura 3.16.

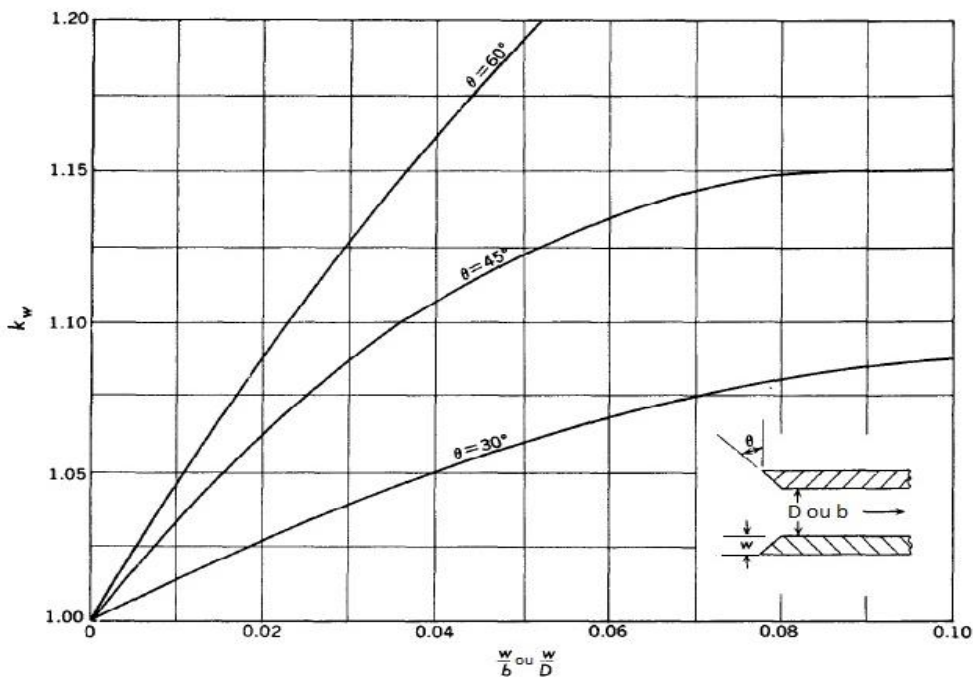


Figura 3.15 - Coeficiente de correção para secções de entrada com bordos em bisel. (Bodhaine, 1982)

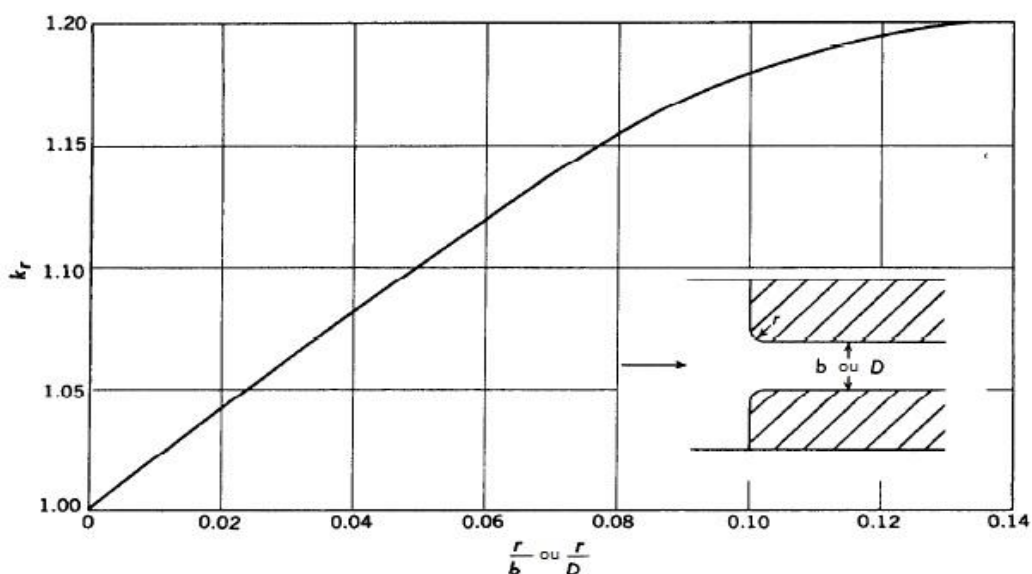


Figura 3.16 - Coeficiente de correção para secções de entrada com bordos arredondados. (Bodhaine, 1982)

Nos escoamentos do tipo IV e VI, com estruturas de entrada com bordos rectos, o coeficiente de descarga é determinado por interpolação dos valores da Tabela 3.13, e no caso da estrutura de entrada apresentar bordos em bisel ou arredondados, os valores da Tabela 3.13 devem ser ajustados por intermédio de um coeficiente de correção, k_w ou k_f , obtido respectivamente, pelos gráficos representados na Figura 3.15 ou Figura 3.16.

Tabela 3.13 - Coeficiente de descarga, C_d , para os tipos IV e VI. (Bodhaine, 1982)

r/D ou w/D	C_d
0,00	0,84
0,02	0,88
0,04	0,91
0,06	0,94
0,08	0,96
0,10	0,97
0,12	0,98

No escoamento do tipo V, tal como no caso de orifícios, o coeficiente de descarga é determinado pela Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Coeficiente de descarga, Cd, para o escoamento do tipo V. (Bodhaine, 1982)

$\left(\frac{h_1 - z}{D}\right)$	r/D ou w/D						
	0,00	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,14
1,4	0,44	0,46	0,49	0,50	0,50	0,51	0,51
1,5	0,46	0,49	0,52	0,53	0,53	0,54	0,54
1,6	0,47	0,51	0,54	0,55	0,55	0,56	0,56
1,7	0,48	0,52	0,55	0,57	0,57	0,57	0,57
1,8	0,49	0,54	0,57	0,58	0,58	0,58	0,58
1,9	0,50	0,55	0,58	0,59	0,60	0,60	0,60
2,0	0,51	0,56	0,59	0,60	0,61	0,61	0,62
2,5	0,54	0,59	0,62	0,64	0,64	0,65	0,66
3,0	0,55	0,61	0,64	0,66	0,67	0,69	0,70
3,5	0,57	0,62	0,65	0,67	0,69	0,70	0,71
4,0	0,58	0,63	0,66	0,68	0,70	0,71	0,72
5,0	0,59	0,64	0,67	0,69	0,71	0,72	0,73

Capítulo IV

4. DIMENSIONAMENTO DE BACIAS DE RETENÇÃO

Neste ponto abordam-se diversos aspetos necessários à modelação de bacias de retenção, nomeadamente no que diz respeito às fases do projeto, conceção de hidrogramas, relações hidráulicas e de armazenamento na bacia de retenção e alguns métodos frequentemente utilizados na determinação do volume de armazenamento necessário para a redução do pico do escoamento.

4.1. Fases do Projecto

De forma genérica, para a conceptualização de bacias de retenção podem considerar-se os seguintes elementos de projecto:

a) Definição dos elementos de base

Nesta fase devem ser definidas as características hidráulicas e hidrogeológicas da bacia hidrográfica bem como a idealização da bacia de retenção a implantar, referindo-se os seguintes parâmetros:

- Relativos à bacia hidrográfica, consistindo na delimitação da bacia hidrográfica ou consideração de sub-bacias e cálculo das respectivas áreas, caracterização dos solos e respectiva ocupação, relevo, rede de drenagem natural e estruturas de drenagem pluvial urbana;
- Relativos à implantação da bacia de retenção, nomeadamente a localização de implantação, espaço disponível, tipologia a adoptar, nível freático local, caudais de estiagem, e ainda aspetos logísticos como a caracterização dos impactes ambientais e estéticos da opção adotada, caracterização qualitativa do funcionamento da bacia de retenção, período de retorno a adoptar para a obra e demais condicionantes.

b) Dimensionamento hidrológico

Neste ponto caracteriza-se o comportamento hidrológico da bacia ou sub-bacias consideradas, como o tempo de concentração, intensidade média máxima em função do período de retorno e da região pluviométrica em que a bacia hidrográfica se localiza, determinação do caudal de projecto.

c) Dimensionamento hidráulico

Nesta fase procede-se à análise da rede de drenagem pluvial da região em estudo, nomeadamente passagens hidráulicas e canais de drenagem a jusante do local de implantação da bacia de retenção, por forma a determinar o caudal máximo admissível por essas estruturas. Dimensionam-se os dispositivos de descarga da bacia de retenção em função da capacidade do meio recetor, e com base nos caudais afluentes máximos e efluentes admissíveis determina-se o volume de armazenamento necessário para a bacia de retenção.

d) Dimensionamento da estrutura física

Em função do volume a reter e da disponibilidade de espaço no local de implantação, definem-se os parâmetros relativos à estrutura física da bacia, nomeadamente a área do espelho de água para o volume de armazenamento máximo, profundidade, inclinação dos

taludes, dispositivos de descarga em condições normais e de emergência e restantes critérios de segurança.

4.2. Conceitos Gerais

Introduz-se neste ponto alguns dos conceitos básicos necessários à modelação hidráulica de bacias de retenção.

4.2.1. Concepção de hidrogramas

Na ausência de dados hidrométricos para a região em análise, nomeadamente registos históricos de caudais, cheias etc., pode recorrer-se aos métodos simplificados seguidamente descritos para a determinação dos hidrogramas de cheia, a partir dos parâmetros determinados com base nos métodos abordados no Capítulo III.

4.2.1.1. Hidrograma triangular simplificado

O hidrograma triangular simplificado, Figura 4.1, é elaborado admitindo que o pico do hidrograma corresponde ao caudal de ponta, Q_p , e ocorre no fim do tempo de crescimento, t_p , sendo, por simplificação, este valor tomado igual ao tempo de concentração da bacia, t_c , ou seja $t_p = t_c$. (VDOT, 2002)

O tempo de base do hidrograma, T_b , corresponde à duração da afluência do escoamento à bacia de retenção, ou seja, à soma dos tempos de ascensão e de recessão do hidrograma, sendo que, (Akan & Houghtalen, 2003) recomenda a adoção de $T_b = 2.67t_c$, ou de forma genérica, este método admite alguma arbitrariedade na escolha do tempo de base do hidrograma, podendo o projetista considerar uma das seguintes expressões para a sua determinação: (VDOT, 2002); (Lima, Silva, & Raminhos, 2006)

$$T_b = 1,5 \cdot t_c \quad (4.1a)$$

$$T_b = 2,0 \cdot t_c \quad (4.1b)$$

$$T_b = 3,0 \cdot t_c \quad (4.1c)$$

Onde T_b [h] é o tempo de base do hidrograma e t_c [h] é o tempo de concentração da bacia.

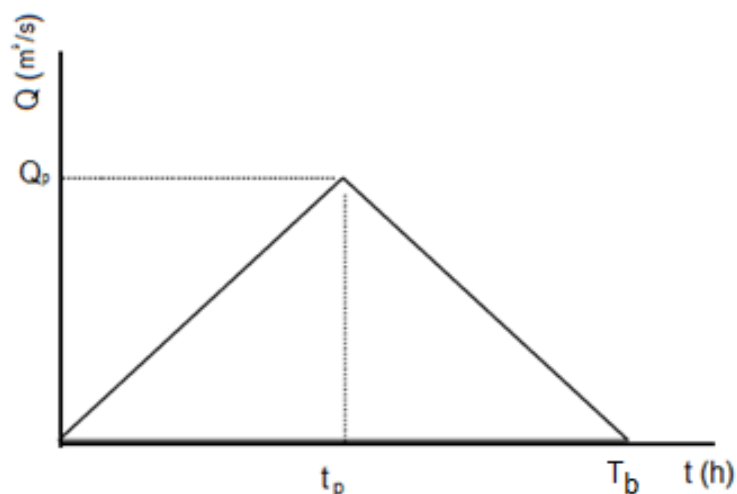


Figura 4.1 - Representação do hidrograma triangular simplificado.

4.2.1.2. Hidrograma sintético adimensional do Soil Conservation Service

Pelo estudo de inúmeras bacias hidrográficas, com diferentes características geográficas e de cobertura do solo, o Soil Conservation Service (SCS), desenvolveu um hidrograma sintético adimensional, representando no eixo horizontal a duração, em função da relação t/t_p , e no eixo vertical o caudal, dado a partir da relação Q/Q_p , definindo assim a forma média dos hidrogramas referentes ao conjunto de dados analisados (ver Figura 4.2). (Methods & Durrans, 2003)

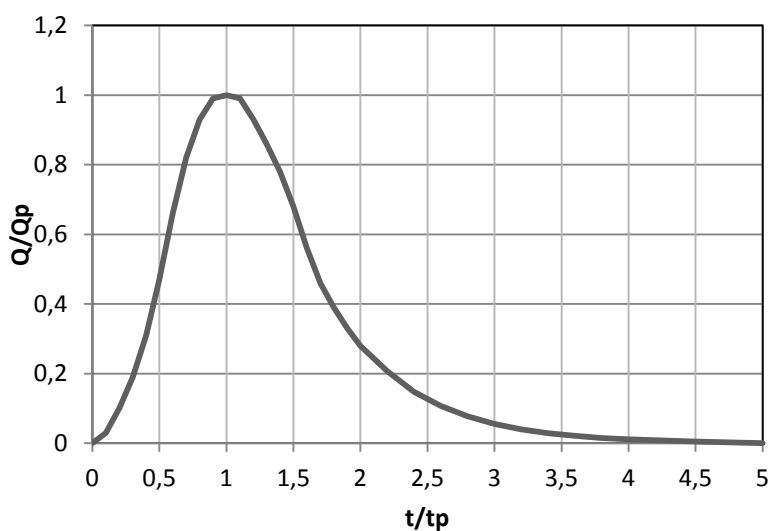


Figura 4.2 - Hidrograma sintético adimensional do SCS.

Este método permite a definição do hidrograma para um dado evento de precipitação conhecendo-se o caudal de ponta, Q_p , e o tempo de crescimento do hidrograma, t_p , a partir das relações estabelecidas pelo SCS do hidrograma sintético adimensional, sendo os coeficientes a utilizar para estas relações apresentados na Tabela 4.1.

A determinação do hidrograma de cheia consiste na multiplicação dos coeficientes presentes na Tabela 4.1, referentes às relações t/t_p e Q/Q_p , respectivamente, pelo valor do tempo de crescimento do hidrograma e pelo caudal de ponta, obtendo-se um conjunto de 33 pontos que definem as coordenadas (Q,t) do hidrograma.

Tabela 4.1 - Relações t/t_p e Q/Q_p do hidrograma sintético adimensional do SCS. (Methods & Durrans, 2003)

t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0,0	0,000	1,1	0,990	2,4	0,147
0,1	0,030	1,2	0,930	2,6	0,107
0,2	0,100	1,3	0,860	2,8	0,077
0,3	0,190	1,4	0,780	3,0	0,055
0,4	0,310	1,5	0,680	3,2	0,040
0,5	0,470	1,6	0,560	3,4	0,029
0,6	0,660	1,7	0,460	3,6	0,021
0,7	0,820	1,8	0,390	3,8	0,015
0,8	0,930	1,9	0,330	4,0	0,011
0,9	0,990	2,0	0,280	4,5	0,005
1,0	1,000	2,2	0,207	5,0	0,000

4.2.1.3. Hidrograma de cheia de Giandotti

Trata-se de um método quase expedito para a determinação do hidrograma resultante de uma precipitação, de intensidade considerada constante, e admitindo que a duração é igual ao tempo de concentração da bacia de drenagem em análise. (Pais & Moreira, 2005)

À semelhança do hidrograma triangular simplificado, o hidrograma de cheia de Giandotti tem um pico correspondendo ao caudal de ponta, o qual ocorre no fim do tempo de concentração, no entanto este método introduz dois parâmetros η e γ , determinados em função da área da bacia hidrográfica, conforme se apresenta na Tabela 4.2.

Desta forma, Giandotti considera que as curvas de crescimento e de recessão apresentam declive diferente a partir do caudal médio (Q_{med}), pelo que o hidrograma de cheia apresenta a forma representada na Figura 4.3.

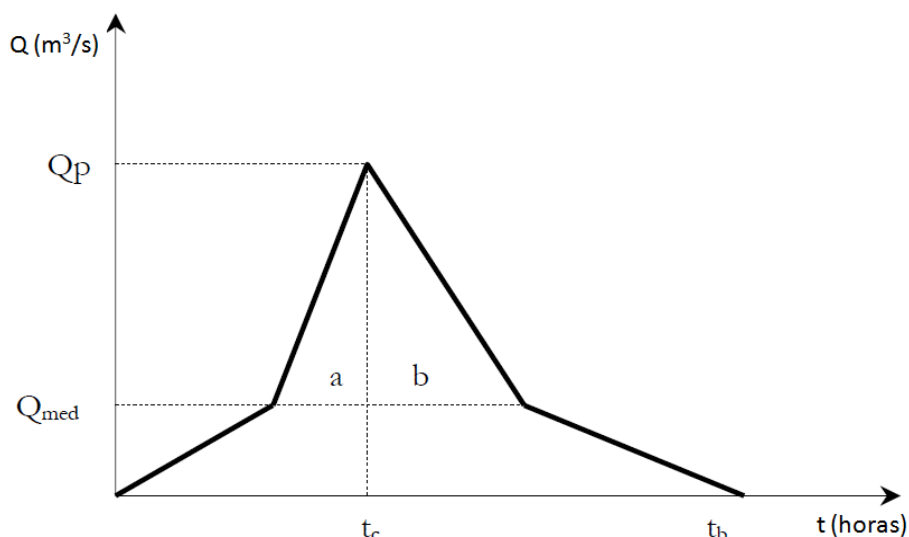


Figura 4.3 - Hidrograma de cheia de Giandotti. (Pais & Moreira, 2005)

Os parâmetros que caracterizam o hidrograma de cheia de Giandotti são dados pelas seguintes expressões: (Pais & Moreira, 2005)

$$Q_{med} = \frac{Q_p}{\gamma} \quad (4.2a)$$

$$t_b = \eta \cdot t_c \quad (4.2b)$$

$$a = \frac{t_c}{\gamma} \quad (4.2c)$$

$$b = \frac{(t_b - t_c)}{\gamma} \quad (4.2d)$$

Onde Q_{med} [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal médio determinado em função da área da bacia hidrográfica, Q_p [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de ponta, t_b [h] é o tempo de base do hidrograma, t_c [h] é o tempo de concentração da bacia hidrográfica, η [-] e γ [-] são parâmetros que dependem da área da bacia hidrográfica, a [h] e b [h] são parâmetros referentes à construção do hidrograma.

Tabela 4.2 - Valores dos parâmetros η e γ do hidrograma de cheia de Giandotti em função da área da bacia hidrográfica. (Pais & Moreira, 2005)

Área da bacia hidrográfica (Km ²)	η	γ
< 300	10	4
300 - 500	8	4
500 - 1000	8	4,5
1000 - 8000	6	5
8000 - 20000	6	5,5
20000 - 70000	6	6

4.2.2. Relação Nível de água - Volume

Para cada profundidade ou altura de água da superfície livre em relação ao fundo da bacia de retenção, corresponde um determinado volume de água retido no interior. (Methods & Durrans, 2003)

Conhecidas a geometria da secção e as dimensões da bacia de retenção, estabelece-se a relação entre a altura de água (h) e o volume ocupado (V), dado que o volume de armazenamento é função da altura de água, isto é, $V = f(h)$, a partir de fórmulas do volume de sólidos.

- Em de bacias de retenção com configuração da secção transversal trapezoidal pode utilizar-se a fórmula da secção prismática dada por: (Methods & Durrans, 2003)

$$V = L \cdot W \cdot h + (L + W) \cdot z \cdot h^2 + \frac{4}{3} \cdot z^2 \cdot h^3 \quad (4.3)$$

Onde V [m^3] é o volume de água armazenado, W [m] é a largura do fundo, L [m] é o comprimento da base, h [m] é a altura de água no interior da bacia de retenção e z [m/m] é a inclinação das bermas.

No caso de bacias de retenção com configuração irregular, em que não é possível estabelecer a relação entre o volume e a altura de água a partir de fórmulas de secções conhecidas, pode recorrer-se a software de computação gráfica (p.e. Autocad, Arcgis, etc.), ou, através de métodos de análise finita, como o método da média das áreas ou o método cónico que se expõem de seguida, é possível determinar o volume em função da área do espelho de água e a respectiva profundidade, através de incrementos de variação do volume para cada diferença de profundidade, ou seja:

$$V_2 = V_1 + \Delta V \quad (4.4)$$

4.2.2.1. Método da média das áreas

Este método admite uma relação média linear entre as áreas da superfície livre da água para cada incremento de volume, ou seja:

$$\Delta V = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot (h_2 - h_1) \quad (4.5)$$

Onde ΔV [m^3] é a variação do volume, A_1 [m^2] e A_2 [m^2] são as áreas da superfície livre da água, respectivamente às profundidades h_1 [m] e h_2 [m].

No entanto, em bacias de retenção com taludes inclinados, a relação entre o volume e a profundidade é de segunda ordem, como tal, devem ser utilizados incrementos suficientemente pequenos por forma a reduzir o erro associado, ou em alternativa pode recorrer-se ao método cónico.

4.2.2.2. Método cónico

Este método aplica uma geometria cónica a cada incremento de volume, aproximando a relação não linear entre a altura de água no interior da bacia e a área de espelho de água correspondente, sendo a expressão de cálculo dada por:

$$\Delta V = \left(\frac{h_2 - h_1}{3} \right) \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad (4.6)$$

Onde ΔV [m³] é a variação do volume, A_1 [m²] e A_2 [m²] são as áreas da superfície livre da água, respectivamente às profundidades h_1 [m] e h_2 [m].

4.2.3. Relação Nível de água - Descarga

O caudal de saída de uma bacia de retenção depende das características hidráulicas dos dispositivos de descarga, os quais dependem do nível de água no interior da bacia, dado que as respectivas leis de descarga dos diferentes dispositivos são função da carga hidráulica.

Como tal é possível relacionar a altura de água no interior da bacia de retenção e o respectivo caudal de saída, em função do tipo, características hidráulicas e cota a que os dispositivos de descarga se encontram instalados.

4.2.4. Relação Volume - Descarga

Conforme o exposto nos pontos 4.2.2 e 4.2.3, conhecendo-se as relações nível de água - volume e nível de água - descarga, dado que para cada altura de água corresponde um volume armazenado e um caudal debitado, estabelece-se desta forma a relação volume-descarga.

4.3. Dimensionamento Hidráulico de Bacias de Retenção

O dimensionamento hidráulico de uma bacia de retenção consiste na determinação do volume de armazenamento necessário para amortecer o pico do escoamento.

Como tal, descrevem-se algumas das metodologias utilizadas para este fim, sendo algumas de aplicação quase expedita, particularmente indicadas para uma fase prévia do projecto, nomeadamente no pré-dimensionamento do volume de armazenamento necessário, referindo-se os seguintes:

- Método Simplificado;
- Método do Hidrograma Triangular Simplificado;

- Método de regressão de Pagan;
- Método de Wycoff & Singh.

Após a definição das dimensões da bacia, por exemplo através do pré-dimensionamento por um dos métodos supracitados, recorre-se a métodos de aplicação mais elaborada, os quais permitem obter dados mais precisos, nomeadamente o volume armazenado e o caudal debitado em cada instante de tempo, com particular importância na verificação do cumprimento dos caudais máximos admissíveis em função das condições de jusante, no entanto estes métodos requerem uma análise mais complexa, sendo que nesta dissertação, apresentam-se os seguintes:

- Método de Puls;
- Integração Numérica.

Não obstante das limitações dos métodos expostos, salienta-se que o projectista deve avaliar caso a caso o método que melhor se enquadra em função das diversas circunstâncias que condicionam o projecto.

4.3.1. Método Simplificado

Um dos métodos expeditos para a determinação do volume de armazenamento necessário de bacias de retenção é o método simplificado ou método Holandês, sendo considerado no Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

Este método, dada a sua facilidade de aplicação, é particularmente indicado para o pré-dimensionamento de bacias de retenção, baseando-se nas curvas I-D-F da região em análise e na capacidade de vazão máxima dos dispositivos de drenagem a jusante. (Decreto-Regulamentar nº 23/95, 1995)

Como tal, num determinado período de tempo, o volume de armazenamento necessário (V_a) corresponde à diferença entre o volume de entrada (V_e) e o volume de saída (V_s), ou seja:

$$V_a = V_e - V_s \quad (4.7)$$

A determinação do volume de entrada baseia-se na aplicação do método racional, considerando a intensidade constante durante a duração do evento de precipitação, sendo:

$$V_e = Q_p \cdot t \quad (4.8a)$$

$$V_e = C \cdot A \cdot I \cdot t \quad (4.8b)$$

Por forma a garantir a coerência das unidades, a intensidade de precipitação (I) deve ser apresentada em mm/min, ou seja:

$$I = \frac{1}{60} \cdot a \cdot t^b \quad (4.9)$$

Substituindo na equação 4.8b), vem:

$$Ve = C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot t^b \cdot t \quad (4.10a)$$

$$Ve = C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot t^{b+1} \quad (4.10b)$$

O volume de saída é dado pela capacidade de vazão dos dispositivos de descarga da bacia de retenção, os quais por sua vez são função do meio recetor, sendo então o volume de saída determinado, durante o período de tempo considerado, por:

$$Vs = Qs \cdot t \quad (4.11)$$

Substituindo na equação 4.7), obtém-se:

$$Va = C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot t^{b+1} - Qs \cdot t \quad (4.12)$$

Uma das simplificações deste método, consiste em considerar que o tempo máximo de armazenamento é igual à duração da precipitação, e como tal, no limite quando Δt tende para zero obtém-se:

$$\frac{dVa}{dt} = 0 \quad (4.13a)$$

$$(b + 1) \cdot C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot t^b - Qs = 0 \quad (4.13b)$$

Reorganizando a equação em ordem a t, neste caso correspondendo ao tempo máximo de armazenamento, t_m , retira-se então:

$$t_m = \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b + 1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{1/b} \quad (4.14)$$

Substituindo t_m , na equação 4.12), obtém-se:

$$Va = C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b + 1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{\frac{b+1}{b}} - Qs \cdot \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b + 1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{1/b} \quad (4.15a)$$

$$Va = C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b+1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{1/b} \cdot \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b+1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right) - Qs \cdot \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b+1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{1/b} \quad (4.15b)$$

$$Va = \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b+1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{1/b} \cdot \left[C \cdot A \cdot \frac{1}{60} \cdot a \cdot \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b+1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right) - Qs \right] \quad (4.15c)$$

$$Va = \left(\frac{60 \cdot Qs}{(b+1) \cdot a \cdot C \cdot A} \right)^{1/b} \cdot \frac{-Qs \cdot b}{(b+1)} \quad (4.15d)$$

Utilizando o caudal específico efluente por unidade de área ativa da bacia de drenagem, ou seja:

$$qs = \frac{Qs}{C \cdot A} \cdot 6 \quad (4.16)$$

Onde qs [$\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$] é o caudal específico efluente Qs [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] é o caudal máximo efluente e A [ha] é a área da bacia hidrográfica

Substituindo na equação 4.15d) e utilizando as unidades mais comuns, obtém-se a expressão final:

$$Va = 10 \cdot C \cdot A \cdot \left(\frac{60 \cdot qs}{(b+1) \cdot a} \right)^{1/b} \cdot \frac{-qs \cdot b}{(b+1)} \quad (4.17)$$

Onde Va [m^3] é o volume de armazenamento necessário, e A [ha] é a área da bacia de drenagem e qs [$\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$] é o caudal específico por unidade área ativa da bacia de drenagem

4.3.2. Método do Hidrograma Triangular Simplificado

Este método consiste na definição dos hidrogramas de entrada para os períodos de pré e pós urbanização com forma triangular, conforme descrito no subcapítulo 4.2.1.1 (ver Figura 4.4).

Uma vez que o hidrograma de saída depende das estruturas de drenagem a jusante, pode admitir-se que este corresponde ao hidrograma de entrada para o caudal de ponta de pré-urbanização, ou seja, pretende-se determinar o volume de armazenamento necessário, de forma a que o caudal descarregado após a construção da urbanização seja compatível com as estruturas de drenagem que asseguravam os caudais de pré-urbanização, desta forma o volume de armazenamento necessário, corresponde à diferença entre os hidrogramas de entrada dos períodos de pré e pós-urbanização, sendo dado pela expressão: (VDOT, 2002); (Lima, Silva, & Raminhos, 2006)

$$V = \frac{1}{2} \cdot T_b \cdot (Q_i - Q_0) \quad (4.18)$$

Onde T_b [s] é o tempo de base do hidrograma, Q_i [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de ponta para a situação de pós-urbanização e Q_0 [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o máximo caudal efluente em função da capacidade das estruturas de drenagem a jusante, geralmente tomado como o caudal de ponta de pré-urbanização.

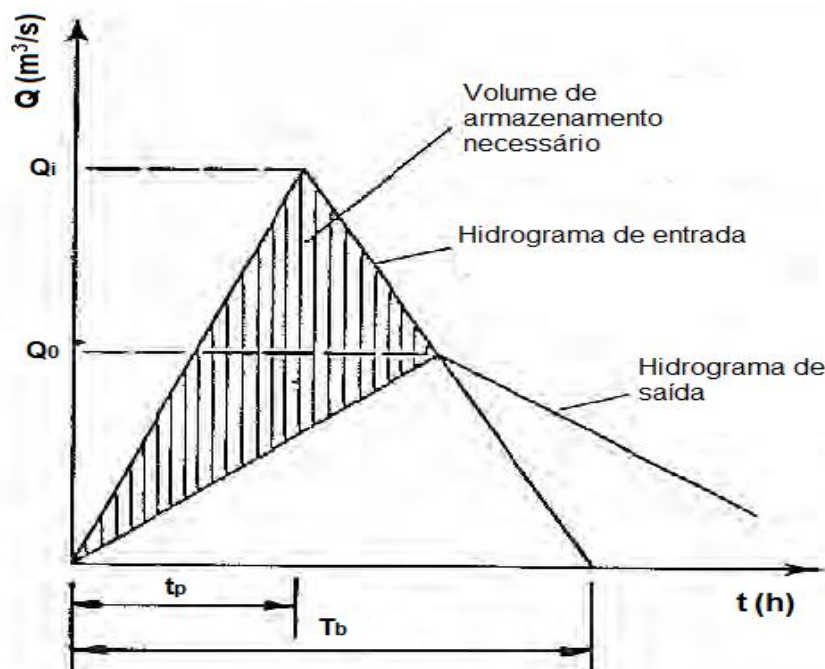


Figura 4.4 - Representação do volume de armazenamento necessário através do método do hidrograma triangular simplificado. (VDOT, 2002)

4.3.3. Método de regressão de Pagan

Este método resulta da análise de inúmeras bacias hidrográficas dos Estados Unidos da América, tendo sido desenvolvido por forma a estimar o volume de armazenamento necessário em função da relação entre os caudais de ponta de pré e pós-urbanização. (VDOT, 2002)

Por análise dos dados obtidos, o autor determinou um parâmetro de armazenamento, SP , cuja curva se representa graficamente na Figura 4.5, sendo dada pela seguinte equação de regressão: (Lima, Silva, & Raminhos, 2006)

$$SP = -2883,1 \cdot \ln\left(\frac{Q_0}{Q_i}\right) + 13408 \quad (4.19)$$

Onde SP [s] é o parâmetro de armazenamento, Q_0 [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de ponta para a situação de pré-urbanização e Q_i [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de ponta para a situação de pós-urbanização.

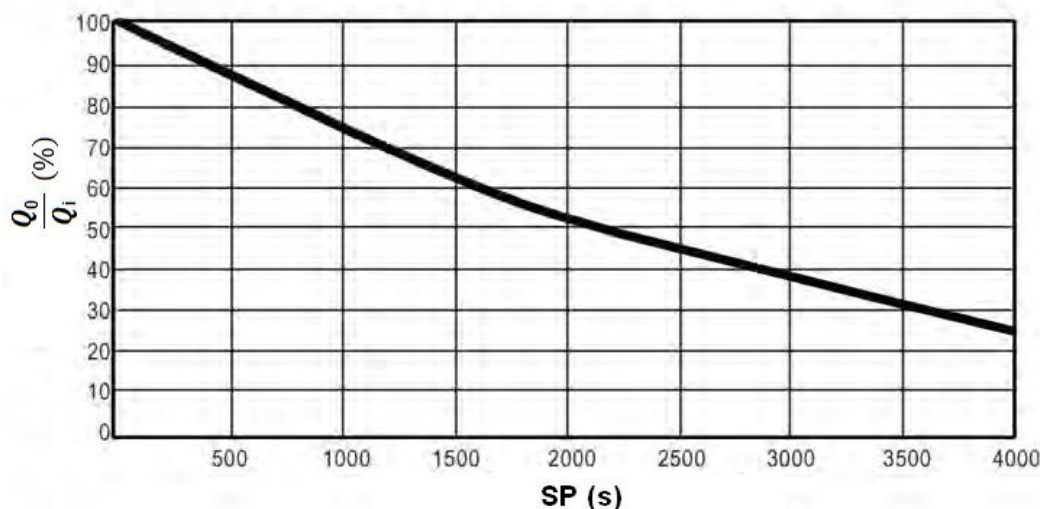


Figura 4.5 - Parâmetro de armazenamento, SP. (VDOT, 2002)

O volume máximo de armazenamento necessário é dado por: (VDOT, 2002)

$$V_{m\acute{a}x} = SP \cdot Q_i \quad (4.20)$$

Onde $V_{m\acute{a}x}$ [m^3] é o volume de armazenamento máximo, SP [s] é o parâmetro de armazenamento e Q_i [$m^3 \cdot s^{-1}$] é o caudal de pós-urbanização.

Trata-se de um método expedito de aplicação bastante prática, dado que os passos a seguir para a estimativa do volume de armazenamento máximo consistem na determinação dos caudais de ponta para os períodos de pré e pós-desenvolvimento, e com base na relação entre estes, é determinado o parâmetro de armazenamento (SP), por análise gráfica da Figura 4.5 ou analiticamente através da equação 4.19), finalmente o volume máximo é determinado pela aplicação da equação 4.20).

No entanto, (Lima, Silva, & Raminhos, 2006), salienta que este método é apenas recomendado para períodos de retorno não superiores a 10 anos, e segundo (VDOT, 2002), o método de regressão de Pagan é indicado apenas para uma estimativa preliminar do volume de armazenamento de uma bacia de retenção, dado que devolve valores conservativos, sendo ainda a sua aplicação recomendada para bacias hidrográficas com área inferior a $0,8 \text{ Km}^2$.

4.3.4. Método de Wycoff & Singh

Este método, apresentado por Wycoff e Singh em 1986, permite obter uma estimativa do volume de armazenamento de uma bacia de retenção para reduzir o pico do escoamento, tendo sido desenvolvida uma equação de regressão, a qual relaciona o volume de escoamento com o volume de armazenamento, e escreve-se: (CDOT, 2000)

$$\frac{V_s}{V_r} = \frac{\left[1,291 \cdot \left(1 - \frac{Q_0}{Q_i}\right)^{0,753}\right]}{\left[\left(\frac{t_i}{t_p}\right)^{0,411}\right]} \quad (4.21)$$

Onde V_s [m³] é o volume de armazenamento, V_r [m³] é o volume total do escoamento, Q_0 [m³·s⁻¹] é o caudal máximo admissível (geralmente tomado como o caudal de ponta para a situação de pré-urbanização), Q_i [m³·s⁻¹] é o caudal de ponta para a situação de pós-urbanização, t_i [h] é o tempo de base do hidrograma de entrada para as condições de pós-urbanização e t_p [h] é o tempo de crescimento do hidrograma de entrada para as condições de pós-urbanização.

O volume total do escoamento, V_r , pode ser dado por: (Lima, Silva, & Raminhos, 2006)

$$V_r = \frac{1}{2} \cdot t_{b0} \cdot Q_0 \quad (4.22)$$

Onde V_r [m³] é o volume total do escoamento, t_{b0} [s] é o tempo de base do hidrograma para as condições de pré-urbanização e Q_0 [m³·s⁻¹] é o caudal de ponta para as condições de pré-urbanização.

O volume de armazenamento, V_s , é obtido pelo produto das equações 4.21) e 4.22), ou seja:

$$V_s = V_r \cdot \left(\frac{V_s}{V_r}\right) \quad (4.23)$$

Quando se conhece o volume de armazenamento da bacia de retenção, V_s , e se pretende obter o caudal efluente, pode igualmente, determinar-se uma estimativa da redução do pico do escoamento, reescrevendo a equação 4.21) em ordem a $\frac{Q_{0e}}{Q_i}$, sendo Q_{0e} a descarga máxima para a bacia de retenção, ou seja: (CDOT, 2000)

$$\frac{Q_{0e}}{Q_i} = 1 - 0,712 \cdot \left(\frac{V_s}{V_r}\right)^{1,328} \cdot \left(\frac{t_i}{t_p}\right)^{0,546} \quad (4.24)$$

Onde V_s [m³] é o volume de armazenamento, V_r [m³] é o volume total do escoamento, Q_{0e} [m³·s⁻¹] é o caudal máximo admissível debitado pela bacia de retenção, Q_i [m³·s⁻¹] é o caudal de ponta para a situação de pós-urbanização, t_i [h] é o tempo de base do hidrograma de entrada para as condições de pós-urbanização e t_p [h] é o tempo de crescimento do hidrograma de entrada para as condições de pós-urbanização.

4.3.5. Método de Puls

O método de Puls, também designado como *Pool Level Routing*, exige que se conheça à partida o hidrograma de entrada da bacia de retenção e as condições iniciais de funcionamento, nomeadamente a altura de água no interior da bacia de retenção no instante em que o caudal afluyente começa a entrar na bacia. (Methods & Durrans, 2003); (Akan & Houghtalen, 2003)

Portanto, para aplicação deste método, os parâmetros da bacia de retenção já devem ter sido definidos, nomeadamente a forma da secção e as respectivas dimensões, determinadas por exemplo a partir do volume de armazenamento necessário resultante do pré-dimensionamento, e as características dos dispositivos de descarga, em particular o tipo e a altura a que os mesmos se encontram instalados.

Como referido anteriormente, este método baseia-se na equação de conservação da massa, ou neste caso, dado que se considera a água um fluído incompressível, sendo $I(t)$ o hidrograma de entrada e $O(t)$ o hidrograma de saída, vem:

$$\frac{dV}{dt} = I(t) - O(t) \quad (4.25)$$

Num dado intervalo de tempo, $\Delta t = t_{n+1} - t_n$, o volume de entrada varia de I_n para I_{n+1} , portanto, pode aproximar-se o volume de entrada por $\left(\frac{I_n + I_{n+1}}{2}\right)$ e o volume de saída, no mesmo intervalo, por $\left(\frac{O_n + O_{n+1}}{2}\right)$, como tal a variação de volume no interior da bacia é dada por $\Delta V = V_{n+1} - V_n$.

Então para o intervalo de tempo, Δt , considerado, a variação do volume armazenado é:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \frac{(V_{n+1} - V_n)}{\Delta t} \quad (4.26)$$

Substituindo a equação anterior na equação 4.25), obtém-se:

$$\frac{(V_{n+1} - V_n)}{\Delta t} = \frac{(I_n + I_{n+1})}{2} - \frac{(O_n + O_{n+1})}{2} \quad (4.27a)$$

Dado que se conhece o hidrograma de entrada na bacia de retenção, então os termos I_n e I_{n+1} também são conhecidos, e com base nas condições iniciais, a partir da relação volume - descarga, os termos V_n e O_n são facilmente determinados.

Reorganizando a equação 4.27a), juntando os termos conhecidos num lado, vem:

$$\left(\frac{2 \cdot V_{n+1}}{\Delta t} + O_{n+1}\right) = \left(\frac{2 \cdot V_n}{\Delta t} - O_n\right) + (I_n - I_{n+1}) \quad (4.27b)$$

Os termos V_{n+1} e O_{n+1} não são conhecidos, no entanto é possível estabelecer a relação entre $\left(\frac{2V}{\Delta t} + O\right)$ e O , e como tal para cada valor de $\left(\frac{2V}{\Delta t} + O\right)$ retira-se o valor correspondente do caudal, O , por análise gráfica da curva obtida pela representação da relação $\left(\frac{2V}{\Delta t} + O\right)$ vs O .

Para os intervalos de tempo seguintes, o termo $\left(\frac{2 \cdot V_{n+1}}{\Delta t} - O_{n+1}\right)$ é dado por:

$$\left(\frac{2 \cdot V_{n+1}}{\Delta t} - O_{n+1}\right) = \left(\frac{2 \cdot V_{n+1}}{\Delta t} + O_{n+1}\right) - 2 \cdot O_{n+1} \quad (4.28)$$

Os passos anteriores são repetidos para cada intervalo de tempo, até ao fim do tempo considerado. Determina-se assim, para cada intervalo de tempo, o volume armazenado na bacia de retenção bem como o caudal debitado.

4.3.6. Integração Numérica

À semelhança do método de Puls, este método exige que se conheça o hidrograma de entrada da bacia de retenção e as condições iniciais, sendo apenas aplicável após a definição da forma da secção e as respectivas dimensões, bem como as características dos dispositivos de descarga.

Este método baseia-se igualmente na equação de conservação da massa, expressando que a variação do nível de água, dh , implica uma variação do volume, dV , relacionando-se com a área do espelho de água, a qual é também função do nível de água, ou seja: (Methods & Durrans, 2003)

$$dV = A(h)dh \quad (4.29)$$

Substituindo na equação de conservação da massa (4.21), e dado que a descarga é também função da altura de água, obtém-se com:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{I(t) - O(h)}{A(h)} \quad (4.30)$$

Note-se que o termo $\frac{dh}{dt}$ representa o declive de uma tangente à curva resultante da representação da altura, h , em função do tempo, t , então designando-se o termo $\frac{dh}{dt}$ por m , ou seja $m = \frac{dh}{dt}$, obtém-se:

$$m = \frac{I(t) - O(h)}{A(h)} \quad (4.31)$$

Sendo a altura h_n conhecida no início do intervalo de tempo considerado, t_n , determinando-se o declive m , obtém-se o valor da altura h_{n+1} , dada por:

$$h_{n+1} = h_n + m \cdot \Delta t \quad (4.32)$$

Uma das formas de determinar o declive m , é através de métodos de aproximação numérica, abordando-se nesta dissertação o método de quarta ordem de Runge-Kutta, e que se escreve: (Methods & Durran, 2003)

$$m = \frac{1}{6} \cdot (k_1 + 2 \cdot k_2 + 2 \cdot k_3 + k_4) \quad (4.33)$$

Sendo os parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 , determinados através das seguintes expressões:

$$k_1 = \frac{I(t_n) - O(h_n)}{A(h_n)} \quad (4.34a)$$

$$k_2 = \frac{I\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) - O\left(h_n + \frac{k_1 \cdot \Delta t}{2}\right)}{A\left(h_n + \frac{k_1 \cdot \Delta t}{2}\right)} \quad (4.34b)$$

$$k_3 = \frac{I\left(t_n + \frac{\Delta t}{2}\right) - O\left(h_n + \frac{k_2 \cdot \Delta t}{2}\right)}{A\left(h_n + \frac{k_2 \cdot \Delta t}{2}\right)} \quad (4.34c)$$

$$k_4 = \frac{I(t_n + \Delta t) - O(h_n + k_3 \cdot \Delta t)}{A(h_n + k_3 \cdot \Delta t)} \quad (4.34d)$$

Os parâmetros k_1 , k_2 , k_3 e k_4 , são determinados para cada intervalo de tempo, obtendo-se o valor do declive m , e aplicando a equação 4.33) determina-se o valor do nível de água, h , no final de cada intervalo de tempo, repetindo-se o processo até ao fim do tempo considerado.

Perante os dados obtidos, pela representação de h em função de t , é possível estabelecer a relação nível de água - descarga, obtendo-se assim o caudal debitado a cada intervalo de tempo, bem como o volume máximo armazenado.

4.4. Caso de estudo genérico

O presente caso de estudo sintético, visa demonstrar de forma genérica a aplicação das metodologias anteriormente descritas nesta dissertação, por forma, a facilitar a compreensão do processo de cálculo necessário ao dimensionamento de uma bacia de retenção, no sentido de reter o volume excessivo de escoamento superficial, incompatível com as estruturas de drenagem a jusante, no entanto, dado tratar-se de um caso meramente exemplificativo de uma possível metodologia, optou-se por aplicar apenas um dos métodos expostos para cada passo.

De forma geral, para a realização deste caso de estudo seguiu-se a metodologia esquematizada na Figura 4.6.

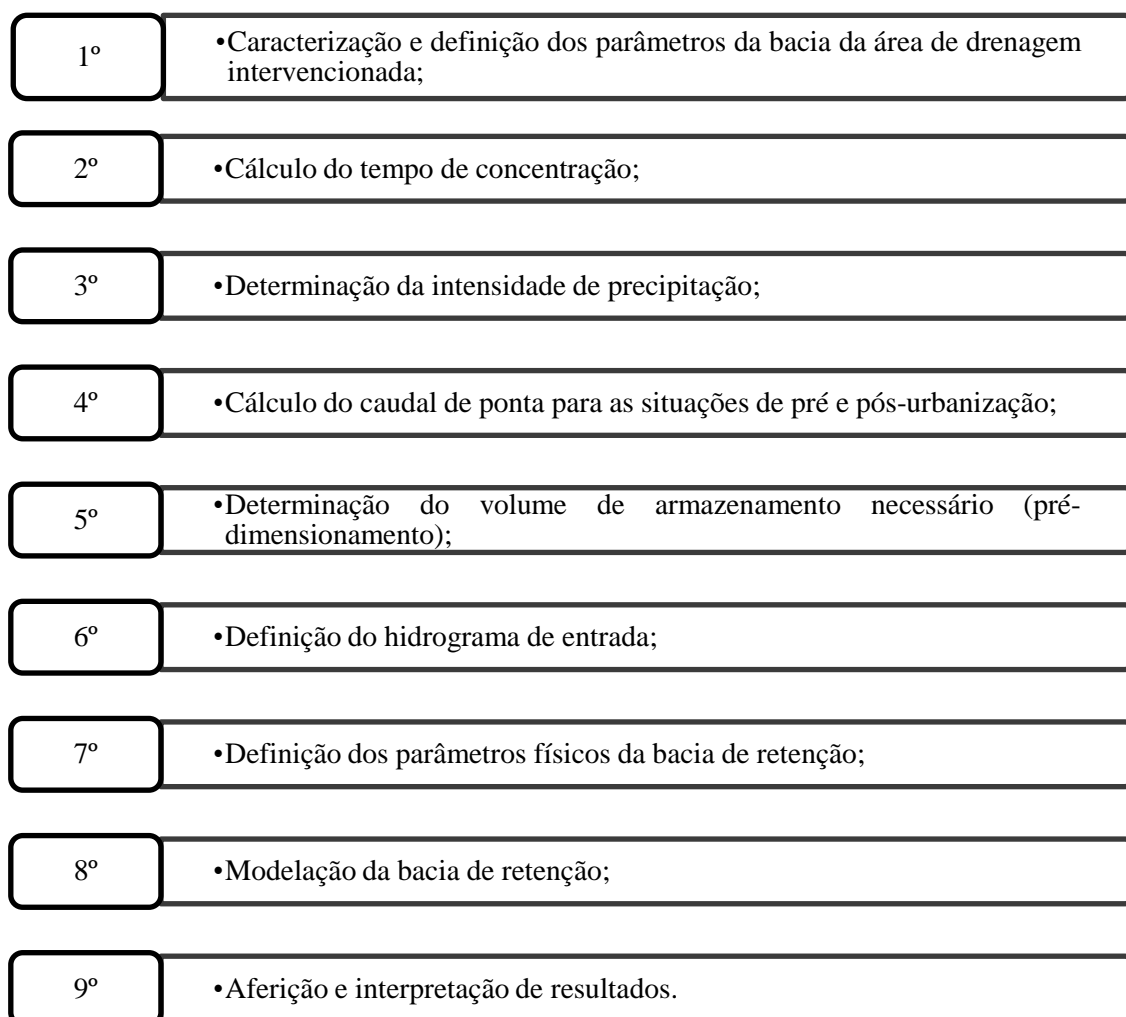


Figura 4.6 - Esquema exemplificativo do processo de dimensionamento do caso de estudo genérico.

4.4.1. Caracterização da bacia de drenagem em análise

No presente caso de estudo, considera-se uma área de drenagem genérica com 50 ha (0,5 Km²), enquadrada na região pluviométrica C, admitindo um período de retorno de 100 anos, e cujas características principais se encontram resumidas na Tabela 4.3. Admite-se que a ocupação inicial do solo consistia predominantemente em atividades agrícolas e florestais, na qual, posteriormente se procedeu a intervenções de urbanização, levando à impermeabilização do solo e conseqüente aumento do coeficiente de escoamento global da bacia hidrográfica, C, optando-se, neste exemplo, por considerar para a situação de pré-urbanização, C=0,40, e para a situação de pós-urbanização, C=0,75. (Tabela 4.4)

Considera-se ainda que a jusante da área intervencionada o caudal máximo admissível pelas estruturas de drenagem é o correspondente ao caudal de ponta da situação de pré-desenvolvimento, dado que se admite que estas estruturas funcionavam em perfeitas condições antes da intervenção urbana, note-se no entanto, que esta simplificação é apenas válida quando as estruturas pré-existentes, por exemplo uma passagem hidráulica, possuem capacidade de vazão superior a este valor.

Tabela 4.3 - Características da bacia de drenagem genérica considerada.

Característica	Valor
Área (ha)	50,00
Comprimento da linha de água principal [Km]	2,00
Diferença entre as cotas extremas da linha de água [Km]	0,08
Declive médio da linha de água principal [%]	4,00
Parâmetros das curvas I-D-F [-]	a=438,75 b=-0,508

Tabela 4.4 - Coeficientes de escoamento considerados para os períodos de pré e pós-urbanização.

Situação	Coefficiente de escoamento, C [-]
Pré-urbanização	0,40
Pós-urbanização	0,75

- **Cálculo do tempo de concentração**

Com base nos dados das características e condições da bacia hidrográfica referidos, utilizou-se a metodologia proposta por Kirpich (conforme subcapítulo 3.3.5.5) para a determinação do tempo de concentração, como tal obteve-se o valor de 23,42 min (0,39 horas). Considerou-se ainda, simplifcadamente, que as áreas urbanizadas não intersectam a linha de água principal da bacia hidrográfica, razão pela qual se considera que o tempo de concentração não varia após a urbanização, dado que este, não é, em regra, significativamente afetado, uma vez que por definição, o tempo de concentração é o tempo de percurso da gota de água caída no ponto cinematicamente mais afastado da secção de referência, logo, a não ser que se proceda à artificialização da linha de água, o tempo de percurso é o mesmo.

- **Determinação da intensidade de precipitação**

Em função dos parâmetros a e b, dados para a região e para o período de retorno considerado, a intensidade de precipitação foi determinada pela aplicação de uma função do tipo exponencial (Eq. 3.5a), conforme preconizado no Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto, sendo que, no que diz respeito à duração de precipitação considerada, foi utilizado o valor calculado para o tempo de concentração, obtendo-se uma intensidade média de precipitação de 88,40 mm·h⁻¹.

- **Cálculo do caudal de ponta**

O caudal de ponta foi determinado pela aplicação da fórmula racional (Eq. 3.20), quer para as condições de pré-urbanização, quer para as condições de pós-urbanização, obtendo-se, respectivamente, $Q_0 = 4,91 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ e $Q_i = 9,20 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Os valores dos parâmetros anteriormente calculados, encontram-se resumidos na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Parâmetros calculados em função do caso em análise.

Parâmetro	Resultado
Tempo de concentração, tc. [h]	0,39
Tempo de concentração, tc. [min]	23,42
Intensidade média [$\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$]	88,40
Caudal de ponta para a situação de pré-urbanização, Q_0 . [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	4,91
Caudal de ponta para a situação de pós-urbanização, Q_i . [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	9,20

4.4.2. Pré-dimensionamento da bacia de retenção

Com base nos valores obtidos referentes ao caudal de ponta e tempo de concentração, procedeu-se ao pré-dimensionamento da bacia de retenção, determinando-se, através dos vários métodos descritos, o volume de armazenamento necessário da bacia de retenção a implantar (Ver Tabela 4.6).

Tabela 4.6 - Volume de armazenamento necessário calculado a partir dos diferentes métodos.

Método	Va (m^3)
Simplificado	6079,49
HTS	8061,61
Regressão de Pagan	17894,01
Wycoff & Singh	4475,14

Obtêm-se resultados sensivelmente semelhantes entre o método simplificado, método do hidrograma triangular simplificado (HTS) e o método de Wycoff & Singh, no entanto através do método de regressão de Pagan, obtém-se um valor significativamente mais elevado, conforme já era esperado dado que este devolve valores conservativos, razão pela qual é apenas recomendado para períodos de retorno inferiores a 10 anos e pequenas áreas de drenagem.

Optou-se por adotar, como volume de armazenamento necessário para o pré-dimensionamento e posterior modelação da bacia de retenção, o valor médio obtido pelos métodos de Wycoff & Singh,

hidrograma triangular simplificado e pelo método simplificado, obtendo-se aproximadamente um volume de armazenamento necessário médio de 6200 m³.

4.4.3. Determinação do hidrograma afluente

Com os dados obtidos na Tabela 4.5, nomeadamente o caudal de ponta e o tempo de concentração, aplicou-se a metodologia referida no subcapítulo 4.2.1.2, referente ao hidrograma sintético adimensional do SCS, obtendo-se o hidrograma afluente representado na Figura 4.7 e cujas ordenadas se apresentam na Tabela 4.7.

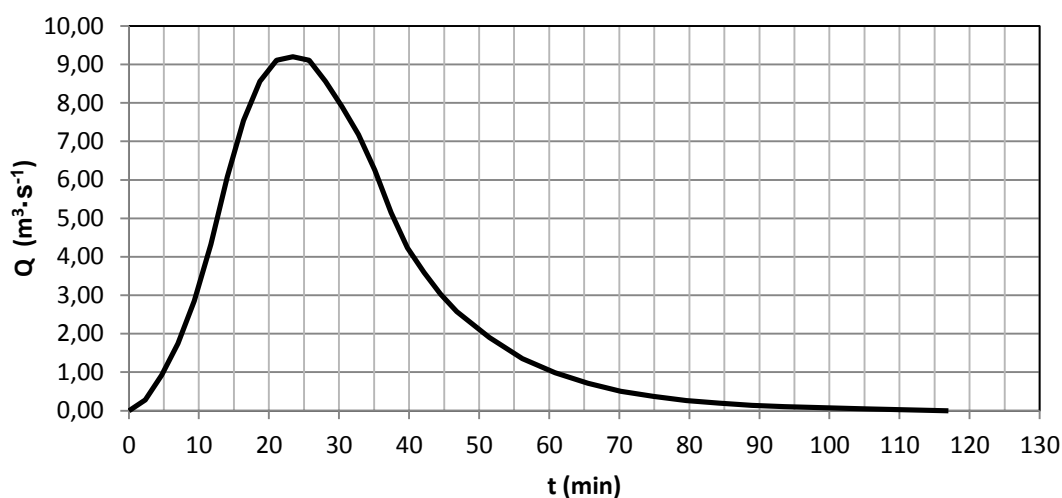


Figura 4.7 - Representação gráfica do hidrograma referente ao caso em análise.

Tabela 4.7 - Valores das ordenadas do hidrograma referente ao caso em análise.

t (min)	Q (m ³ ·s ⁻¹)	t (min)	Q (m ³ ·s ⁻¹)	t (min)	Q (m ³ ·s ⁻¹)
0,00	0,00	25,74	9,11	56,16	1,35
2,34	0,28	28,08	8,56	60,84	0,98
4,68	0,92	30,42	7,91	65,52	0,71
7,02	1,75	32,76	7,18	70,20	0,51
9,36	2,85	35,10	6,26	74,88	0,37
11,70	4,32	37,44	5,15	79,56	0,27
14,04	6,07	39,78	4,23	84,24	0,19
16,38	7,54	42,12	3,59	88,92	0,14
18,72	8,56	44,46	3,04	93,60	0,10
21,06	9,11	46,80	2,58	105,30	0,05
23,40	9,20	51,48	1,90	117,00	0,00

4.4.4. Características da bacia de retenção a adotar

No que diz respeito às características físicas da bacia de retenção a modelar, considerou-se uma bacia de retenção com nível de água permanente, retangular em planta e secção reta, ou seja, com área do espelho de água constante e optou-se pela manutenção de uma lâmina de água permanente com 0,5 m de profundidade, cota a que se instalou o dispositivo de descarga considerado.

No que diz respeito ao descarregador adotado, considerou-se um descarregador Cipolletti, dado que este tipo é um dos mais frequentemente utilizados em bacias de retenção, sendo que a respectiva equação de dimensionamento (Eq. 3.48) depende apenas da largura da base da crista (b) e da altura de água acima da mesma (H).

4.4.5. Modelação da bacia de retenção pelo método de integração numérica

Optou-se por fazer a modelação da bacia de retenção recorrendo ao método de integração numérica, conforme descrito no subcapítulo 4.3.6, com o auxílio de uma folha de cálculo devidamente programada, por forma a se obter o hidrograma efluente da bacia de retenção. Salienta-se que poderia ter sido aplicado, igualmente, o método de Puls para este efeito, no entanto, dado que o mesmo exige a análise semigráfica das relações obtidas, o processo de cálculo torna-se moroso e menos rigoroso.

Inicialmente, para o dimensionamento físico da bacia de retenção, optou-se, conforme referido anteriormente, pela consideração de um volume de armazenamento de 6200 m^3 , e como tal, por razões de segurança, decidiu-se garantir uma variação da altura de água inferior a 1,5 m acima da soleira do descarregador, para o evento de precipitação considerado, e como tal, em planta terá de ser adotada uma área de pelo menos 4134 m^2 . Admite-se ainda, por segurança, que no início do evento de precipitação, o nível de água no interior da bacia de retenção é o correspondente ao nível permanente, ou seja, à cota da soleira do descarregador.

Além da condição de garantir uma variação altura de água máxima inferior a 1,5 m acima da crista do descarregador, para o evento de precipitação considerado, impôs-se também a redução do caudal máximo debitado pelo dispositivo de descarga, para um valor igual ou inferior ao caudal de ponta referente às condições de pré-urbanização ($4,91 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), sendo que esta última condição visa garantir que as estruturas de drenagem a jusante possuem capacidade de resposta aos caudais efluentes da bacia de retenção, uma vez que se admite que estas funcionavam em boas condições antes da urbanização.

Portanto, dado que se considera uma área em planta mínima de 4134 m^2 , e por forma a garantir a razão entre o comprimento e a largura de pelo menos 2/1, considerou-se uma bacia de retenção com um comprimento de 100 m e uma largura de 50 m, o que corresponde a uma área de espelho de água de 5000 m^2 .

Com base nas condições expostas anteriormente e dadas as dimensões da bacia de retenção considerada procedeu-se à modelação em função da largura da crista do descarregador Cipolletti a adotar, e obteve-se os resultados apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resultados obtidos pela modelação de uma bacia de retenção com área de 5000 m².

Largura do descarregador (m)	Caudal máximo debitado (m ³ ·s ⁻¹)	Altura de água máxima acima da crista (m)
1,50	5,52	1,58
2,00	6,18	1,404
2,50	6,63	1,27

Pela análise da Tabela 4.8, retira-se que, para as condições inicialmente definidas, nomeadamente as dimensões da bacia de retenção, apesar de se obter uma redução do valor do caudal máximo debitado relativamente às condições de pós-urbanização (9,20 m³·s⁻¹), não se verifica um amortecimento significativamente elevado, além de não ser possível evitar a excedência de 1,5 m de variação máxima do nível de água, para a situação de caudal mais baixo.

Como tal, por forma a procurar a solução mais fiável, segue-se um processo iterativo de tentativa e erro, com vista à determinação dos parâmetros referentes à bacia de retenção, que permitam garantir as condições inicialmente estipuladas.

Optou-se por aumentar a área da bacia de retenção, em cerca de 25%, obtendo-se 6272 m², e procedeu-se novamente à modelação, avaliando a largura do descarregador mais adequada, e obteve-se os resultados discriminados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Resultados obtidos pela modelação de uma bacia de retenção com área de 6272 m².

Largura do descarregador (m)	Caudal debitado (m ³ ·s ⁻¹)	Altura de água acima da crista (m)
1,50	4,72	1,42
2,00	5,40	1,28
2,50	5,92	1,17

Conforme é possível observar pela análise da Tabela 4.9, adotando uma largura da base do descarregador Cipolletti de 1,5 m, obtém-se um caudal máximo descarregado pela bacia de retenção de 4,72 m³·s⁻¹, pelo que é possível, não só, a redução de aproximadamente 48,6 % do caudal descarregado pela bacia de retenção relativamente ao caudal de ponta de pós-urbanização (9,20 m³·s⁻¹), como também se verifica que este é também inferior ao caudal de ponta de pré-urbanização (4,91 m³·s⁻¹) garantindo ainda uma variação de altura de água no interior da bacia inferior a 1,5 m.

Quando nível de água no interior da bacia atinge o máximo de 1,42 m acima da crista do descarregador, para o evento de precipitação considerado, o volume de armazenamento ocupado pela água retida corresponde a cerca de 8906 m³, é no entanto, de notar que deve ser adotada uma altura do dique de jusante e das bermas que permita um volume de retenção superior a este valor, no caso de afluência de volumes de água superiores ao máximo volume de retenção calculado, pelo que neste caso optou-se por adotar uma altura de 2,5 m para o dique de jusante.

Salienta-se que, dado tratar-se de um caso de estudo sintético meramente exemplificativo, do processo de dimensionamento de uma bacia de retenção, foram adotadas algumas simplificações na sua formulação, nomeadamente não foram cumpridas as disposições construtivas recomendadas pelo Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto, ou seja, por simplificação foram adotadas bermas verticais, além de se considerar que a variação do nível de água permitida pelo referido documento é demasiado limitativa, no caso de implantação em meio urbano, uma vez que assemelhando ao presente

caso de estudo, a variação máxima de 0,50 m levaria à necessidade de se implantar uma bacia de retenção com uma área de espelho de água muito superior, a título de exemplo utilizando um descarregador com largura da base de 6 metros seriam necessários cerca de 20000 m², o que em meios com pouca disponibilidade de espaço poderia tornar a solução inviável.

Como tal apresentam-se os parâmetros adotados para o dimensionamento físico da bacia de retenção na Tabela 4.10, e apresentam-se também, na Figura 4.8 e na Tabela 7.13 do Anexo X, os valores determinados para o hidrograma efluente, obtidos a partir da modelação da bacia de retenção.

Tabela 4.10 - Valores ótimos de funcionamento da bacia de retenção em função do caso analisado.

Característica	Valor
Largura da bacia de retenção (m)	56,00
Comprimento da bacia de retenção (m)	112,00
Área do espelho de água (m ²)	6272,00
Largura da base do descarregador Cipolletti (m)	1,50
Caudal máximo debitado (m ³ ·s ⁻¹)	4,72
Altura máxima acima da crista do descarregador (m)	1,42
Volume máximo armazenado (m ³)	8906,00

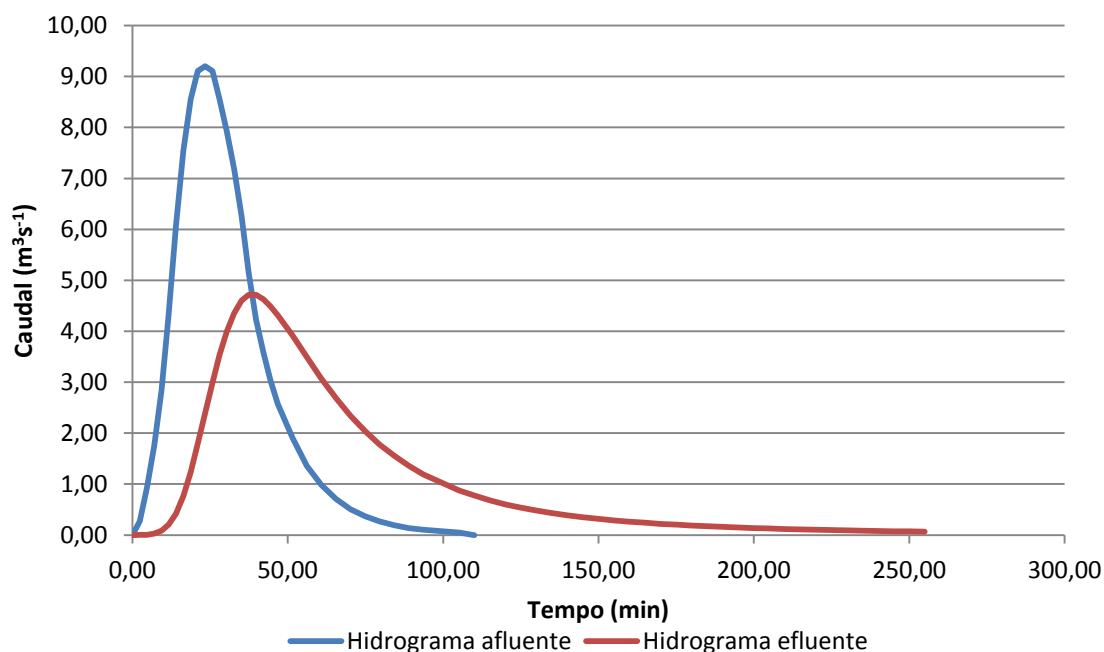


Figura 4.8 - Hidrogramas afluente e efluente resultantes da modelação da bacia de retenção para o caso em análise.

Conforme se constata, pela análise da Figura 4.8 e da Tabela 7.13 presente no Anexo X, o caudal máximo debitado ocorre aproximadamente aos 37,44 min e toma o valor de $4,72 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, o que corresponde a uma altura de água de 1,42 m acima da cota da soleira do descarregador, representando uma redução de aproximadamente 48,6% relativamente ao caudal de ponta referente às condições de pós-urbanização ($Q_i=9,20 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$), demonstrando-se desta forma o elevado potencial da implantação de bacias de retenção, como forma de reduzir o pico do escoamento e evitar a remodelação dos sistemas de drenagem pluvial pré-existentes, face à alteração do comportamento hidrológico de uma determinada área intervencionada.

Com base na análise efetuada, reitera-se ainda a capacidade da bacia de retenção reter e diferir no tempo os volumes escoados, dado que o esvaziamento total do volume retido para o evento de precipitação considerado, ocorre apenas, após 22,08 horas (1325 min).

Como nota final, refere-se que o volume de armazenamento máximo ocupado no interior da bacia corresponde a 8906 m^3 , pelo que se constata que o método de pré-dimensionamento mais aproximado foi o método do hidrograma triangular simplificado (HTS), ressalva-se ainda que independentemente do caso em análise, por segurança, o volume de armazenamento máximo da bacia deve ser superior ao volume necessário determinado pela modelação, sendo que neste caso, a consideração de uma altura de 2,5 m para o dique de jusante e bermas da bacia, permite uma variação do nível de água no interior da bacia de 2 m, o que tendo em conta a área de superfície livre adotada da bacia de retenção, obtém-se um volume máximo de armazenamento de 12544 m^3 , ou seja cerca de mais 40% relativamente ao estritamente necessário.

Capítulo V

5. CONCLUSÕES GERAIS

Perante os elevados índices de impermeabilização originados pela urbanização de uma dada área e consequente aumento do escoamento superficial, o controlo de cheias deve, em primeira instância, consistir na implementação de medidas não estruturais, nomeadamente no que diz respeito ao ordenamento do território, devem proteger-se áreas sensíveis e limitar a impermeabilização dos solos. No entanto, em diversas situações é necessário recorrer a medidas estruturais de gestão do escoamento, tal como bacias de retenção, evitando a propagação de efeitos para jusante, e adotando uma filosofia de controlo na origem, sugere-se a implantação das bacias de retenção imediatamente a jusante das áreas urbanizadas, o que, por um lado reduz o impacto originado pelo escoamento excessivo e lavagem de poluentes das superfícies, e por outro lado o custo destas estruturas devem ser imputados às entidades responsáveis pela urbanização.

Os sistemas de drenagem pluvial urbana possuem um papel vital na conservação de bens e vidas em situações extremas de precipitação, no entanto, por um lado o dimensionamento de coletores, canais de drenagem, passagens hidráulicas e demais órgãos constituintes para eventos de magnitude elevada, acarretam custos bastante elevados, e por outro lado, estes sistemas funcionam apenas no período de chuva, ou seja, alguns meses por ano, como tal as bacias de retenção surgem neste contexto como uma solução privilegiada, dadas as suas multifuncionalidades permitirem melhorar a relação custo-benefício, apresentando-se como uma mais-valia não só no que respeita ao amortecimento dos volumes de água escoada, mas também do ponto de vista da qualidade ambiental e bem estar social.

Do ponto de vista qualitativo, de acordo com (EPA, 1999), a taxa de despoluição aumenta com o aumento do tempo de residência, referindo-se que em bacias de retenção com nível de água permanente, com períodos de residência de pelo menos 24 horas, cerca de dois terços dos sedimentos, nutrientes e metais pesados são removidos por sedimentação.

Dado que a altura de água, no interior da bacia de retenção, condiciona o caudal de saída dos dispositivos de descarga, é vantajoso adotar, no dimensionamento físico das bacias de retenção, maiores dimensões em planta em detrimento da profundidade de armazenamento, permitindo para um mesmo volume armazenado, uma redução do caudal debitado em situações extremas de precipitação.

Os métodos simplificados de dimensionamento apresentados consideram um caudal efluente constante, correspondente ao máximo caudal admissível pelas estruturas de descarga, o que não corresponde à realidade dado que o caudal debitado depende da carga hidráulica, no entanto, apesar de se obter uma estimativa por defeito do volume de armazenamento necessário, estes métodos permitem o pré-dimensionamento das bacias de retenção.

Nesta dissertação foram apresentados dois métodos que permitem a modelação de bacias de retenção, a partir do conhecimento do hidrograma de entrada, da configuração da bacia de retenção e das características hidráulicas dos dispositivos de descarga, obtendo-se o hidrograma efluente e o volume armazenado a cada instante de tempo considerado. No entanto a precisão destes métodos depende de diversos fatores, em particular, da correta definição do hidrograma afluente e das relações hidráulicas no interior da bacia de retenção, visto estas serem preponderantes na exatidão dos resultados obtidos.

No que diz respeito à definição do hidrograma afluente, reitera-se que na ausência de dados hidrométricos para a região em análise, podem aplicar-se as diversas metodologias descritas ao longo deste estudo, sendo que, cabe ao projetista a escolha do método mais adequado, respeitando os limites

de aplicação dos mesmos, e tendo em conta que o rigor dos resultados depende essencialmente da correta definição dos parâmetros que os caracterizam.

Tendo em conta as características do local de implantação e do meio recetor, de forma genérica, o dimensionamento de bacias de retenção deve ser um processo iterativo, testando vários cenários numa perspetiva de tentativa e erro, por forma a se obter a solução mais viável, ou seja, após a escolha do tipo de bacia de retenção e cálculo da estimativa do volume de armazenamento necessário, deve proceder-se à modelação do cenário considerado, com base na configuração da bacia de retenção e tipos de descarregadores adotados, por forma a verificar a não excedência do caudal admissível das estruturas a jusante.

Conforme foi possível verificar através do caso de estudo genérico elaborado, e apesar das simplificações adotadas na sua formulação, é bastante elucidativa a vantagem da implementação de bacias de retenção como solução à gestão do escoamento pluvial, na medida em que se verificou uma redução acentuada do caudal máximo debitado para jusante, garantindo a capacidade de resposta das estruturas existentes.

Como nota final e com base no estudo efetuado considera-se que a implementação de bacias de retenção trata-se de uma solução perfeitamente viável como mecanismo de gestão do escoamento pluvial urbano, e como tal deveria ser tratada e aprofundada em Portugal, especialmente no que diz respeito ao enquadramento legislativo referente a esta solução, presente no Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto, sendo o exposto no referido documento insuficiente e pouco claro no que diz respeito aos parâmetros necessários ao dimensionamento, ao contrário de outros países, referindo-se os EUA e França, pela vasta gama legislativa referente à utilização de bacias de retenção.

Capítulo VI

6. Bibliografia

- Agriculture, U. S. (1997). Ponds - Planning, Design, Construction. *Agriculture Handbook Number 590*. Natural Resources Conservation Service.
- Akan, A. O., & Houghtalen, R. J. (2003). *Urban Hydrology, Hydraulics, and Stormwater Quality: engineering applications and computer modeling*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Baptista, M., & Lara, M. (2003). *Fundamentos de Engenharia Hidráulica. 2ª edição revista*. Belo Horizonte: UFMG.
- Batista, C. M. (2010). Drenagem superficial de vias de comunicação. *Projecto para obtenção do grau de Mestre*. Lisboa: ISEL.
- Bichançã, M. d. (2006). Bacias de Retenção em zonas urbanas como contributo para a resolução de situações extremas: cheias e secas. *Dissertação de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Bodhaine, G. L. (1982). Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey. *Measurement of Peak Discharge at Culverts by Indirect Methods*. Denver, Colorado: U.S. Geological Survey.
- Brandão, C., Rodrigues, R., & Costa, J. P. (2001). *Análise de Fenómenos Extremos: Precipitações Intensas em Portugal Continental*. Lisboa: Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos.
- Bruce E. Menerey, P.E. (1992). *Stormwater Management Guidebook*. Michigan Department of Environmental Quality.
- Burke, J. J., & Moench, M. H. (2000). *Groundwater and Society: Tensions and Opportunities*. New York: United Nations.
- Butler, D., & Davies, J. W. (2004). *Urban drainage*. New York: Spon Press.
- Campana, N. A., Bernardes, R. S., & Jr., J. A. (2007). Controle qualitativo e quantitativo do escoamento pluvial urbano com bacias de retenção. *Revista Ambiente & Água - An Interdisciplinary Journal of Applied Science: v. 2, n. 3*.
- CDOT. (2000). Connecticut Department of Transportation. *Drainage Manual*. Connecticut: CDOT.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1998). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill International Editions.
- Clar, M. L., Barfield, B. J., & O'Connor, T. P. (2004). Stormwater Best Management Practice Design Guide. *Basin Best Management Practices, Vol. 3*. Cincinnati: National Risk Management Research Laboratory.
- Correia, C. M. (2007). Boas Práticas para Ocupação do Solo, no respeito pelos Recursos Hídricos. *Corredores Ribeirinhos e Controlo de Cheias e de Áreas Inundadas em Pequenas Bacias Hidrográficas*. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional de Lisboa e Vale do Tejo.
- Costa, T. d., & Lança, R. (2011). Apontamentos de apoio às aulas de Hidráulica Aplicada. Instituto Superior de Engenharia. Universidade do Algarve.
- Cruz, J. J., & Redweik, P. M. (2003). *Manual do Engenheiro Topógrafo (Vol. II)*. Lisboa: Pedro Ferreira Ed.
- Decreto-Lei nº 380/99. (1999). *D.R. Nº 222, Série I - A, 6590-6622*.
- Decreto-Regulamentar nº 23/95. (1995). *D.R. Nº 194, Série I - B, 5284-5319*.

- EPA. (1999). Stormwater Technology Fact Sheet. *Wet Detention Ponds*. Washington, D.C.: United States Environmental Protection Agency.
- Europeia, C. (2012). Orientações sobre as melhores práticas para limitar, atenuar ou compensar a impermeabilização dos solos. Luxemburgo: Serviço das Publicações da União Europeia.
<http://www.flickr.com/photos/petrijuhana/4794830166/lightbox>. (s.d.). Obtido em 7 de Junho de 2013, de <http://www.flickr.com/photos/petrijuhana/4794830166/lightbox>
- IEP. (2001). Manual de drenagem superficial em vias de comunicação. Almada: Instituto das Estradas de Portugal.
- Lencastre, A., & Franco, F. M. (2006). *Lições de Hidrologia 3ª edição revista*. Lisboa: Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Lima, H. M. (2010). Interações entre as Actividades Antrópicas e o Meio Ambiente: Aspectos e Impactes Ambientais. *Apontamentos da disciplina*. Funchal, Portugal.
- Lima, H. M., Raminhos, C., & Silva, V. V. (2008). Controlo do Escoamento e Medição de Caudais: critérios de dimensionamento de descarregadores em canais, colectores e pequenas represas. *Revista Engenharia Civil nº30*. Portugal: Universidade do Minho.
- Lima, H. M., Silva, E. S., & Raminhos, C. (2006). Bacias de retenção para gestão do escoamento: métodos de dimensionamento e instalação. *Revista Escola de Minas, Vol 59*. Brasil: Escola de Minas.
- LNEC. (2008). *Avaliação da Eficácia das Medidas de Impactes Ambientais Implementadas em Portugal*. Relatório Final Sectorial, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I. P., Departamento de Hidráulica e Ambiente, Lisboa.
- Mano, E. R. (2008). Estudo de Bacias de Retenção como solução para situações crescentes de urbanização. *Dissertação de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Marques, A. S., Lima, J. P., Sousa, J., Simões, N. E., & Pina, R. (2013). *Hidrologia urbana - Sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas*. Lisboa: Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos.
- Martins, F. J. (2000). Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para águas Pluviais. *Dissertação de Mestrado*. Coimbra: Universidade de Coimbra.
- Mata-Lima, H. (2003). Dimensionamento de Bacias de Retenção do Escoamento. *1º Simpósio Nacional de Engenharia Rural, ISA*.
- Mata-Lima, H. (2007). Hidráulica, Hidrologia e Recursos Hídricos. *Apontamentos de apoio à unidade curricular*. Funchal: Universidade da Madeira.
- Mata-Lima, H., Vargas, H., Carvalho, J., Gonçalves, M., Caetano, H., Marques, A., & Raminhos, C. (2007). Comportamento hidrológico de bacias hidrográficas: integração de métodos e aplicação a um caso de estudo. *Revista Escola de Minas, 60 nº3*. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Mata-Lima, Herlander; Silva, Evaristo; Raminhos, Cristina. (2006). *Impactes de Projectos da Engenharia Civil na Hidrologia de Bacias de Drenagem. Como Gerir o Excesso do Escoamento?* Universidade do Minho.
- Matias, M. G. (2006). Bacias de Retenção estudo e métodos de dimensionamento. *Dissertação de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos, J. M. (2006). *Ambiente e Saneamento: Sistemas de Drenagem Urbana*. Lisboa: IST Press.

- Methods, H., & Durrans, S. R. (2003). *Stormwater Conveyance Modeling and Design*. Waterbury: Haestad Press.
- Mid-America Regional Council. (2008). Manual of Best Management Practices For Stormwater Quality. *Regional Water Quality Education Program*.
- Neves, M. V. (2004). Algumas sugestões relativas à gestão da água na Região do Porto. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Nix, S. J., & Durrans, S. R. (1996). Off-Line Stormwater Detention Systems. *Journal of the American Water Resources Association* 32, n° 6 , 1329-1340.
- Pais, F., & Moreira, M. (2005). Avaliação da Incidência ao Risco de Inundação - Aplicação a um Caso particular no Concelho de Lisboa. *7º Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa*. Évora, Portugal.
- Peixoto, J. (1987). O Crescimento da População Urbana e a Industrialização em Portugal. *Revista Crítica de Ciências Sociais* N° 22.
- Pelaez, J. R. (1978). Calculo Hidrometeorológico de Caudales Maximos en Pequeñas Cuencas Naturales. Espanha: Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo.
- Pilgrim, D. H., & Cordery, I. (1992). Flood runoff. In D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Pinto, L. H., & Pinheiro, S. A. (2006). *Orientações básicas para drenagem urbana*. Belo Horizonte: Fundação Estadual do Meio Ambiente.
- Pitt, R. (2005). *Module 12: Detention Pond for Water Quality Improvement*. Obtido em 8 de Junho de 2013, de <http://rpitt.eng.ua.edu/Class/Computerapplications/Module4/WinSLAMM/M12%20detention%20pond%20design%20for%20WQ%20improvement.pdf>
- Ponce, V. M. (1989). *Engineering Hydrology. Principles and Practices*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc.
- Portela, M. M. (2005). *Apontamentos de apoio às aulas de Modelação Hidrológica*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Portela, M. M., & Hora, G. R. (2002). Aplicação da fórmula racional à análise de cheias em Portugal Continental: valores do coeficiente C. Porto: Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos.
- Portela, M. M., Silva, A. T., & Melim, C. P. (2000). O efeito da ocupação urbana nos caudais de ponta de cheias naturais em pequenas bacias hidrográficas. *5º Congresso da Água - A água e o desenvolvimento sustentável: desafios para o novo século*. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos.
- Prada, S. (2010). Hidrologia, Recursos Hídricos e Ambiente, Apontamentos de apoio à unidade curricular. Funchal: Universidade da Madeira.
- Projectaquae. (2013). <http://projectaquae.wordpress.com/2009/11/11/vamos-viajar/>. Obtido de Wordpress: <http://projectaquae.wordpress.com/2009/11/11/vamos-viajar/>
- Protection, N. J. (2004). *New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual*. Obtido em 27 de Maio de 2013, de http://www.njstormwater.org/bmp_manual2.htm
- Quintela, A. C. (1996). Hidrologia e Recursos Hídricos. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Quintela, A. C. (2005). *Hidráulica* (7ª ed.). Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Reclamation, B. o. (1977). Friction Factors for Large Conduits Flowing Full. *Engineering Monograph* N° 7. Denver, Colorado.

- Santos, J. P. (2010). Gestão de Águas Pluviais Urbanas: Mudança do Paradigma nos Sistemas Públicos de Drenagem. *Tese de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Schiavetti, A., & Camargo, A. F. (2005). *Conceitos de Bacias Hidrográficas: Teorias e Aplicações*. Bahia: Editus.
- SEMCOG. (2008). *Low Impact Development Manual for Michigan*. Obtido em 5 de Junho de 2013, de <http://library.semcog.org/InmagicGenie/DocumentFolder/LIDManualWeb.pdf>
- Souza, V. C. (2002). Estudo Experimental de Trincheiras de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial. *Tese de Pós-Graduação*. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Tucci, C. E. (2005). Gestão de Águas Pluviais Urbanas. *Ministério das Cidades. Global Water Partnership. World Bank. Unesco*. Obtido em 27 de Maio de 2013, de http://4ccr.pgr.mpf.gov.br/institucional/grupos-de-trabalho/residuos/docs_resid_solidos/GestaoAguasPluviaisUrbanas.pdf
- Tucci, C. M. (s.d.). *Inundações Urbanas*. Obtido em 3 de Junho de 2013, de http://4ccr.pgr.mpf.gov.br/institucional/grupos-de-trabalho/residuos/docs_resid_solidos/drenagem1.PDF
- USDCM. (2001). Urban Storm Drainage. *Criteria Manual, Vols. I e II*. Denver, Colorado: Urban Drainage and Flood Control District.
- VDOT. (2002). Virginia Department of Transportation. *Drainage Manual*. Virginia: VDOT.
- Walesh, S. G. (1989). *Urban surface water management*. New York: John Wiley & Sons.
- West-Consultants. (2013). Obtido em 10 de Dezembro de 2013, de http://west-consultants.com/media/core/img/photo/Stormwater_Detention_Pond_Lake_Junaluska.900x500.JPG

Capítulo VII

7. Anexos

Anexo I - Determinação do coeficiente de escoamento, C

O coeficiente de escoamento, C, é um parâmetro adimensional, sendo função do período de retorno, do tipo de uso e ocupação do solo e do declive da superfície, tendo em conta principalmente as perdas de precipitação. (Portela & Hora, 2002)

Na Tabela 7.1 e Tabela 7.2, apresentam-se os valores médios do coeficiente de escoamento, C, respectivamente em áreas urbanas e áreas agrícolas, para períodos de retorno compreendidos entre 5 a 10 anos e para os diferentes tipos de ocupação, note-se no entanto, que para a consideração dos valores presentes nas referidas tabelas, para períodos de retorno superiores, deve recorrer-se à correção do coeficiente de escoamento através da aplicação de um coeficiente de ajustamento, designado fator de frequência para a fórmula racional, Cf, obtido de acordo com a Tabela 7.3. (VDOT, 2002); (Akan & Houghtalen, 2003)

Salienta-se ainda que, salvo raras exceções, o coeficiente de escoamento corrigido não deverá exceder o valor unitário.

Tabela 7.1 - Valores médios do coeficiente de escoamento, C, para áreas urbanas e períodos de retorno compreendidos entre 5 a 10 anos. (Lencastre & Franco, 2006)

Tipo de ocupação	Coefficiente C
Zonas verdes:	
– Relvados em solos arenosos	0,05 - 0,20
– Relvados em solos pesados	0,15 - 0,35
– Parques e cemitérios	0,10 - 0,25
– Campos desportivos	0,20 - 0,35
Zonas comerciais:	
– Centro da cidade	0,70 - 0,95
– Periferia	0,50 - 0,70
Zonas residenciais	
– Vivendas no centro da cidade	0,30 - 0,50
– Vivendas na periferia	0,25 - 0,40
– Prédios de apartamentos	0,50 - 0,70
Zonas industriais	
– Indústria dispersa	0,50 - 0,80
– Indústria concentrada	0,60 - 0,90
– Vias-férreas	0,20 - 0,40
Ruas e estradas	
– Asfaltadas	0,70 - 0,95
– De betão	0,80 - 0,95
– De tijolo	0,70 - 0,85
– Passeios	0,75 - 0,85
– Telhados	0,75 - 0,95
– Baldios	0,10 - 0,30

Tabela 7.2 - Valores médios do coeficiente de escoamento, C, para áreas agrícolas e períodos de retorno compreendidos entre 5 a 10 anos. (Lencastre & Franco, 2006)

Tipo de solos	Cobertura da bacia		
	Culturas	Pastagens	Bosques ou florestas
	Coeficiente C		
Com capacidade de infiltração superior à média; usualmente arenosos	0,20	0,15	0,10
Com capacidade de infiltração média; sem camadas de argila; solos francos ou similares	0,40	0,35	0,30
Com capacidade de infiltração inferior à média; solos argilosos pesados ou solos com uma camada argilosa junto à superfície; solos delgados sobre rocha impermeável	0,50	0,45	0,40

Tabela 7.3 - Fator de frequência para a fórmula racional, Cf. (VDOT, 2002)

Período de retorno (anos)	Cf
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Na Tabela 7.4, apresentam-se igualmente os valores do coeficiente de escoamento em função dos tipos de ocupação do solo e para diferentes períodos de retorno.

Tabela 7.4 - Valores do coeficiente de escoamento, C, para diferentes tipos de ocupação do solo e períodos de retorno. (Chow, Maidment, & Mays, 1998)

Tipo de ocupação	Período de retorno, T (anos)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Betão/telhados	0,75	0,80	0,88	0,88	0,92	0,97	1,00
Relvados							
Ocupando menos de 50% da área							
– Declive de 0 a 2%	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
– Declive de 2 a 7%	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
– Declive superior a 7%	0,430	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62

Ocupando de 50 a 75% da área							
– Declive de 0 a 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
– Declive de 2 a 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
– Declive superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Ocupando mais de 75% da área							
– Declive de 0 a 2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
– Declive de 2 a 7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
– Declive superior a 7%	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
Zonas não urbanas							
Terreno cultivado							
– Declive de 0 a 2%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
– Declive de 2 a 7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
– Declive superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastagem							
– Declive de 0 a 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
– Declive de 2 a 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
– Declive superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Floresta							
– Declive de 0 a 2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
– Declive de 2 a 7%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
– Declive superior a 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Anexo II - Determinação do número de escoamento, CN

Toda a metodologia desenvolvida pelo Soil Conservation Service (SCS) do departamento de agricultura dos EUA presente nesta dissertação, baseia-se fundamentalmente num parâmetro adimensional designado número de curva ou número de escoamento (CN , do inglês “Curve Number”), que relaciona e descreve o comportamento hidrológico dos vários tipos de solo, a sua utilização e as condições de superfície. (Correia, 2007)

O número de escoamento descreve a potencialidade da bacia hidrográfica em gerar escoamento superficial, sendo um valor compreendido entre 0 e 100, representando os seus limites inferior e superior, respectivamente, solos com elevada condutividade hidráulica ou totalmente impermeáveis.

O Soil Conservation Service, classifica os solos quanto à tipologia hidrológica em quatro grupos: (Lencastre & Franco, 2006)

- Tipo A (baixo potencial de escoamento superficial), solos com elevada transmissividade, caracterizando-se pela elevada capacidade de infiltração mesmo quando completamente humedecidos. Incluem-se neste tipo principalmente areias profundas com drenagem boa ou excessiva;
- Tipo B (potencial de escoamento superficial abaixo da média), este tipo de solos possuem uma transmissividade média, caracterizando-se por intensidades de infiltração moderadas quando completamente humedecidos. Incluem-se neste tipo, solos medianamente profundos, com textura moderadamente fina e moderadamente grosseira, e medianamente drenadas;
- Tipo C (potencial de escoamento superficial acima da média), solos que possuem uma transmissividade baixa, caracterizando-se por baixas intensidades de infiltração quando totalmente humedecidos. Este tipo corresponde essencialmente a solos com camadas impermeáveis subjacentes e solos com textura moderadamente fina;
- Tipo D (potencial de escoamento superficial elevado), este tipo de solos possuem uma transmissividade muito baixa, sendo caracterizados por intensidades de infiltração muito baixas quando completamente humedecidos. São exemplo deste tipo, solos argilosos expansíveis, solos com o nível freático permanentemente próximo da superfície e solos com substratos impermeáveis a pouca profundidade.

Na Tabela 7.5, apresentam-se os números de escoamento (CN), para os diferentes tipos de solo e para as condições de humidade AMC-II e para as diferentes utilizações do solo segundo o Soil Conservation Service.

Tabela 7.5 - Valor do número de escoamento, CN, em bacias urbanas e suburbanas para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo. (Lencastre & Franco, 2006)

Utilização ou cobertura do solo	Tipo de solo					
	A	B	C	D		
Terras lavradas:						
– não cultivadas	72	81	88	91		
– cultivadas	62	71	78	81		
Pastagens:						
– pobres	68	79	86	89		
– boas	39	61	74	80		
Prados em boas condições	30	58	71	78		
Florestas:						
– pouco densas	45	66	77	83		
– densas	25	55	70	77		
Espaços abertos, relvados, campos de golfe, cemitérios, etc.:						
– em boas condições: cobertura com 75% ou mais de relva	39	61	74	80		
– fracas condições: cobertura com 50% a 75% de relva	49	69	79	84		
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)	89	92	94	95		
Zonas industriais (72% de impermeabilização)	81	88	91	93		
Zonas residenciais:						
Tamanho dos lotes (média) (m ²)	Imper. (média) (%)					
500	65		77	85	90	92
1000	38		61	75	83	87
1300	30		57	72	81	86
2000	25		54	70	80	85
4000	20		51	68	79	84
Lotes de parques pavimentados, telhados, passeios, etc.			98	98	98	98
Ruas, estradas:						
– pavimentadas, com sarjetas e coletores	98	98	98	98		
– empedradas	76	85	89	91		
– Terra batida	72	82	87	89		

Na Tabela 7.6, apresentam-se os valores do número de escoamento, CN, para bacias rurais.

Tabela 7.6 - Valor do número de escoamento, CN, em bacias rurais para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo. (Mata-Lima, 2007)

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície	Tipo de solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Cultura arvense	- Segundo o maior declive	64	76	84	88
	- Segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	- Segundo as curvas de nível em terraços	60	71	79	82
Rotação de cultura	- Segundo o maior declive	62	75	83	87
	- Segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	- Segundo as curvas de nível em terraços	57	70	78	82
Pastagem	- Pobre	68	79	86	89
	- Normal	49	69	79	84
	- Boa	39	61	74	80
	- Pobre - Segundo o maior declive	47	67	81	88
	- Pobre - Segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	- Boa - Segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	- Normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	- Normal	59	74	82	86
Estradas	- Pavimento permeável	72	82	87	89
	- Pavimento impermeável	74	84	90	92
Floresta	- Muito aberta ou de baixa transpiração	56	75	66	91
	- Aberta ou de baixa transpiração	46	68	78	84
	- Normal	36	60	70	76
	- Densa ou de alta transpiração	26	52	62	69
	- Muito densa ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

O número de escoamento depende ainda das condições antecedentes de humidade do solo, AMC (do inglês “antecedent moisture condition”), sendo que o Soil Conservation Service distingue três condições: (Mata-Lima, 2007)

- **AMC-I** (solos secos), a precipitação registada nos últimos cinco dias não ultrapassou os 15mm;

- **AMC-II** (situação média na época de cheias), a precipitação registada nos últimos cinco dias encontra-se entre 15mm e 40mm;
- **AMC-III** (solo húmido), a precipitação registada nos últimos cinco dias foi superior a 40mm;

Os valores do número do escoamento apresentados na Tabela 7.5 e Tabela 7.6, correspondem à condição AMC-II, quando as condições de humidade do solo se aproximam dos seus limites inferior ou superior, respectivamente AMC-I e AMC-III, os valores do CN deverão ser corrigidos de acordo com as equações (7.1) e (7.2), utilizando a parte inteira sem arredondamento do valor calculado, obtendo-se respectivamente CNI e CNIII. (Lencastre & Franco, 2006); (Methods & Durrans, 2003)

$$CNI = \frac{4,2 \cdot CNII}{10 - 0,058 \cdot CNII} \quad (7.1)$$

$$CNIII = \frac{23 \cdot CNII}{10 + 0,13 \cdot CNII} \quad (7.2)$$

Para a determinação dos caudais de ponta de cheia para frequências de ocorrência elevadas, geralmente adota-se o valor do número de escoamento de AMCIII. (Lencastre & Franco, 2006)

Em condições heterogéneas de natureza do solo e condições de cobertura numa bacia hidrográfica, o número de escoamento a considerar para a bacia deve resultar da média ponderada dos números de escoamento correspondentes às várias áreas homogéneas em que é possível dividir a bacia, ou seja:

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n CNi \cdot Ai}{\sum_{i=1}^n Ai} \quad (7.3)$$

Onde **CN** [-] é o número do escoamento da bacia, **CNi** [-] é o número do escoamento para a sub-bacia *i*, **Ai** [m²] é a área correspondente à sub-bacia *i* e **n** é o número de sub-bacias em que é possível dividir a bacia.

Anexo III - Determinação da altura crítica do escoamento para diferentes secções

Como demonstrado no subcapítulo 3.4.3.2, no caso geral e para a condição de ser mínima a energia específica, obtém-se:

$$1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3} \cdot \frac{dA}{dh} = 0 \quad (7.4)$$

O acréscimo da área líquida de uma secção genérica (Ver Figura 7.1) é dada por:

$$dA = b \cdot dh \quad (7.5)$$

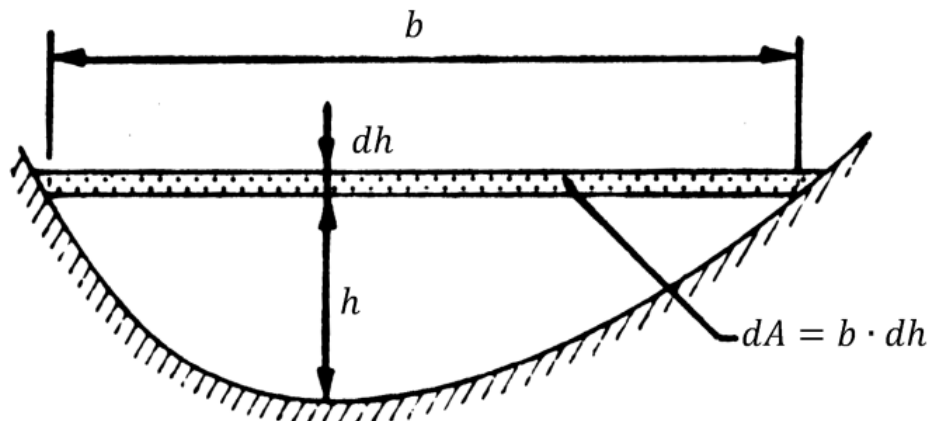


Figura 7.1 - Acréscimo de área numa secção genérica. (Quintela, 2005)

Então para secções trapezoidais, a expressão para a determinação da altura crítica é dada por:

$$hc = \left(\frac{Q^2}{g}\right)^{1/3} \cdot \frac{(B + 2 \cdot m \cdot hc)^{1/3}}{B + m \cdot hc} \quad (7.6)$$

No caso particular de secções retangulares, dado que a inclinação dos lados é nula, ou seja, $m=0$, pode tornar-se a expressão 7.6) independente da largura da secção (B), utilizando o caudal unitário (q):

$$q = \frac{Q}{b} \quad (7.7)$$

como tal, a altura crítica é dada por:

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (7.8)$$

Para secções circulares, determina-se a altura crítica pelas expressões seguintes:

$$\theta = \sin \theta + 8 \cdot \left(\frac{Q^2}{g}\right)^{1/3} \cdot \left(\sin \frac{\theta}{2}\right)^{1/3} \cdot D^{-5/3} \quad (7.9)$$

sendo θ determinado iterativamente, e a altura crítica é dada por:

$$hc = \frac{D}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (7.10)$$

Anexo IV - Coeficiente de rugosidade de diferentes materiais

Na Tabela 7.7 e Tabela 7.8, apresentam-se os valores de rugosidade, K_s , a adoptar na equação de Gauckler-Manning-Strickler descrita no subcapítulo 3.4.3.1.1.

Tabela 7.7 - Valores do coeficiente de rugosidade K_s , em função do tipo de revestimento em condutos circulares. (Lencastre & Franco, 2006)

Tipo	$K_s (m^{1/3} \cdot s^{-1})$
Túneis não revestidos, muito irregulares	15-25
Túneis não revestidos com grandes blocos salientes	30-40
Túneis não revestidos regulares	45-50
Condutas metálicas rebitadas ou com muitas soldaduras. Túneis de betão grosseiro ou envelhecido e alvenaria em mau estado	60-70
Condutas de ferro fundido ou de betão com muito uso e grandes incrustações. Túneis de alvenaria ordinária	65-75
Condutas de betão com juntas frequentes. Condutas de ferro fundido em serviço corrente	70-80
Condutas com reboco ordinário. Condutas de grés. Condutas de chapa pouco espessa e com soldaduras salientes. Condutas de alvenaria bastante lisa. Condutas de ferro fundido novo.	65-75
Condutas de betão bem alisado ou de aço embebido em betume	70-80
Condutas de betão muito liso. Condutas de madeira aparelhada. Condutas de chapa metálica sem soldaduras salientes. Condutas de fibrocimento	80-100
Tubos de ferro galvanizado	60-80
Tubos de cobre e latão, tubos de polietileno ou polivenil	80-110

Tabela 7.8 - Valores do coeficiente de rugosidade K_s em função do tipo de revestimento em canais. (Lencastre & Franco, 2006)

Tipo de canal	K_s	
	Intervalo (Máx/Mín)	Normal
i. Escavado ou dragado		
a) em terra, reto e uniforme		
1) limpo, acabado recentemente	63-50	56
2) limpo, depois de temporais	56-40	45
3) de cascalho, de secção uniforme, limpo	45-33	40
4) com relva curta, com pouca vegetação	45-30	37
b) em terra, sinuoso e pouco inclinado		
1) sem vegetação	43-33	40
2) com relva, pouca vegetação	40-30	33
3) vegetação densa ou plantas aquáticas em canais profundos	33-25	29
4) fundo de terra e lados em cascalho	36-29	33
5) fundo empedrado e com bancos de vegetação	40-25	29
6) fundo com seixos rolados e lados lisos	33-20	25
c) canal de enxugo - escovado ou dragado		
1) sem vegetação	40-30	36
2) pouca vegetação nos taludes	29-17	20
d) escavado em rocha		
1) pouco rugoso e uniforme	40-25	29
2) muito rugoso e uniforme	35-20	25
e) canais não cuidados, troncos e arbustos não cortados		
1) vegetação densa, tão alta como a altura da água	20-8	13
2) fundo liso, com arbustos nos lados	25-13	20
3) o mesmo caso de vegetação alta	22-9	14
4) arbustos cerrados	13-7	10
ii. Cursos de água naturais		
i. Leitos menores (largura máxima em cheia < 30 m)		
a) Cursos de água em planície		
1) limpo, em linha reta, ao nível máximo, sem quedas ou zonas profundas	40-30	33
2) o mesmo que o anterior, com mais pedras e vegetação	33-25	29
3) limpo, sinuoso, algumas zonas profundas e baixios	30-22	25
4) o mesmo que o anterior, mas com alguma vegetação e pedras	29-20	22
5) o mesmo que o anterior, mas com níveis mais baixos, declives e secção menos efetivos	25-18	21
6) o mesmo que o ponto 4, mas com mais pedras	22-17	20
7) com troços menos inclinados, com vegetação e zonas profundas	20-13	14
8) troços com muita vegetação, zonas profundas, ou secções com troncos e com vegetação arbustiva	13-7	10
b) cursos de água de montanha sem vegetação no canal, margens declivosas e vegetação ao longo das margens inundadas, ao nível máximo		
1) fundo: cascalho, seixo rolado e pouco saibro	33-20	25
2) fundo: seixos rolados e saibro	25-14	20
ii. Leitos maiores (planícies inundáveis)		

a) com pastagens e sem arbustos		
1) vegetação herbácea baixa	40-29	33
2) vegetação herbácea alta	33-20	29
b) áreas cultivadas		
1) sem cultura	50-25	33
2) cultura em linha	40-22	29
3) cultura dispersa	33-20	25
c) mato		
1) mato disperso, vegetação cerrada	29-14	20
2) mato pouco denso e árvores, no Inverno	29-17	20
3) mato pouco denso e árvores, no Verão	25-13	17
4) mato médio a denso, no Inverno	22-9	14
5) mato médio a denso, no Verão	14-6	10
d) árvores		
1) salgueiros densos, alinhados, no Verão		
2) terra limpa, com troncos de árvore sem rebentos	33-20	25
3) o mesmo que o anterior mas com um crescimento intenso de rebentos	20-13	17
4) com maior densidade, poucas árvores caídas, pouco crescimento sob coberto, com o nível máximo abaixo dos ramos	13-8	10
5) o mesmo que o anterior, mas com o nível máximo alcançando os ramos	10-6	8
iii. Cursos de água maiores (largura superficial em cheia > 30 m). O valor de K é maior do que aquele para cursos menores com uma descrição similar, pois as margens oferecem uma resistência menos efectiva		
a) secção regular sem seixos rolados nem vegetação	40-17	-
b) secção irregular e rugosa	29-10	-

Anexo V - Representação gráfica das curvas I-D-F

Apresentam-se as representações gráficas das curvas I-D-F, para as diferentes regiões pluviométricas e diferentes períodos de retorno, com base nos parâmetros definidos no Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto, através das quais se constata que o aumento da duração do evento de precipitação conduz a uma menor intensidade média.

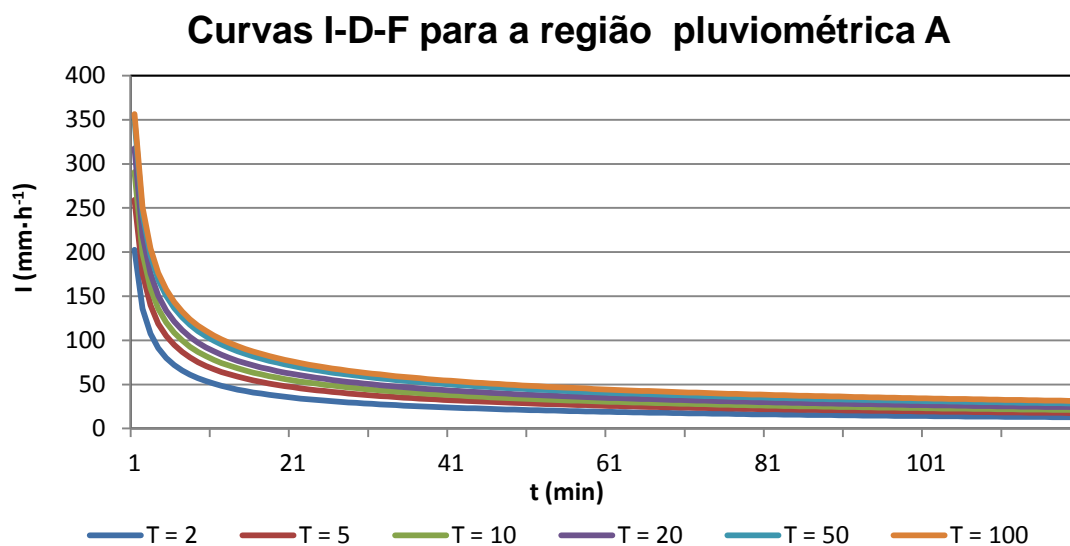


Figura 7.2 - Representação gráfica das curvas I-D-F para a região pluviométrica A

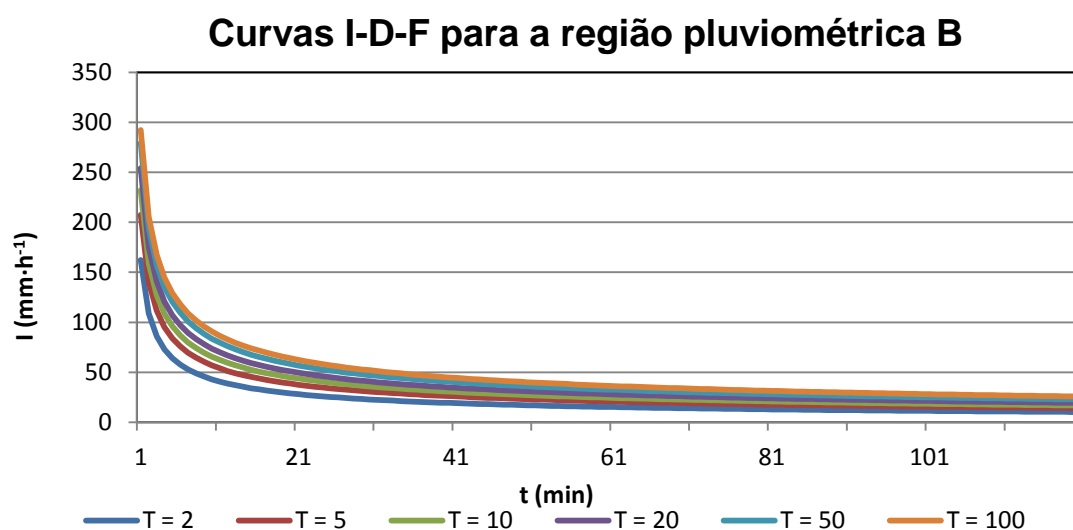


Figura 7.3 - Representação gráfica das curvas I-D-F para a região pluviométrica B

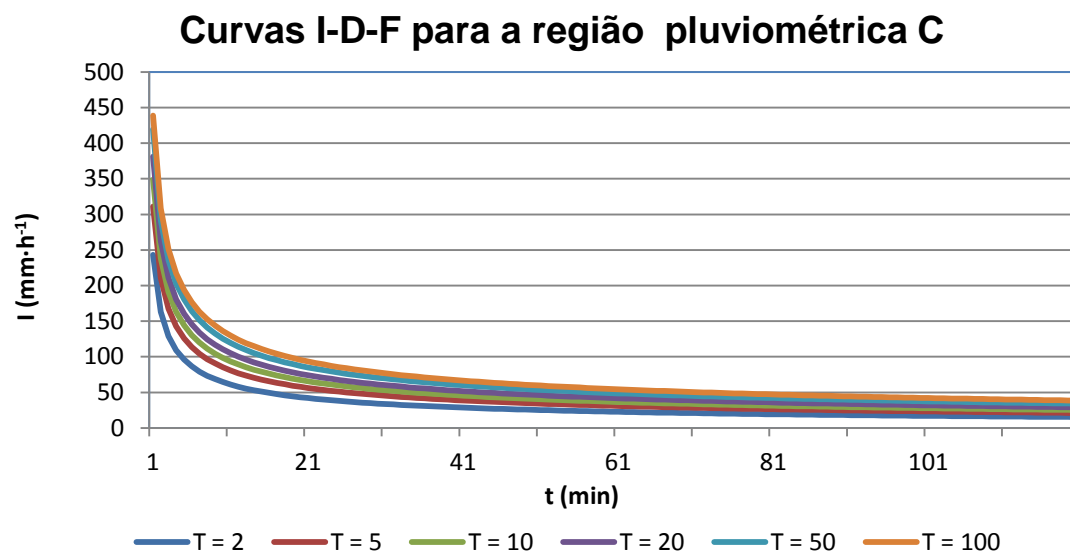
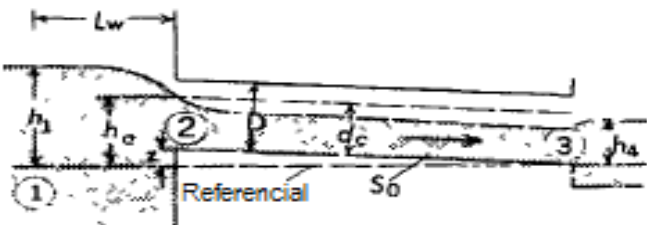
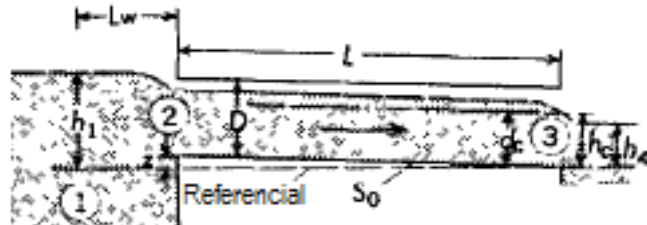
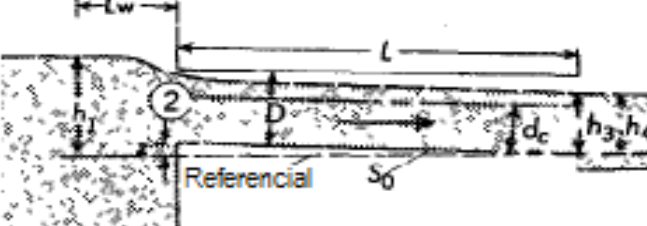


Figura 7.4 - Representação gráfica das curvas I-D-F para a região pluviométrica C

Anexo VI - Representação esquemática das condições de funcionamento dos tipos de aquedutos

Apresentam-se, para uma melhor compreensão da abordagem de cálculo, esquematicamente as condições de funcionamento de aquedutos de acordo com (Bodhaine, 1982).

Tabela 7.9 - Representação esquemática das condições de funcionamento dos tipos de aquedutos considerados. (Bodhaine, 1982)

Esquema		Condições	Controlo do escoamento
			Forma do escoamento
Tipo I		$\frac{(h_1 - z)}{D} < 1,5$ $\frac{h_4}{hc} < 1,0$ $S_0 > S_c$	Montante
			Superfície Livre
Tipo II		$\frac{(h_1 - z)}{D} < 1,5$ $\frac{h_4}{hc} \leq 1,0$ $S_0 < S_c$	Jusante
			Superfície Livre
Tipo III		$\frac{(h_1 - z)}{D} < 1,5$ $\frac{h_4}{D} \leq 1,0$ $\frac{h_4}{hc} > 1,0$	Jusante
			Superfície Livre

<p>Tipo IV</p>		$\frac{(h1 - z)}{D} > 1,0$ $\frac{h4}{D} > 1,0$	<p>Jusante</p> <hr/> <p>Sob Pressão</p>
<p>Tipo V</p>		$\frac{(h1 - z)}{D} \geq 1,5$ $\frac{h4}{D} \leq 1,0$	<p>Montante</p> <hr/> <p>Superfície Livre</p>
<p>Tipo VI</p>		$\frac{(h1 - z)}{D} \geq 1,5$ $\frac{h4}{D} \leq 1,0$	<p>Jusante</p> <hr/> <p>Sob Pressão</p>

Anexo VII - Perdas de carga

Apresenta-se seguidamente a metodologia para o cálculo das perdas de carga localizadas e contínuas.

Perda de carga localizada

As perdas de carga localizadas devem-se à presença de singularidades como por exemplo cotovelos, curvas, válvulas, alargamentos e estreitamentos. No entanto no que concerne ao dimensionamento das passagens hidráulicas, nesta dissertação, consideram-se apenas as perdas de carga devido a alargamentos e estreitamentos bruscos.

- **Perda de carga localizada causada por um alargamento brusco**

As perdas de carga localizadas devido a um alargamento brusco da secção do escoamento (Ver Figura 7.5) avaliam-se pela seguinte expressão:

$$\Delta h_l = K \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \quad (7.11)$$

Sendo K dado por:

$$K = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \quad (7.12)$$

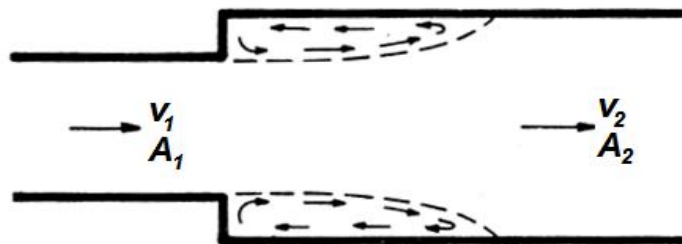


Figura 7.5 - Alargamento brusco da secção do escoamento. (Quintela, 2005)

No caso da passagem, em aresta viva de um conduto para um reservatório de grandes dimensões, o coeficiente K toma valor unitário.

- **Perda de carga localizada causada por um estreitamento brusco**

As perdas de carga localizadas devido a um estreitamento brusco da secção do escoamento (Ver Figura 7.6) são dadas pela seguinte expressão:

$$\Delta h_l = K \cdot \left(\frac{v_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (7.13)$$

Sendo o coeficiente K determinado através da Tabela 7.10.

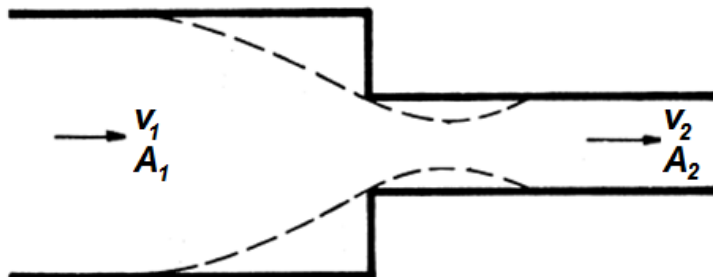


Figura 7.6 - Estreitamento brusco da seção do escoamento. (Quintela, 2005)

Tabela 7.10 - Valores do coeficiente K em função da relação entre as áreas do escoamento. (Quintela, 2005)

A_2/A_1	0,01	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
K	0,49	0,45	0,42	0,33	0,22	0,13	0,00

À medida que a relação A_2/A_1 diminui, o coeficiente K tende para 0,50, como tal, na passagem em aresta viva de um reservatório para um conduto ficamos com:

$$\Delta h_l = 0,50 \cdot \left(\frac{v_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (7.14)$$

Perda de carga contínua

A perda de carga contínua pode ser dada pela equação de Darcy-Weisbach, desenvolvida tendo em conta as características quer do escoamento, quer do conduto, nomeadamente a geometria, comprimento e a natureza do material, considerada pela introdução de um fator de resistência, λ . (Methods & Durran, 2003)

$$\Delta h_c = \frac{\lambda \cdot L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (7.15)$$

O fator de resistência, λ , depende do número de Reynolds, Re, e da rugosidade absoluta equivalente do material, ϵ , podendo ser determinado através do ábaco de Moody, representado na Figura 7.7 ou pela equação de Colebrook-White (Equação 7.16), desenvolvida para tubos circulares comerciais, sendo aplicável no domínio do escoamento turbulento, ou seja com $Re > 4000$. (Quintela, 2005)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \quad (7.16)$$

Em que o número de Reynolds, Re , é dado por:

$$Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad (7.17)$$

Note-se que as equações anteriores podem ser aplicadas a condutos com secção não circular, desde que em vez da utilização do diâmetro, D , se utilize o diâmetro hidráulico, $D_h = 4R_h$, sendo R_h o raio hidráulico. (Methods & Durran, 2003); (Quintela, 2005)

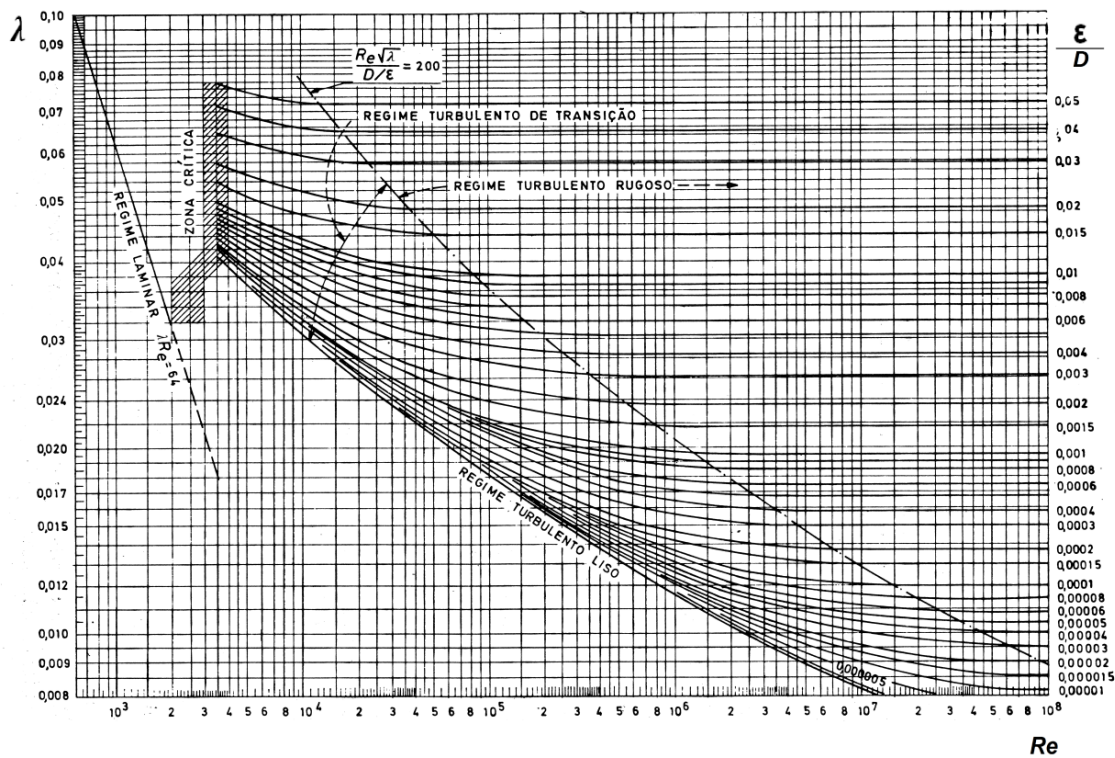


Figura 7.7 - Ábaco de Moody. (Quintela, 2005)

Apresenta-se na Tabela 7.11, os valores da rugosidade absoluta equivalente, ε , em função da natureza do material das paredes dos condutos.

Tabela 7.11 - Valores da rugosidade absoluta equivalente para diferentes materiais. (Quintela, 2005)

Natureza do material	Rugosidade equivalente, ϵ (mm)
Latão, Vidro	0,003
Fibrocimento	0,02
Aço laminado:	
– novo	0,05
– enferrujado	0,15 - 0,25
– incrustado	1,5 - 3
– revestido de betume	0,015
Aço soldado:	
– novo	0,03 - 0,1
– enferrujado	0,4
Aço galvanizado	0,15 - 0,20
Ferro fundido:	
– novo	0,25
– enferrujado	1 - 1,5
– revestido de betume	0,1
– fortemente incrustado	até 3
Grés	0,3 - 1
Madeira	0,3 - 1
Galerias em rocha (não revestidas)	90 - 600

Na Figura 7.8, apresentam-se os valores da rugosidade absoluta equivalente para condutos de betão, em função do estado e tipo de acabamento do material, salientando-se que no caso de tubos pré moldados, o valor de ϵ tabelado deve ser corrigido da seguinte forma: (Reclamation, 1977)

- Juntas lisas - Sem necessidade de correção adicional;
- Juntas médias - Aumentar ϵ de 0,9mm a 1,5mm;
- Juntas desalinhasadas - Aumentar ϵ de 1,8mm a 2,7mm;

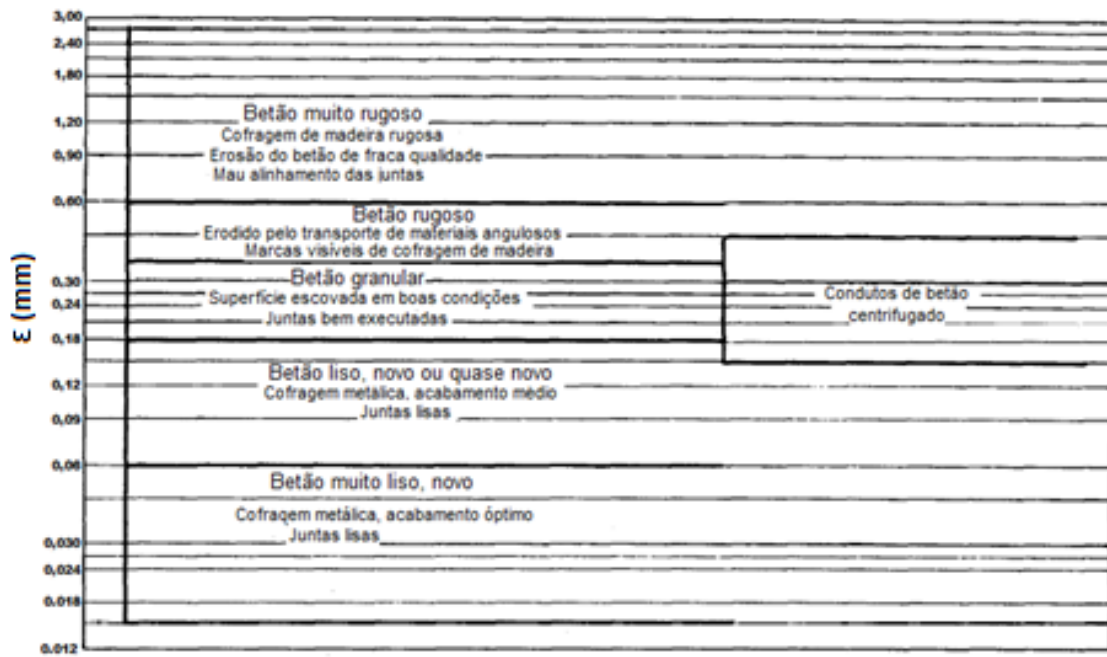


Figura 7.8 - Valores de rugosidade equivalente absoluta, ϵ , para condutos de betão em função do tipo de acabamento. (Reclamation, 1977)

Anexo VIII - Relações geométricas de diferentes secções

Apresentam-se na Tabela 7.12, as relações geométricas para as secções mais comuns, nomeadamente secção retangular, trapezoidal e triangular (Ver Figura 7.9).

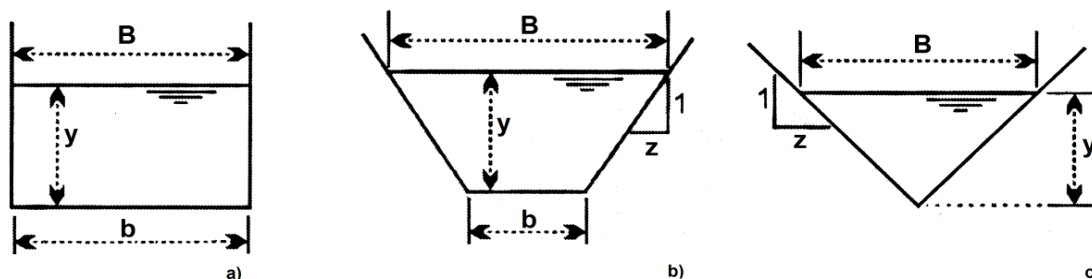


Figura 7.9 - Secção a) retangular, b) trapezoidal e c) triangular. (Baptista & Lara, 2003)

Tabela 7.12 - Relações geométricas de diferentes secções.

Secção	Área molhada, A_m (m^2)	Perímetro Molhado, P_m (m)	Raio Hidráulico, R_h (m)	Largura do topo, B (m)
Retangular	$b \cdot y$	$b + 2 \cdot y$	$\frac{b \cdot y}{b + 2 \cdot y}$	b
Trapezoidal	$b \cdot y + z \cdot y^2$	$b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{b \cdot y + z \cdot y^2}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2 \cdot z \cdot y$
Triangular	$z \cdot y^2$	$2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{z \cdot y}{2 \cdot \sqrt{1 + z^2}}$	$2 \cdot z \cdot y$

Anexo IX - Determinação da área de uma bacia hidrográfica

Apresentam-se dois métodos de integração numérica, que consistem na divisão da bacia em figuras geométricas, sendo aplicáveis quando se conhecem as coordenadas dos diversos pontos do contorno de uma bacia hidrográfica ou sub-bacia considerada.

- **Método de Bezout**

Este método, também designado por método dos trapézios, consiste em dividir área total em trapézios com largura igual, d , sendo a área total dada pela soma das áreas dos trapézios considerados (Ver Figura 7.10). Quanto menor for a largura, d , considerada, mais preciso é o resultado final. (Cruz & Redweik, 2003)

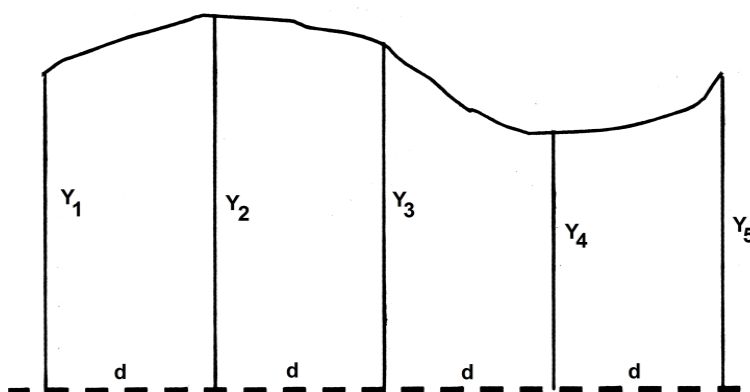


Figura 7.10 - Determinação da área pelo método de Bezout. (Cruz & Redweik, 2003)

$$A = \frac{(y_1 + y_2)}{2} \cdot d + \frac{(y_2 + y_3)}{2} \cdot d + \dots + \frac{(y_{n-1} + y_n)}{2} \cdot d \quad (7.18a)$$

$$A = \frac{d}{2} \cdot (y_1 + 2 \cdot y_2 + 2 \cdot y_3 + \dots + y_n) \quad (7.18b)$$

Ou seja:

$$A = \frac{d}{2} \cdot (E + 2 \cdot M) \quad (7.18c)$$

Onde E [m] é a soma das ordenadas extremas, M [m] é a soma das ordenadas do meio e d [m] é a largura dos trapézios considerado.

- **Método de Simpson**

Este método é semelhante ao método de Bezout, admitindo que a curva formada por três ordenadas é uma parábola, e como tal a sua área corresponde a dois terços do paralelogramo formado ABCD, representado na Figura 7.11. (Cruz & Redweik, 2003)

Desta forma, a área total é dada pela soma das subáreas consideradas.

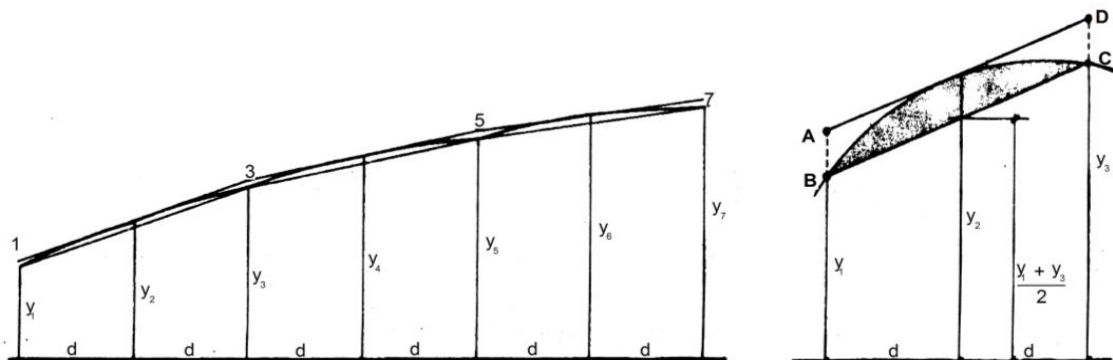


Figura 7.11 - Determinação da área pelo método de Simpson. (Cruz & Redweik, 2003)

Para um número par, n , de intervalos contíguos, tem-se:

$$A = \frac{d}{3} \cdot [y_1 + y_{n+1} + 2 \cdot (y_3 + y_5 + \dots + y_{n-1}) + 4 \cdot (y_2 + y_4 + \dots + y_n)] \quad (7.19a)$$

$$A = \frac{d}{3} \cdot (E + 2 \cdot I + 4 \cdot P) \quad (7.19b)$$

Onde **E** [m] é a soma das ordenadas extremas, **I** [m] é a soma das ordenadas ímpares, **P** [m] é a soma das ordenadas pares e **d** [m] é a largura das subáreas considerado.

Anexo X - Resultados do caso de estudo genérico efetuado

Apresentam-se na Tabela 7.13 os resultados obtidos pela aplicação do método de integração numérica ao caso de estudo genérico efetuado no subcapítulo 4.4, nomeadamente a altura de água no interior da bacia, h_n , a cada instante de tempo, t_n , e respectivo caudal debitado, O_n .

Tabela 7.13 - Resultados da modelação da bacia de retenção referente ao caso de estudo genérico efetuado.

t_n (min)	I_n ($m^3 \cdot s^{-1}$)	h_n (m)	O_n ($m^3 \cdot s^{-1}$)	t_n (min)	I_n ($m^3 \cdot s^{-1}$)	h_n (m)	O_n ($m^3 \cdot s^{-1}$)
0,00	0,00	0,000	0,000	74,88	0,37	0,812	2,040
2,34	0,28	0,003	0,000	79,56	0,27	0,741	1,778
4,68	0,92	0,016	0,006	84,24	0,19	0,677	1,552
7,02	1,75	0,046	0,027	88,92	0,14	0,619	1,358
9,36	2,85	0,096	0,083	93,60	0,10	0,567	1,192
11,70	4,32	0,174	0,202	105,30	0,05	0,461	0,873
14,04	6,07	0,283	0,420	110,00	0,00	0,425	0,773
16,38	7,54	0,423	0,766	115,00	0,00	0,390	0,681
18,72	8,56	0,581	1,234	120,00	0,00	0,360	0,602
21,06	9,11	0,745	1,792	125,00	0,00	0,333	0,535
23,40	9,20	0,903	2,392	130,00	0,00	0,309	0,478
25,74	9,11	1,047	2,989	135,00	0,00	0,287	0,429
28,08	8,56	1,172	3,538	140,00	0,00	0,267	0,386
30,42	7,91	1,272	3,999	145,00	0,00	0,250	0,348
32,76	7,18	1,347	4,359	150,00	0,00	0,234	0,316
35,10	6,26	1,397	4,603	155,00	0,00	0,220	0,287
37,44	5,15	1,420	4,718	160,00	0,00	0,206	0,262
39,78	4,23	1,419	4,714	165,00	0,00	0,195	0,239
42,12	3,59	1,402	4,629	170,00	0,00	0,184	0,219
44,46	3,04	1,374	4,491	175,00	0,00	0,174	0,202
46,80	2,58	1,338	4,316	180,00	0,00	0,164	0,186
51,48	1,90	1,254	3,916	185,00	0,00	0,156	0,171
56,16	1,35	1,161	3,489	190,00	0,00	0,148	0,159
60,84	0,98	1,066	3,072	195,00	0,00	0,141	0,147
65,52	0,71	0,976	2,688	200,00	0,00	0,134	0,136
70,20	0,51	0,890	2,343	205,00	0,00	0,127	0,127