



UNIVERSIDADE DE ÉVORA

ESCOLA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA RURAL

**Definição do período de retorno (T_R) para
delimitação de áreas inundáveis – Estudo da ação
combinada da maré e do escoamento superficial**

Regina Isabel Rodrigues Guerreiro

Orientação:

Professor Dr.º Jorge Manuel Guieiro Pereira Isidoro

Professor Dr.º Carlos Ferreira do Carmo de Sousa

Mestrado em Engenharia Civil

Área de especialização: *Hidráulica e Recursos Hídricos*

Dissertação

Évora, 2015



UNIVERSIDADE DE ÉVORA

ESCOLA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA RURAL

**Definição do período de retorno (T_R) para
delimitação de áreas inundáveis – Estudo da ação
combinada da maré e do escoamento superficial**

Regina Isabel Rodrigues Guerreiro

Orientação:

Professor Dr.º Jorge Manuel Guieiro Pereira Isidoro

Professor Dr.º Carlos Ferreira do Carmo de Sousa

Mestrado em Engenharia Civil

Área de especialização: *Hidráulica e Recursos Hídricos*

Dissertação

Évora, 2015

Agradecimentos

A elaboração desta dissertação não teria sido possível sem a ajuda daqueles que, de uma ou outra forma, não só não me deixaram desistir como me incentivaram a concretizar este objetivo académico.

Ao Professor Jorge Isidoro, orientador desta dissertação, na área da Hidráulica e Hidrologia, o meu agradecimento pela definição das linhas fundamentais que serviram de base ao desenvolvimento deste trabalho. Ao Professor Carlos Sousa, coorientador desta dissertação, na área da Probabilidade e Estatística, que disponibilizou muito do seu tempo para me dar apoio.

Aos meus colegas de trabalho, da Protecna – consultores de engenharia, Lda, pela apoio e compreensão nas minhas ausências e tempo dispensado na elaboração desta dissertação, nomeadamente, Eng.º António André, Eng.ª Mónica Moreira e Eng.ª Joana Brito.

Aos meus amigos, por estarem sempre presentes, em especial quero agradecer à minha amiga Andreia Santos e André Rosado.

Aos meus pais, pelo apoio incondicional ao longo de todo o percurso académico, que me permitiu atingir esta etapa.

Resumo

Nas zonas com maior risco de inundação associada à proximidade do mar, em zona de elevada densidade populacional ocorre um aumento associado das probabilidades de perdas humanas, económicas e sociais. A delimitação de áreas inundáveis permite identificar as áreas em risco. Nos casos em que a fronteira de jusante está sujeita à oscilação do nível de maré nem sempre este fator é tido em conta. Apresenta-se o caso prático do estudo da Ribeira da Canada, que consistiu na simulação da ocorrência simultânea de escoamento superficial e altura das marés. Verificou-se que a delimitação das zonas inundáveis não poderá ter apenas em conta o escoamento superficial resultante das bacias hidrográficas. Os resultados da modelação mostram que a ação combinada da onda de maré e do escoamento superficial é condicionante até 490m da foz, devendo ser tida em consideração na determinação do período de retorno de inundações em zonas costeiras e estuarinas.

Palavras-chave: risco de inundação; probabilidade conjunta; escoamento superficial; altura da maré astronómica; período de retorno.

Abstract

Definition of the return period (T_R) for delimitation of flood areas-study of the combined action of the tide and runoff

In areas with a high population density and greater risk of flooding due to proximity to the sea, the increase of human, economic and social losses is expected. By delimitating the areas liable to flood, the risk areas can be identified. The situation of the downstream boundary being affected by the fluctuation of the tide level is not always considered. This investigation presents the case study of the *Ribeira da Canada*, consisting of a simulation in which surface runoff and high tide occur simultaneously. The study clearly demonstrates that the delimitation of areas liable to flooding should not be based only on surface runoff from the drainage basins. The modelling results shows that the combined action of the tide wave and surface drainage can affect an area up to 490m from the river's outlet and must be considered when determining the flood return period in the coastal and estuarine areas.

Keywords: floods risk; joint probability; runoff; astronomical tide level; return period.

Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Âmbito do trabalho.....	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Organização	2
2. Revisão bibliográfica.....	4
2.1. Revisão de literatura e desenvolvimento científico.....	5
2.2. Revisão de conceitos fundamentais	14
2.2.1. Maré astronómica.....	14
2.2.2. Bacia de drenagem urbana.....	15
2.2.3. Precipitação.....	15
2.2.4. escoamento superficial.....	17
2.2.5. Consequências da urbanização no ciclo da água	19
2.2.6. Período de retorno (T_R).....	19
2.2.7. Delimitação de áreas inundáveis	20
2.2.8. Diferenciação entre onda de tempestade e maré de tempestade	21
2.3. Legislação nacional, comunitária e extracomunitária	22
2.3.1. Legislação nacional	22
2.3.2. Legislação comunitária	27
2.3.3. Legislação extracomunitária	29
3. Ocorrência simultânea do escoamento superficial com nível da maré	35
3.1. Estudo hidrológico de uma bacia hidrográfica.....	35
3.1.1. Caracterização da bacia hidrográfica.....	35
3.1.2. Modelo hidrológico – HEC-HMS	37
3.1.3. Modelo hidrodinâmico – HEC-RAS.....	39
3.2. Método analítico para cálculo da altura da maré.....	42
3.3. Distribuições de probabilidades testadas aos dados hidrológicos.....	43
3.3.1. Distribuição normal.....	45
3.3.2. Distribuições de valores extremos	47
3.3.3. Ajustamento das distribuições teóricas.....	54
3.3.4. Ajustamento visual.....	54
3.3.5. Testes de aderência: Qui-Quadrado, Kolmogorov-Smimov e Anderson-Darling 56	
3.4. Estimação dos parâmetros	60
3.4.1. Estimadores e estimativas.....	60

3.4.2.	Algumas propriedades dos estimadores pontuais.....	61
3.4.3.	Métodos de estimação.....	62
3.5.	Simulação de amostras recorrendo à técnica de Monte Carlo	70
3.5.1.	Geração de amostras aleatórias com distribuição $U [0,1)$	71
3.5.2.	Simulação de amostras aleatórias provenientes de uma população contínua qualquer	73
4.	Caso de estudo – Ribeira da Canada	75
4.1.	Relevância do objeto de estudo.....	75
4.2.	Metodologia.....	76
4.3.	Caracterização da bacia	77
4.4.	Dados de precipitação	81
4.5.	Geração de precipitações	81
4.6.	Geração de caudais – HEC-HMS	83
4.7.	Geração de alturas de marés	84
4.8.	Modelação hidrodinâmica – HEC-RAS	87
4.9.	Apresentação dos resultados	89
4.10.	Análise de resultados.....	93
4.11.	Determinação da influência relativa do escoamento superficial e da altura de maré na altura de escoamento.....	93
5.	Conclusão.....	97

Índice de figuras

Figura 1.1 Fluxograma da metodologia utilizada no caso de estudo	2
Figura 2.1 Foz do Rio Reno no Mar do Norte (Holanda), com áreas suscetíveis de inundações, devido à influência do nível da maré e do escoamento superficial.	5
Figura 2.2 Baía de Chesapeake, localizada na costa Este dos Estados Unidos da América.	6
Figura 2.3 Probabilidade conjunta de excedência, do escoamento superficial e dos níveis de maré (Loganathan <i>et al.</i> , 1987).....	6
Figura 2.4 Níveis máximos de inundação prevista através do modelo LISFLOOD-FP para períodos de retorno de 1, 100, 200 e 1000 anos (A, B, C e D, respetivamente), assumindo uma subida do nível médio da água do mar para 2100 (0.48m), de acordo com o terceiro relatório de avaliação do <i>Intergovernmental Panel on Climate Change</i> (IPCC) (Purvis <i>et al.</i> , 2008).....	9
Figura 2.5 Nível máximo de inundação provocada por eventos de precipitação com várias durações (em cima: 15 minutos, em baixo: 60 minutos) e frequência de intensidade (Chen <i>et al.</i> , 2010)	11
Figura 2.6 Porto de Tauranga (esquerda) e inundação de zona residencial de Tauranga (direita)	12
Figura 2.7 Mapa da área em estudo e localização dos indicadores de escoamento e marés (Aijaz <i>et al.</i> , 2011)	12
Figura 2.8 Magnitude dos parâmetros de dependência em função da duração de uma tempestade, utilizando um conjunto de estações pluviométricas nas proximidades de um marégrafo (Westra, 2011)	13
Figura 2.9 Processo de precipitação-escoamento superficial. Encontram-se assinaladas as perdas que ocorrem devido à interceção, armazenamento superficial, infiltração e evapotranspiração. (adaptado de Isidoro (2012)).....	16
Figura 2.10 A precipitação intensa gera caudais mais elevados, causando a entrada em carga dos coletores nos pontos mais baixos, contribuindo assim para o aumento do risco de inundação.....	21
Figura 2.11 O nível da maré de tempestade resulta da sobreposição da onda de tempestade à maré alta (astronómica) (adaptado de http://www.nhc.noaa.gov/surge/)	21
Figura 2.12 Subida do nível da água do mar relacionada com uma tempestade. A onda de tempestade significa o aumento do nível do mar originada exclusivamente por uma tempestade. Maré de tempestade é o nível do mar total observado durante uma tempestade, que resulta da ação combinada da onda de tempestade e da maré alta prevista (adaptado de NOAA (2014)).....	22
Figura 2.13 Inundações provocadas pelo rio Chattahoochee na Geórgia, no dia 22 de setembro de 2009 (esquerda); Inundações provocadas pelo Rio Mississippi em Cedar Rapids, Iowa, no dia 13 de Junho de 2013 (direita)	30
Figura 2.14 Inundações provocadas pelo rio Shirakawa, na cidade de Kumamoto, na ilha de Kyusho, no Sudeste do Japão, a 15 de julho de 2012 (esquerda); Inundações provocadas pelo rio Yabe, em Yanagawa, na província de Fukuoka 14 de julho de 2012	30
Figura 2.15 Inundações provocadas pelo Rio Acre, no Estado de Acre (esquerda); inundações provocadas pelo Rio Solimões, no Estado de Amazonas (direita), ambas na zona nordeste do Brasil, em março de 2015.....	31

Figura 2.16 Estrada inundada em Queensland, Austrália (esquerda); Inundações provocadas pelo Rio Brisbane, na zona este de Brisbane, Austrália (direita).....	32
Figura 2.17 Edifício habitacional totalmente cercado por água devido às inundações do Rio Red, em Grande-Pointe, Manitoba, em 1997 (esquerda); Inundações na cidade de Ste. Agathe, no mesmo ano.....	32
Figura 2.18 Inundações das margens do Rio Karnaphuli, em Bangladesh, em 1991 (esquerda); inundações provocadas pelo Rio Fulhar, na zona este de Bangal, Bangladesh, em 2009.....	33
Figura 2.19 Inundações provocadas pelo rio Tullahan, na cidade de Quezon, no norte de Manila, no dia 07 de agosto de 2012 (esquerda); Inundações provocadas pelo rio Maguindanao, na cidade de Sultan Kudarat, em Maguindanao, em julho de 2014 (direita)	34
Figura 3.1 Fluxograma do processo de modelação hidrológica utilizada no HEC-HMS.	38
Figura 3.2 escoamento uniforme com superfície livre, onde é possível distinguir a componente da energia potencial gravítica ($Z+y$) e de energia cinética	41
Figura 3.3 Onda sinusoidal com indicação das variáveis (Instituto Hidrográfico)	42
Figura 3.4 Um dos histogramas obtidos para o agrupamento de 20000 pseudonúmeros aleatórios uniformes $[0,1)$	72
Figura 3.5 Gráfico relativo a um teste de correlação serial para números aleatórios pseudouniformes $[0,1)$	73
Figura 4.1 Localização da ribeira da Canada em relação à região do Algarve (esquerda) e da área urbana de Conceição e de Cabanas de Tavira, concelho de Tavira (direita) (imagens: Google Earth).	75
Figura 4.2 Ribeira da Canada, com os principais afluentes, e delimitação da bacia hidrográfica (junção das cartas militares 599, 600 e 608)	77
Figura 4.3 Troços da ribeira da canada: passagem hidráulica (esq.) e secção trapezoidal (dir.).....	78
Figura 4.4 Sobreposição gráfica das Cartas de Solos de Portugal e de Ocupação do Solo (ver tabela 4.2)	79
Figura 4.5 Q-Q Plot para a função de Gumbel.....	82
Figura 4.6 Histograma da amostra e sobreposição das funções de distribuição ensaiadas	82
Figura 4.7 Q-Q Plot para a função de Weibull.....	85
Figura 4.8 Histograma da amostra e sobreposição das funções de distribuição ensaiadas	86
Figura 4.9 Identificação das secções analisadas sobre a junção das cartas militares.	87
Figura 4.10 Secção 22.5.....	88
Figura 4.11 Secção 21.5.....	88
Figura 4.12 Secção 16.5 – passagem sob o caminho-de-ferro	88
Figura 4.13 Secção 6.5.....	88
Figura 4.14 Secção 3.5.....	89
Figura 4.15 Secção 2.5 (dir.).....	89
Figura 4.16 Perfil longitudinal para a situação com o maior escoamento e altura de maré mais elevada dos valores máximos obtidos	90
Figura 4.17 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 7, para a situação com o maior escoamento e altura de maré mais elevada dos valores máximos obtidos	90

Figura 4.18 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 8, para a situação com o maior escoamento e altura de maré mais elevada dos valores máximos obtidos	91
Figura 4.19 Perfil longitudinal para a situação com o menor escoamento e altura de maré mais baixa dos valores máximos obtidos	91
Figura 4.20 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 7, para a situação com o menor escoamento e altura de maré mais baixa dos valores máximos obtidos	92
Figura 4.21 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 8, para a situação com o menor escoamento e altura de maré mais baixa dos valores máximos obtidos	92
Figura 4.22 Altura de lâmina de água na Ribeira da Canada (escala de cinzentos) em função do escoamento superficial e da altura de maré – secção 7	95
Figura 4.23 Altura da lâmina de água na Ribeira da Canada (escala de cinzentos) em função do escoamento superficial e da altura de maré – secção 8	96

Índice de tabelas

Tabela 2.1 Fator de correção C_f do coeficiente de escoamento superficial C para vários períodos de retorno adotados no dimensionamento de obras de construção civil (de Lima <i>et al.</i> , 2010)	18
Tabela 2.2 Documentos legislativos publicados no âmbito da gestão e proteção das zonas costeiras e das inundações	23
Tabela 4.1 Declividade equivalente constante	78
Tabela 4.2 Determinação do valor médio ponderado do parâmetro curva número, CN_{II}	80
Tabela 4.3 Verificações dos testes de aderência para a precipitação máxima mensal	81
Tabela 4.4 Dez precipitações máximas horárias geradas e selecionadas para dado de entrada no modelo hidrológico	83
Tabela 4.5 Dez caudais máximos gerados pelo modelo hidrológico	84
Tabela 4.6 Verificações dos testes de aderência para os dados da maré astronómica	85
Tabela 4.7 Dez alturas de marés astronómicas máximas geradas e selecionadas para dados de entrada no modelo hidráulico	86
Tabela 4.8 Altura de escoamento da linha de água principal para as secções 7 e 8. Resumem-se os valores de dez simulações para o maior valor de escoamento superficial ($17.80\text{m}^3/\text{s}$) e para as dez maiores alturas de maré.	94
Tabela 4.9 Altura de escoamento da linha de água principal para as secções 7 e 8. Resumem-se os valores de dez simulações para o maior valor de altura de maré (4.33m) e para os dez maiores escoamentos superficiais.....	94

1. Introdução

A presente dissertação, realizada na área da hidrologia urbana, apresenta o estudo da ação combinada da maré com o escoamento superficial, em zonas urbanas costeiras, com influência da maré astronómica, no intuito de demonstrar a importância da consideração destes dois acontecimentos simultâneos na delimitação de áreas inundáveis.

Neste capítulo apresenta-se a importância da investigação realizada para a delimitação de áreas de inundáveis, os objetivos definidos e a metodologia utilizada para os alcançar. Por fim, a estrutura da presente dissertação é exposta através de uma visão geral sobre cada capítulo.

1.1. Âmbito do trabalho

A escolha deste tema está associada à ocorrência de inundações urbanas, que atingem níveis acima dos valores esperados para determinados períodos de retorno, sendo que na maioria dos casos têm como condição de fronteira a jusante da linha de água principal a altura das marés astronómicas. Existe mais do que um tipo de maré, contudo o presente trabalho apenas incide sobre a maré astronómica, sendo que, por simplicidade de linguagem esta é apenas referida por “maré”.

A maior parte dos trabalhos publicados sobre a delimitação de áreas inundáveis considera o escoamento superficial gerado pela bacia hidrográfica para os respetivos períodos de retorno, não considerando outras variáveis. Existem, no entanto, outras variáveis que podem contribuir para o aumento da altura de inundações, resultando num aumento de perdas, relativamente aos valores esperados aquando da delimitação das áreas. As zonas costeiras encontram-se mais suscetíveis a estes acontecimentos por estarem dependentes das condições marítimas, sejam estas de origem climatérica, meteorológica ou astronómica. Aqui pretende-se demonstrar que a delimitação de áreas inundáveis

1.2. Objetivos

O objetivo último de prever as inundações é a diminuição de perdas humanas e materiais, reduzindo assim os prejuízos sociais, económicos e ambientais. Uma das formas de prevenção passa pela delimitação de área de inundações, as quais são definidas para um determinado período de retorno. No entanto, o período de retorno que é habitualmente considerado, apenas tem em conta o escoamento superficial. Assim, o objetivo deste estudo, é demonstrar a importância de considerar a ação combinada entre variáveis, considerando como dado de entrada na bacia hidrográfica a precipitação e como condição de fronteira de jusante da linha de água principal o nível da maré.

Com vista a atingir o objetivo, apresenta-se um caso de estudo onde se iniciou por fazer uma caracterização fisiográfica da bacia hidrográfica. A partir da estação meteorológica mais próxima da bacia hidrográfica foram recolhidos dados da precipitação e recorreu-se a tabelas de marés para obter as alturas máximas do nível do mar. Devido à dimensão da amostra, foi necessário gerar mais valores máximos, tendo-se para tal verificado quais as distribuições de probabilidades que melhor se ajustavam aos dados recolhidos, para posteriormente recorrer à utilização da técnica de Monte Carlo. Após a escolha dos valores máximos da precipitação e utilizando as características fisiográficas da bacia, recorreu-se ao *software* HEC-HMS, para obtenção do escoamento superficial gerado. Sendo um dos objetivos desta dissertação a obtenção de alturas máximas de inundação, utilizou-se o *software* HEC-RAS, utilizando como dado de entrada, o escoamento superficial máximo e como fronteira de jusante o nível da água do mar, considerando apenas os efeitos da maré astronómica. Em suma, na Figura 1.1, apresenta-se um fluxograma que ilustra a metodologia utilizada para atingir os objetivos definidos.

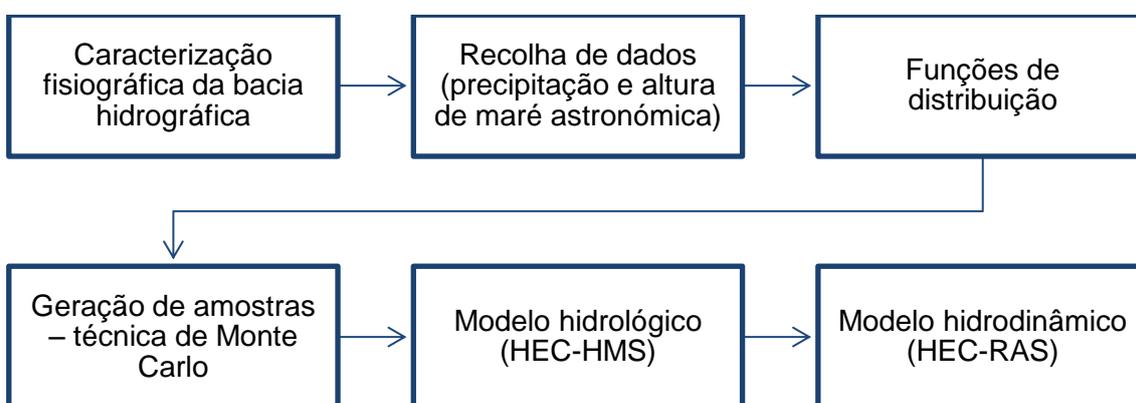


Figura 1.1 Fluxograma da metodologia utilizada no caso de estudo

1.3. Organização

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos, cada um subdividido em várias secções. Nos parágrafos seguintes apresentam-se de forma sumária os conteúdos de cada capítulo.

O **capítulo 1** apresenta uma visão geral da motivação que levou à investigação no campo da engenharia, o modo com esta foi realizada, os objetivos gerais e específicos deste estudo e, por fim, descreve a organização deste documento.

O **capítulo 2** encontra-se dividido em três secções. A primeira secção concentra-se na revisão bibliográfica, a segunda na revisão dos conhecimentos e, por fim, apresenta-se a legislação nacional, comunitária e extracomunitária, que incide sobre o tema estudado.

O **capítulo 3** está organizado em cinco secções onde são apresentados os métodos utilizados na análise da ocorrência simultânea do escoamento superficial com o nível da maré. Iniciou-se por expor algumas formas de análise das características fisiográficas de uma bacia, que são necessárias para o estudo hidrológico, o método analítico para o cálculo da altura da maré, a distribuição de probabilidades de variáveis aleatórias contínuas, a estimação pontual e, por fim, a simulação de amostras recorrendo à técnica de Monte Carlo.

O **capítulo 4** expõe o caso de estudo da ribeira da Canada (concelho de Tavira, Distrito de Faro). Esta linha de água principal apresenta uma bacia hidrográfica de pequenas dimensões, sendo que uma parte considerável dos seus troços encontra-se em área urbana bastante suscetível à ocorrência de inundações. A jusante da linha de água principal encontra-se a Ria Formosa, que apresenta uma amplitude considerável do nível de maré, que interfere com a vazão da ribeira aquando de precipitações máximas e níveis de maré alta.

O **capítulo 5** apresenta um sumário das conclusões obtidas na elaboração da presente dissertação. Por fim são referidos alguns tópicos que poderão ser tidos em conta em pesquisas futuras.

2. Revisão bibliográfica

A migração da população, do interior para as zonas costeiras, contribui para um aumento das áreas urbanas costeiras, e conseqüentemente, para um aumento das zonas impermeáveis. A ocupação humana e o funcionamento insuficiente dos sistemas de drenagem de águas pluviais contribuem para o aumento das zonas inundáveis. A delimitação destas zonas permite estabelecer áreas suscetíveis de inundação, nas quais deverão ser implementadas medidas de prevenção e de proteção, para uma redução de danos, quer sejam materiais, humanos ou económicos. Esta delimitação tem por base o período de retorno, que consiste no tempo médio que decorre entre dois acontecimentos consecutivos. No entanto, a seleção do período de retorno continua a gerar alguma controvérsia, devido à diversidade das variáveis que entram na análise e à possível ação combinada entre dois ou mais acontecimentos, que podem contribuir para uma maior e inesperada acumulação de volumes de água.

Nas zonas costeiras e ribeirinhas, cujo nível da água é influenciado pelas marés, podem ocorrer simultaneamente picos de nível do mar com precipitação-escoamento superficial, contribuindo desta forma para um aumento da área inundável. As inundações resultantes do acontecimento simultâneo destes fenómenos, podem tomar maiores proporções e duração, devido à incapacidade de vazão do escoamento superficial.

A maré astronómica ocorre na forma de onda e resulta da força gravitacional existente entre o sol, terra e a lua. O escoamento superficial é de origem meteorológica e resulta de precipitações de elevada intensidade num curto espaço de tempo ou de precipitações de baixa intensidade num longo período de tempo, mas existem outras variáveis que também contribuem para um aumento do escoamento superficial, tais como, a orografia do terreno, a ocupação humana e a insuficiência dos sistemas de drenagem urbanos.

No caso de ocorrência simultânea de duas ou mais variáveis, é necessário analisar a existência de dependência entre os acontecimentos. A teoria das probabilidades pode ser utilizada para avaliar a dependência entre as variáveis, que contribuem para a ocorrência de inundações. Na análise de áreas inundáveis é necessário compreender e determinar a interação entre os diferentes fatores físicos, nomeadamente, precipitação, escoamento superficial, tempestades, marés astronómicas, vento e ondulação marítima.

As variáveis podem ser de origem meteorológica, climatérica ou astronómica, sendo que quando ocorrem simultaneamente podem gerar impactos negativos significantes. Deste modo, é necessário recorrer a uma análise multivariada, nomeadamente através da função de distribuição conjunta. São exemplos, das variáveis utilizadas nesta análise, o escoamento superficial, a precipitação, a maré astronómica e o nível médio da água do mar.

O presente capítulo encontra-se organizado em três secções. Na **secção 2.1.** faz-se a revisão de literatura e do desenvolvimento científico, apresentando os progressos ocorridos relativamente ao estudo da ação combinada da maré e do escoamento

superficial. Na **secção 2.2.** efetua-se a revisão de conhecimentos sobre o tema exposto, onde são apresentadas as bases técnicas e teóricas para a elaboração desta dissertação. Na **secção 2.3.** apresenta-se a legislação nacional, comunitária e extracomunitária aplicável às zonas suscetíveis a inundações.

2.1. Revisão de literatura e desenvolvimento científico

Os estuários apresentam um risco de inundação decorrente do aumento dos caudais nos rios, da subida do nível da água do mar, ou da ação combinada de ambos os fatores. Nos casos em que se verifica a existência de uma ação combinada, é necessário proceder à avaliação da dependência entre as variáveis, de forma a ser possível determinar a probabilidade de ocorrência deste acontecimento, que pode conduzir a impactos negativos significantes. Verificou-se que existem inúmeros estudos sobre as características das marés, em canais e estuários. No entanto, apenas um reduzido número de trabalhos é relativo ao estudo da ação combinada da maré e do escoamento superficial. Hawkes (2003) e White (2007) referem que existem um reduzido número de estudos sobre as variáveis que provocam inundações costeiras e estuarinas. Seguidamente apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o tema abordado na presente dissertação.

O primeiro trabalho que se conhece sobre a análise da ação combinada do escoamento superficial de um rio com o nível do mar, foi publicado por Van der Made (1969). Este autor analisou a dependência das variáveis através da comparação das frequências de ocorrência simultânea dos acontecimentos, tendo verificado semelhanças, concluindo que as variáveis eram independentes. A Figura 2.1 ilustra a zona alvo do estudo, o estuário onde ocorre a ação combinada do nível da maré do Mar do Norte com o caudal do Rio Reno. Este rio apresenta uma bacia hidrográfica de grandes dimensões, que gera um elevado escoamento superficial para períodos de precipitação intensa ou de longa duração. Grande parte da área desta bacia encontra-se abaixo do nível médio da água do mar, sendo também uma das causas da ocorrência de inundações.

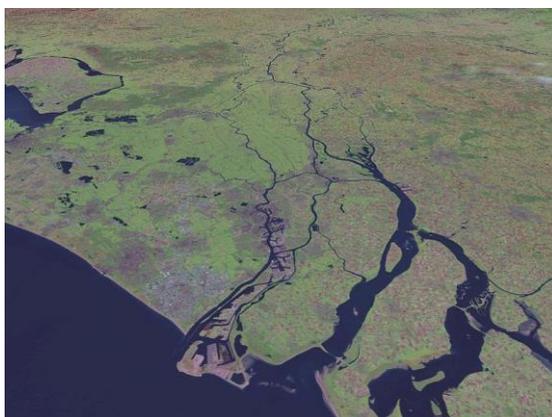


Figura 2.1 Foz do Rio Reno no Mar do Norte (Holanda), com áreas suscetíveis de inundações, devido à influência do nível da maré e do escoamento superficial.

Loganathan *et al.* (1987) verificaram a existência de dependência entre o escoamento do Rio Rappahannock e o nível da água do mar na Baía de Chesapeake, na costa Este dos Estados Unidos e concluíram que as variáveis eram dependentes. Na Figura 2.2 observa-se a área alvo de estudo, onde a ocorrência de inundações é frequente, devido aos caudais provenientes do Rio Rappahannock e à subida do nível da água do Oceano Atlântico, provocada por picos de maré e fenômenos meteorológicos. O estuário deste rio também apresenta uma extensa linha de costa devido ao seu formato irregular.



Figura 2.2 Baía de Chesapeake, localizada na costa Este dos Estados Unidos da América.

A verificação da dependência é importante no sentido que estes escoamentos e níveis de maré são utilizados como fatores condicionantes para o dimensionamento, quer de estruturas de proteção costeira, quer de edifícios em zonas de risco. Para além disso, estes autores apresentam que a suposição de independência estatística, para estimar a probabilidade conjunta de ocorrência simultânea de escoamentos e elevados níveis de maré, pode conduzir a valores de escoamento subestimados. Na Figura 2.3 apresenta-se graficamente as funções, utilizados por Loganathan *et al.* (1987), que permitem avaliar a probabilidade de excedência da amostra, tendo em conta os valores do escoamento superficial e os níveis da maré. Verificando a correlação entre estes valores, os autores concluíram, que as variáveis são dependentes.

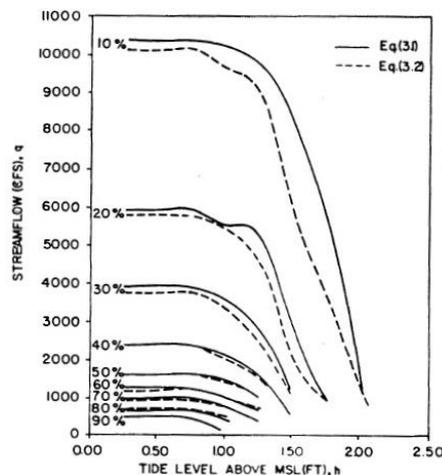


Figura 2.3 Probabilidade conjunta de excedência, do escoamento superficial e dos níveis de maré (Loganathan *et al.*, 1987)

Nos trabalhos apresentados anteriormente, foram utilizados métodos diferentes, em diferentes continentes, no estudo da dependência das variáveis que podem estar na origem de inundações, em particular, o nível da água do mar e o escoamento superficial. Os resultados obtidos por Van der Made (1969) permitiram concluir que as variáveis eram independentes, enquanto Loganathan *et al.* (1987) afirmam ser dependentes. Estes últimos mostraram que, na obtenção de estimativas da probabilidade de ocorrência simultânea de eventos de aumento de caudal e de subida do nível da maré, a hipótese de independência estatística pode levar à subestimação dos valores obtidos para estas duas variáveis aleatórias, o que pode dar origem a um dimensionamento conservativo. Um procedimento alternativo com melhores resultados em termos de estimativas de probabilidade de ocorrência simultânea, segundo os autores, será considerar como distribuição de probabilidade conjunta a distribuição normal bivariada.

A probabilidade da ocorrência de inundações costeiras começou a ser estudada, de forma a compreender a relação de dependência entre as variáveis. Para determinar a existência de uma inundação originada por duas ou mais variáveis diferentes é necessário compreender e avaliar a interação entre os diferentes fatores físicos, nomeadamente precipitação, caudais dos rios, tempestades, maré astronómica, vento e ondas.

Bruun e Tawn (1998) realizaram um estudo para avaliar a segurança oferecida por um dique na Holanda, com o objetivo de auxiliar o dimensionamento de uma nova estrutura de defesa costeira. Os autores utilizaram dois métodos da teoria de valores extremos, um univariado e outro multivariado, de modo a determinar a probabilidade de ocorrência de inundações costeiras. Comparando os resultados obtidos através dos dois métodos, os autores concluíram que o método de aproximação multivariado é mais útil, preciso e consistente para o dimensionamento de uma nova estrutura de defesa costeira.

Reed (1999) considerou a ação combinada da maré e do caudal fluvial e avaliou os problemas recorrentes da análise através da probabilidade conjunta para a determinação dos níveis da água do mar. Nesta análise foi identificada a importância da escolha correta das variáveis, como, *e.g.*, a adoção de uma aproximação quando se escolhe um valor por de maré alta, por dia. Este autor também discutiu a definição de acontecimento extremo independente e recomenda a utilização de uma abordagem de valores extremos acima do limite pré-estabelecido, ao invés do uso do valor máximo anual, pois neste último as variáveis podem não ocorrer simultaneamente, ao contrário do que acontece quando se analisam os valores externos acima do limite estabelecido.

Na avaliação do risco de inundação, nas zonas costeiras, com intervalos ou picos de marés elevados, os níveis da água do mar e a amplitude das ondas são importantes, segundo Hawkes *et al.* (2002). A ocorrência simultânea de ondas de grandes dimensões e do pico de maré alta é importante na estimativa do seu efeito combinado sobre as estruturas de defesa costeira, em função da localização e do tipo de defesa. O período das ondas também pode ser importante na avaliação da prevenção e galgamento, sendo útil também para obter informações sobre a distribuição conjunta da altura da onda e do respetivo período, a menos que as variáveis sejam

completamente dependentes. Os vários extremos são difíceis de prever diretamente a partir dos dados das amostras, uma vez que podem ocorrer acontecimentos significativos entre as observações. No passado, a adaptação e a extrapolação das funções de dependência entre as variáveis tem envolvido frequentemente abordagens complexas e/ou subjetivas. Neste artigo foi analisada a probabilidade conjunta, recorrendo a uma simulação de Monte Carlo, aproximando distribuições ao nível da água do mar, à altura das ondas e à dependência entre estas variáveis.

Segundo Svensson e Jones (2002), ao longo da área de influência da maré nos rios, as inundações podem ocorrer devido a um elevado caudal, devido à subida do nível do mar, ou devido à combinação de ambas as variáveis. A precipitação associada a uma tempestade pode posteriormente originar um aumento do escoamento do rio e a baixa pressão, no centro de depressão, pode assim contribuir para a sobrelevação do nível da água do mar (maré de tempestade).

Hawkes (2003) afirma que um método usual e perfeitamente razoável, para estimar os níveis extremos da água nos rios, consiste na consideração do hidrograma de cheia de um rio, um período de retorno de 200 anos, nas fronteiras de montante e de jusante. Podendo também ser consideradas outras variáveis como, *e.g.*, as alturas das ondas e os efeitos das alterações climáticas. Este cenário pode ser utilizado para dimensionamento, no entanto interessa compreender o grau de conservadorismo implícito neste tipo de abordagem.

White (2007) analisou a combinação de métodos tradicionais de análise de risco de inundação, de avaliação dos valores extremos e de modelação hidráulica unidirecional. Este verificou que quando utilizada a probabilidade conjunta, tendo em conta a dependência e utilizando duas ou mais variáveis, consegue-se obter estimativas mais credíveis de excedência dos limites de inundação provocadas pela combinação de duas ou mais variáveis hidrológicas, do que através das técnicas probabilísticas convencionais. Este autor concluiu que embora a abordagem apresentada seja complexa e aplicado a um local específico, a metodologia é genérica e aplicável a qualquer local de risco de inundação originada por duas ou mais variáveis.

Tendo em conta o que foi referido pode-se concluir que, a análise de dependência pode ajudar a reduzir o número de variáveis para posteriores análises. No caso de uma variável ser independente das outras (*e.g.*, maré astronómica) é possível realizar uma análise inicial da probabilidade conjunta sobre as variáveis dependentes (*e.g.*, caudal do rio e maré de tempestade) e posteriormente incluir a variável independente nos cálculos (Hawkes, 2003). White (2007) também apresenta uma avaliação mais detalhada dos problemas de dependência das variáveis, concluindo que as dependências entre duas ou três variáveis devem ser as utilizadas nos métodos de probabilidade conjunta. Sendo que a consideração de quatro ou mais variáveis torna-se limitada em termos de qualidade dos dados e do período de tempo de recolha dos mesmos.

Purvis *et al.* (2008) apresentou uma metodologia para estimar a probabilidade da ocorrência de futuras inundações costeiras, tendo em conta a incerteza sobre a possível subida do nível do mar. Esta metodologia foi utilizada para estimar o risco de

um acontecimento ocorrer pelo menos uma vez em 200 anos e foi comparada com as estimativas do risco que seriam obtidas, se se presumir um simples cenário determinístico para a subida do nível do mar ao longo dos anos. Esta análise mostrou que, uma avaliação de risco, que utilize um cenário de subida do nível do mar, pode subestimar significativamente os danos resultantes das inundações, uma vez que, não tem em conta o impacto dos acontecimentos de maiores dimensões, que apresentam uma probabilidade de ocorrência mais reduzida. O método desenvolvido pode ser facilmente alargado, de forma a considerar outras fontes de incertezas, tais como, a modificação da frequência e da magnitude do acontecimento, a alteração das características das tempestades ou até mesmo a incerteza do modelo, numa análise isolada ou de probabilidade conjunta. Na Figura 2.4 ilustra-se os níveis máximos de inundação, obtidos pelos autores, para os períodos de retorno de 1 (Figura 2.4 A), 100 (Figura 2.4 B), 200 (Figura 2.4 C) e 1000 (Figura 2.4 D) anos, verifica-se um aumento da área de inundação em função do período de retorno considerado, sendo este ilustrado nas figuras a cinzento.

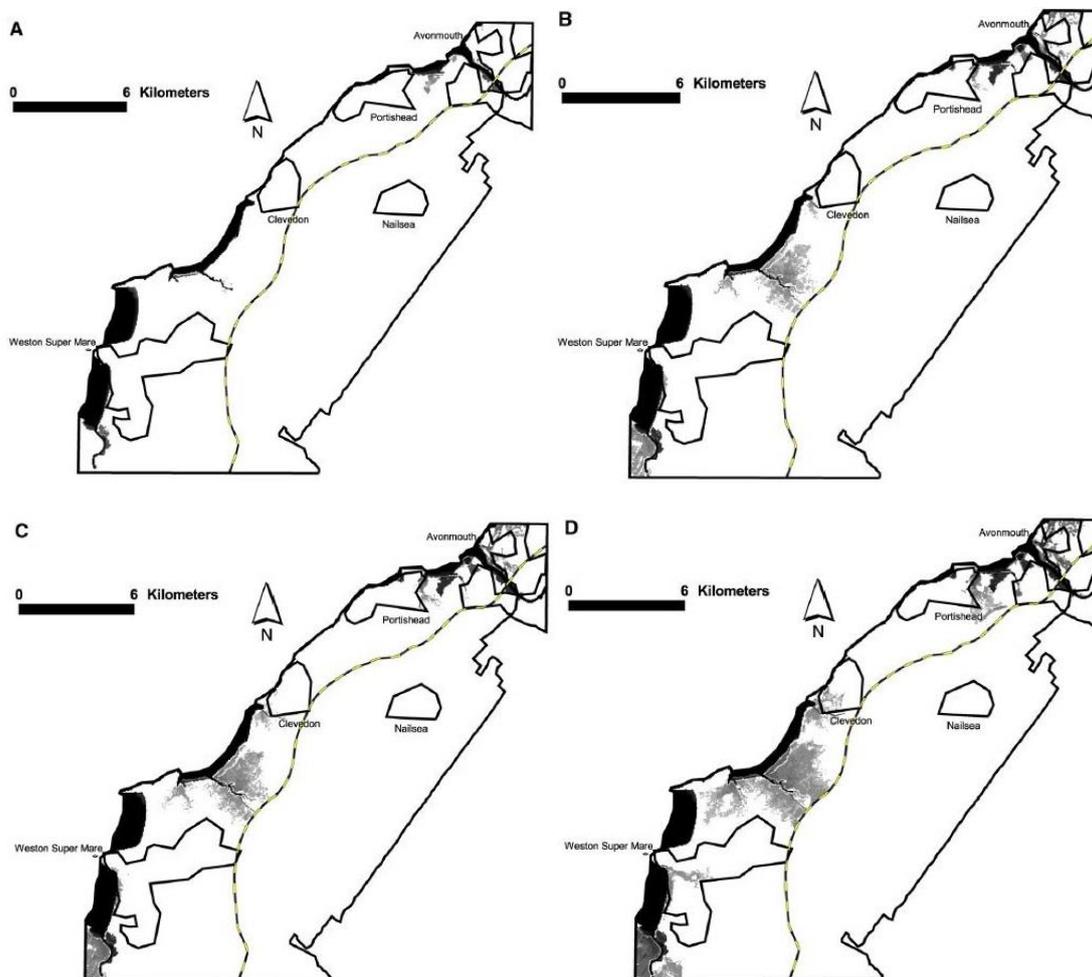


Figura 2.4 Níveis máximos de inundação prevista através do modelo LISFLOOD-FP para períodos de retorno de 1, 100, 200 e 1000 anos (A, B, C e D, respetivamente), assumindo uma subida do nível médio da água do mar para 2100 (0.48m), de acordo com o terceiro relatório de avaliação do *Intergovernmental Panel on Climate Change* (IPCC) (Purvis *et al.*, 2008)

Segundo Hawkes (2008), a probabilidade conjunta aplicada à estimativa do risco de inundação, quando existe mais do que uma variável (e.g., ondas, nível do mar ou caudal do rio) é importante na identificação da origem e na determinação da probabilidade de ocorrência de inundações. A estimativa do risco também pode ser auxiliada pelo cálculo da incerteza absoluta. Foram realizadas três tipos de aproximações analíticas para a análise da probabilidade conjunta, sendo a primeira um estudo teórico relativamente simples, que consiste na construção de tabelas de extremos de superação conjunta, utilizando as informações existentes sobre extremos de variáveis simples e uma estimativa de dependência entre as duas variáveis. A segunda trata-se de uma aproximação através do ajustamento de distribuições, utilizando uma simulação de Monte Carlo, com os ajustes necessários ao refinamento de extremos marginais e com a contribuição das alterações climáticas. A terceira trata-se de uma aproximação adequada para situações de elevada dependência entre variáveis de duas origens e baseia-se na extrapolação matemática das distribuições ajustadas. Os três métodos devolveram resultados razoáveis, quando aplicados e interpretados de forma ponderada, e quando a amostra era a adequada, em termos de extremos marginais, de intervalos de séries de dados e de dependência. No entanto, a aplicação ponderada e a escolha de valores adequados de entrada, exigem que, os dados de origem e o método de análise sejam bem escolhidos para atender às necessidades de um problema em particular. Isto é, na definição de um evento é necessário escolher as variáveis, considerando um dos vários tipos de dados, como e.g., valores máximos diários, valores dos picos acima de um limite pré-estabelecido ou valores máximos anuais.

Um aspeto importante, na análise da probabilidade conjunta, segundo Hawkes (2008) é o seu planeamento. Deve estabelecer-se qual a finalidade da análise (e.g., projeto de uma estrutura de defesa costeira), quais os objetivos, quais as variáveis mais importantes (e.g., as ondas ou o nível do mar) e quais os parâmetros que podem ser utilizados para representá-las através dos procedimentos de análise (e.g., da altura e do nível do mar). Deve considerar-se quais os dados de origem, a dimensão e frequência da amostra (e.g., em cada maré alta, ou o maior valor em cada dia). Deve considerar-se os valores extremos derivados que irão conter informações suficientes para o projeto (e.g., período de onda e direção de onda podem ser também dados necessários). Devem considerar-se o método de análise a utilizar, e.g., se é necessária uma aproximação analítica ou se uma mais simples seria adequada. Se o número de variáveis for muito grande, pode ser possível tratar algumas de uma forma mais simples, fora da análise principal de probabilidade conjunta. Se os dados estão a ser aplicados sobre uma grande área, pode ser necessário considerar análises separadas para diferentes locais ou setores de direção, e deve analisar-se como será mantida a consistência entre eles.

Um progresso alcançado por Hawkes (2008) foi a incorporação de uma sequência numa simulação de Monte Carlo, utilizando uma aproximação analítica obtida através de um conjunto de *softwares*, de acesso livre, desenvolvido para a análise da probabilidade conjunta de extremos, designado por JOIN-SEA (HR Wallingford, 2000). A abrangência da aplicação dos métodos de probabilidade conjunta foi demonstrada através dos três casos de estudo, sendo que um deles envolve simultaneamente a precipitação-escoamento superficial e um valor extremo do nível do mar, e a sua

potencial relevância para a drenagem urbana. Os casos de estudo apresentados permitiram obter diferentes tipos de resultados, que podem ser utilizados na análise de probabilidade conjunta. Verificou-se que a hipótese de dependência absoluta entre variáveis conduz a um conservadorismo excessivo, no dimensionamento de estruturas de defesa, contra inundações.

Chen *et al.* (2010) realizaram uma investigação sobre a ação combinada da precipitação com inundações fluviais, recorrendo a simulação numérica. A análise dos resultados permitiu identificar o principal responsável pelas inundações, em diferentes momentos da análise, fornecendo uma melhor compreensão para a gestão do risco de inundações. Concluiu-se que é importante o desenvolvimento de estratégias adequadas às condições específicas das inundações, de forma a mitigar o seu risco, com maior sucesso. Na Figura 2.5 observa-se os níveis de inundações, obtidos através do modelo numérico, para várias durações e frequências de intensidade de precipitação.

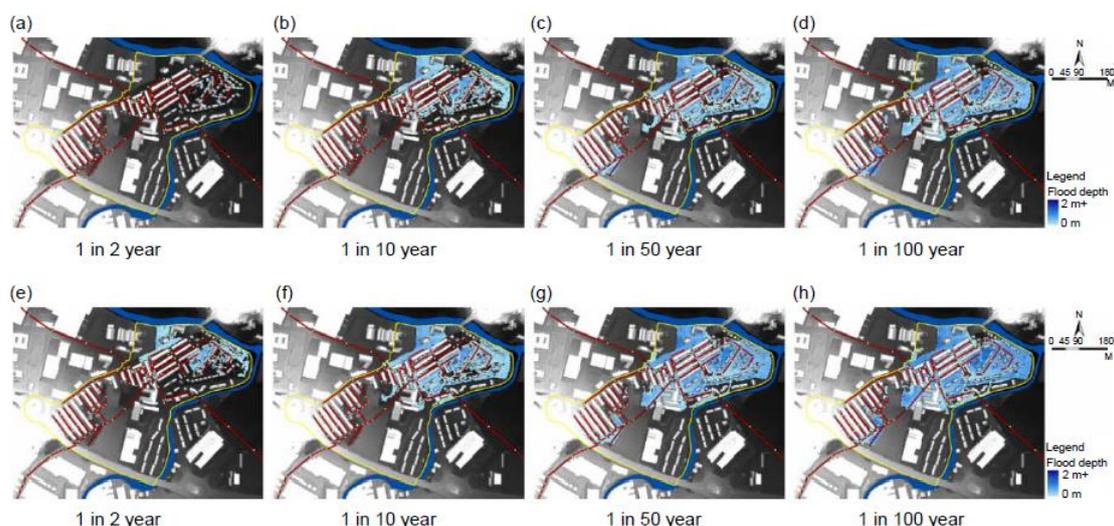


Figura 2.5 Nível máximo de inundações provocada por eventos de precipitação com várias durações (em cima: 15 minutos, em baixo: 60 minutos) e frequência de intensidade (Chen *et al.*, 2010)

Aijaz *et al.* (2011) estudaram a probabilidade de ocorrência simultânea da subida do nível do mar e precipitação no porto de Tauranga, Nova Zelândia. Na Figura 2.6 observa-se a zona alvo do estudo e uma situação de inundações em zona residencial. Este estudo envolveu a recolha e revisão de dados ambientais e a seleção das variáveis que se espera ter um impacto negativo expressivo sobre o dimensionamento de sistemas de drenagem de águas pluviais. As variáveis selecionadas incluíram a precipitação, o nível do mar, as marés e as tempestades. As relações de dependência entre as variáveis foram determinadas pela análise de dados disponíveis a longo prazo para todas as variáveis relevantes. A partir de distribuições de probabilidades, foram estimados valores extremos de nível do mar, de ondulação, precipitação e a probabilidade de ocorrência simultânea destas variáveis. Estes autores adotaram para o estudo, a metodologia utilizada para determinar os níveis de escoamento de água dos sistemas de drenagem de North Shore, em Auckland de acordo com Maunsell (2004) [citado em Aijaz *et al.* (2011)]. De acordo com Hawkes e Svensson (2006), esta aproximação encontra-se de acordo com a recomendada no *Use of Joint Probability Methods in Flood Management: A guide to best practice*, na gestão de inundações no Reino Unido.



Figura 2.6 Porto de Tauranga (esquerda) e inundação de zona residencial de Tauranga (direita)

No estudo realizado por Aijaz *et al.* (2011), a amostra de dados de escoamento utilizada no modelo de drenagem de águas pluviais, resultou de uma análise de probabilidade conjunta da subida do nível do mar e de eventos de precipitação extrema. O objetivo do estudo foi auxiliar o Conselho da Cidade de Tauranga na definição de níveis escoamento, que devem ser adotados como critério na modelação das bacias hidrográficas, para dimensionamento do sistema de drenagem pluvial do Porto de Tauranga. O nível do mar, ondas e precipitação, para períodos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos, foram calculados e comparados com estudos anteriores. Foi determinada a precipitação em Chapel Street e em Grant Place para serem correlacionados com a precipitação no aeroporto de Tauranga. A análise dos registos ao longo de vários anos de dados de acontecimentos simultâneos de precipitação e do nível do mar permitiu verificar que existe uma baixa correlação entre os eventos de ondas e de precipitação. Em geral, a precipitação não afeta a maré de tempestade e, portanto os níveis do mar associados com as ondas. A probabilidade conjunta dos níveis do mar e eventos de precipitação foi determinada utilizando diversos métodos de aplicação de probabilidade. Os dados do escoamento foram derivados para acontecimentos simultâneos de precipitação e de subida do nível do mar. A Figura 2.7 ilustra a área abrangida pelo estudo e a localização dos sensores que os autores utilizaram para a recolha dos dados de escoamento e de nível das marés.

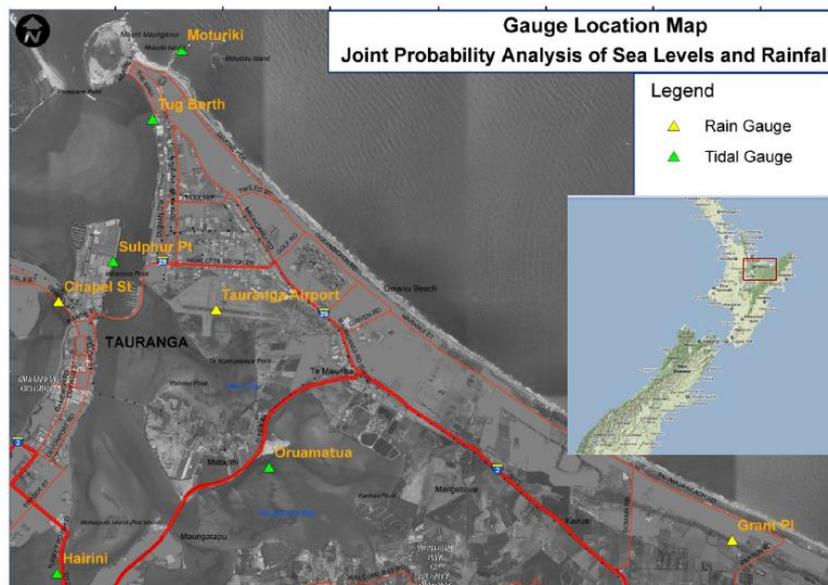


Figura 2.7 Mapa da área em estudo e localização dos indicadores de escoamento e marés (Aijaz *et al.*, 2011)

Westra (2011) realizou um estudo sobre a dependência entre a precipitação e a tempestade, com o objetivo de obter estimativas de inundação na costa Este da Austrália. Este estudo faz parte de uma investigação mais detalhada com o objetivo de determinar se a dependência pode ser modelada, utilizando amostras de dados de tempestade e de precipitação, bem como verificar quais os fatores mais importantes que determinam qualquer dependência. Este autor concluiu que a dependência varia de acordo com a duração da tempestade, sendo que a dependência máxima acontece quando estes acontecimentos são simultâneos num determinado espaço de tempo, entre 6 a 72 horas. Esta conclusão tem implicações significativas no dimensionamento, relativamente à estimativa das inundações. Pequenas bacias costeiras com tempos de concentração inferiores a cerca de uma hora são menos suscetíveis de serem afetadas por acontecimentos simultâneos de precipitações e tempestades em comparação com bacias de maiores dimensões. Considerando um modelo de desfasamento entre a ocorrência dos eventos, verificou-se que a dependência máxima poderia ser encontrada quando a precipitação e tempestade ocorrem durante um intervalo de 12 a 24 horas, não sendo necessariamente em simultâneo, mas sim os seus resultados se combinarem num dado momento, com muito menor dependência para maiores desfasamentos. Isto sugere que as grandes bacias hidrográficas, com grandes períodos de concentração são menos suscetíveis de serem afetadas por eventos simultâneos de precipitação e tempestade, devido ao tempo que o escoamento superficial leva a atingir a zona de fronteira.

A Figura 2.8 ilustra a dependência dos desfasamentos entre o início da tempestade e a precipitação.

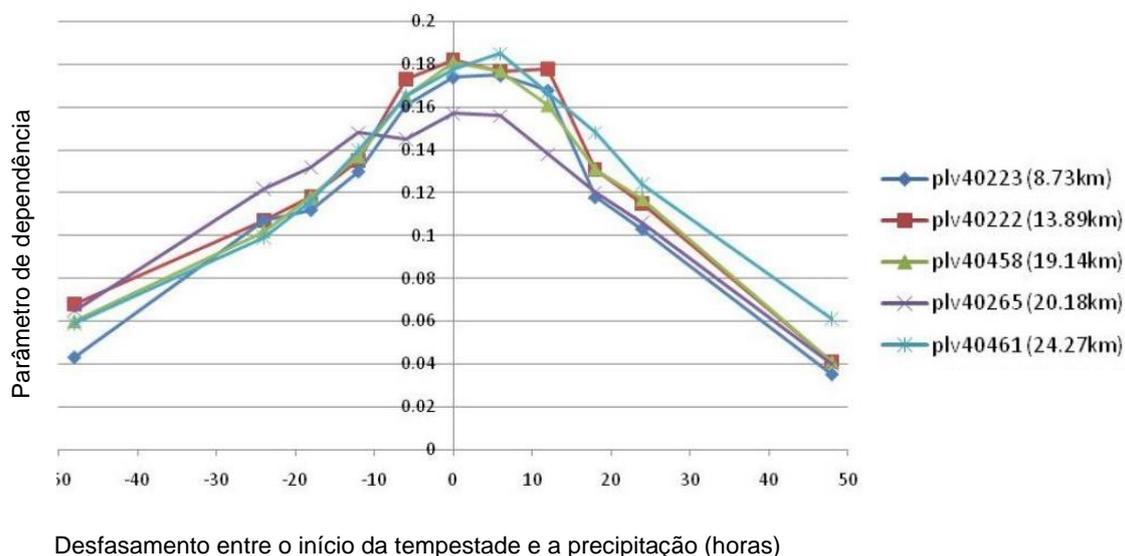


Figura 2.8 Magnitude dos parâmetros de dependência em função da duração de uma tempestade, utilizando um conjunto de estações pluviométricas nas proximidades de um marégrafo (Westra, 2011)

A nível nacional, o estudo da ação combinada de duas ou mais variáveis, na zona costeira, é ainda limitada. Atualmente estão a ser desenvolvidos alguns projetos nesta perspetiva, nomeadamente, o projeto MOLINES, que tem por objetivo a melhoria de conhecimentos científico sobre os processos de inundação em margens estuarinas para diferentes cenários climáticos, designadamente processos de sobrelevação meteorológica conjugados com o efeito de maré, e drenagem urbana; a avaliação do

risco de inundação de zonas com diferentes tipologias, nomeadamente, urbana e interface; e criação de uma estratégia coordenada de gestão do risco, que contribua para promover ações preventivas de ordenamento do território, implementar formas de mitigação do risco, e otimizar o sistema de alerta e aviso.

Neste âmbito, de acordo com Fortunato *et al.* (2014), é possível determinar os níveis extremos do nível do mar através de um modelo de cálculo estatístico para determinação da probabilidade de condições que já ocorreram, designado por modelo de *hindcasts*, com erros aceitáveis. Os resultados fornecem uma nova visão sobre a distribuição espacial dos extremos do nível do mar e a sua frequência. O modelo desenvolvido neste documento pode ter aplicações importantes para a gestão costeira. A Diretiva Europeia que estabelece o Quadro para a Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundações (Diretiva 2007/60/CE, de 23 de outubro) exige que todos os estados membros a desenvolver cartas de risco para áreas estuarinas e ribeirinhas ameaçadas. Este estudo pode proporcionar as condições de limite dos modelos de estuários, de modo a gerar mapas de risco de inundação.

2.2. Revisão de conceitos fundamentais

A análise da ação combinada da maré e do escoamento superficial exige o conhecimento aprofundado das propriedades das variáveis, assim como, de probabilidade e estatística, aplicadas à hidrologia. Nesta análise pretende-se considerar os efeitos da maré astronómica e do escoamento superficial resultante de uma precipitação, que incide sobre a área de uma bacia hidrográfica. Relativamente à análise de probabilidades são aqui apresentados os conceitos mais importantes para o estudo da hidrologia. Nesta secção, apresentam-se alguns conceitos mais relevantes para o estudo da ação combinada da maré e do escoamento superficial, sendo que os conceitos mais comuns são apresentados de uma forma mais sintética.

2.2.1. Maré astronómica

A maré consiste na subida e descida, num dado período de tempo, dos níveis do mar e de outras grandes massas de água (*e.g.*, estuários e lagos), originadas principalmente pela influência da Lua e do Sol sobre o campo gravítico da Terra. Esta ação constitui uma onda com um grande comprimento, razão pela qual, por vezes, se utiliza a designação de onda de maré. Esta pode ser estudada a partir da aplicação da Teoria das Ondas.

Embora a maré seja um fenómeno complexo, a sua previsão é relativamente simples, recorrendo a uma análise harmónica. De facto, medindo a maré num determinado local durante algum tempo, é possível decompor a curva registada em termos harmónicos, ou seja, em curvas sinusoidais simples, designadas por componentes de maré. A previsão é efetuada através da projeção das curvas elementares no futuro e procedendo à sua adição algébrica. É assim possível conhecer teoricamente o comportamento da maré com uma grande antecedência.

A maré astronómica é induzida pela atração de corpos celestes, sendo mais significativa a influência da Lua e do Sol. Designa-se deste modo para distinguir de outras variações do nível do mar (e.g., maré eólica e maré meteorológica) que na maior parte da bibliografia são impropriamente designadas apenas por maré.

A amplitude da maré consiste na diferença vertical entre o nível atingido pela mais alta das marés cheias e a mais baixa das marés vazias. Por vez aplica-se este termo para designar a diferença entre os níveis da maré cheia e da maré vazia em qualquer tipo de maré, pelo que é frequente encontrar na bibliografia a designação de amplitude máxima da maré. Na mesma ordem de raciocínio utilizam-se também, por vezes, os termos amplitude média da maré e amplitude mínima da maré.

2.2.2. Bacia de drenagem urbana

Segundo de Lima *et al.* (2010), uma bacia de drenagem urbana é composta por um sistema de linhas de águas naturais e drenos artificiais interligados entre si, formando uma rede de drenagem mais ou menos hierarquizada (curso de água principal e seus afluentes e subafluentes). Uma bacia define-se para uma dada secção de uma linha de água ou de um canal e corresponde à área geográfica que capta a água da chuva que escoar pela superfície do solo e atinge essa mesma secção. Esta designa-se por secção de referência da bacia e é, portanto, a única saída dos volumes de água efluentes assumindo que se podem desprezar as águas subterrâneas (o que acontece por norma para a situação em estudo). As características fisiográficas das bacias de drenagem urbana são a geometria, o relevo, a geologia dos solos e a vegetação.

De acordo com a Diretiva n.º 2000/60/CE, também designada por Diretiva Quadro da Água, “bacia hidrográfica é a área terrestre a partir da qual todas as águas fluem, através de uma sequência de ribeiros, rios e eventualmente lagos para o mar, desembocando numa única foz, estuário ou delta.”

2.2.3. Precipitação

A primeira condição para se dar início à precipitação, segundo e.g., Isidoro (2012), é a saturação do ar com o vapor de água resultante da evaporação das superfícies de água (e.g., mar) ou da transpiração em grandes quantidades (e.g., florestas). As precipitações podem não ocorrer nos locais onde ocorre a saturação do ar, pelo vapor de água, pois o vento pode promover a deslocação de massas de ar saturado. A segunda condição para a ocorrência de precipitação é o arrefecimento do ar saturado, geralmente provocado pela subida das massas de ar saturadas. Existem quatro tipos de mecanismos de elevação do ar, que podem provocar a formação de nuvens, nomeadamente orográfico, convencional, convergente e frontal.

- Orográfica – ocorre quando o ar ascende devido à existência de montanhas.
- Convectiva – causada pela elevação do ar que se encontra junto da superfície terrestre e é aquecido pela energia solar tornando-se assim menos denso.

- Convergente – originada pela colisão de ar que segue em diferentes direções junto da superfície terrestre.
- Frontal – ar quente (menos denso) é forçado a subir devido ao ar frio (mais denso).

Estas designações de mecanismos são geralmente utilizadas para diferenciar e nomear os diferentes tipos de tempestade (e.g., tempestade convencional). A terceira condição é a condensação de água na troposfera. Uma vez que uma superfície não gasosa deve ser envolvida para que o vapor de água possa passar para o estado líquido, a condensação de água é disparada pela presença de pequenas partículas sólidas ou líquidas (aproximadamente com $0.2 \mu\text{m}$), designado por núcleos de condensação de nuvens (CCN), geralmente os cristais de sal dos oceanos, produtos resultantes da combustão, poeiras e cinzas. A quarta e última condição para ocorrência de precipitação é o aumento de dimensão das partículas de água. Esse crescimento ocorre devido à coalescência das partículas de água, ou seja, como as gotas de água nas nuvens (aproximadamente com $10 \mu\text{m}$) colidem umas com as outras, a sua dimensão aumenta até ao momento que começam a precipitar.

A Figura 2.9 esquematiza o processo do ciclo da água. A evaporação da água resultante da precipitação ocorre tanto na interseção como nas superfícies de armazenamento, antes de se infiltrar ou de se transformar em escoamento. A água que se infiltra no terreno pode percolar tanto da zona insaturada como da saturada. A água nestas zonas pode ser perdida por evaporação, por capilaridade, se atingir a superfície da bacia de drenagem, ou pela transpiração das plantas, que recolhem água do solo através das raízes.

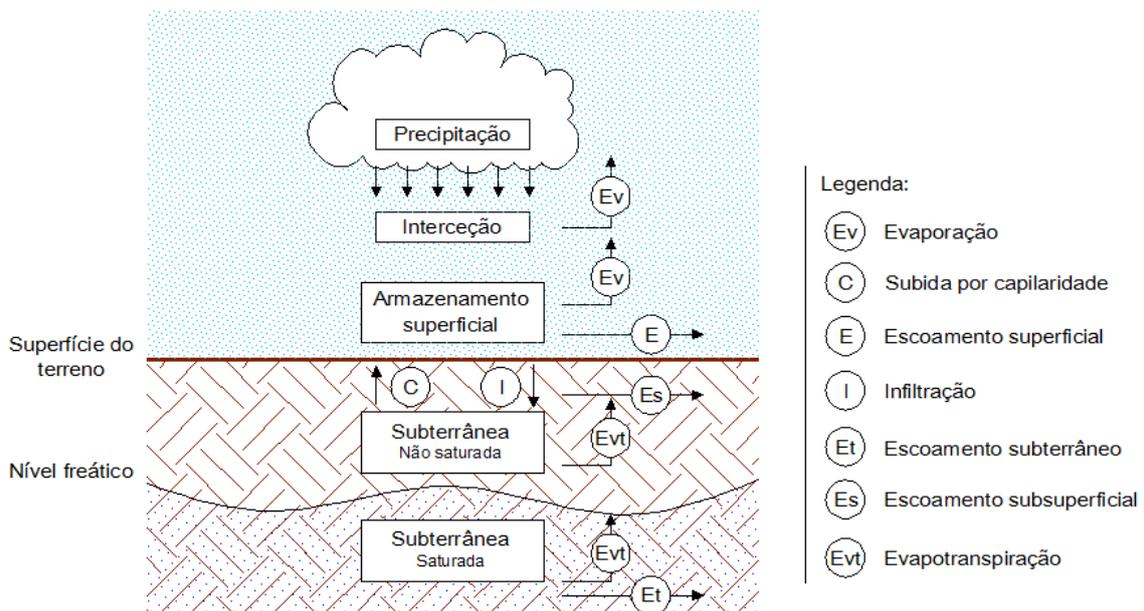


Figura 2.9 Processo de precipitação-escoamento superficial. Encontram-se assinaladas as perdas que ocorrem devido à interceção, armazenamento superficial, infiltração e evapotranspiração. (adaptado de Isidoro (2012))

2.2.4. escoamento superficial

Os fluxos de água superficial ocorrem sempre que cessa a infiltração da água que cai no solo, e constituem uma resposta rápida à precipitação, cessando pouco tempo depois desta. Estes fluxos variam muito com a natureza do solo sobre o qual incide a precipitação, do seu teor de humidade (relacionado com as chuvadas anteriores), e sobretudo com a intensidade da precipitação. Esta água escoar-se sobre o solo, acumula-se em poças, regatos, ribeiras, acabando por alimentar os rios e por fim regressa ao mar. O escoamento superficial representa em média 24% do volume total da precipitação, segundo de Lima *et al.* (2010).

O **coeficiente de escoamento superficial**, C , é um dos parâmetros cruciais em hidrologia urbana. Este coeficiente, adimensional, exprime a relação entre o volume de escoamento direto (*e.g.*, precipitação útil) e o volume precipitado, ou seja, indica a parte da precipitação total que se transforma diretamente em escoamento superficial:

$$C = \frac{h_u}{h} \quad (2.1)$$

Sendo h_u a precipitação útil e h a precipitação total recebida numa dada bacia de drenagem; a precipitação pode ser expressa em mm ou m^3 . A altura (total) de precipitação equivale ao volume total precipitado no interior de uma bacia hidrográfica num dado período de tempo, dividido pela sua área. A precipitação útil corresponde à fração da precipitação (total) que se transforma em escoamento superficial direto num sistema de drenagem urbano.

Verifica-se nas bacias hidrográficas, principalmente nas de maiores dimensões, que normalmente ocorrerem variações das características fisiográficas de local para local. O que faz com que seja necessário encontrar um valor médio para o correspondente coeficiente de escoamento superficial que traduza o comportamento de toda a área, calculando a média ponderada em relação às áreas associadas a cada uma dessas características.

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.2)$$

Onde C representa o coeficiente de escoamento médio característico de uma área A não homogénea, e C_i e A_i são, respetivamente, o coeficiente de escoamento e a área de cada uma das n parcelas (assumidas homogéneas) em que A se pode considerar dividida. As principais características fisiográficas da bacia de drenagem que afetam o coeficiente de escoamento são apresentadas no anexo A.

No anexo B, apresentam-se alguns dos coeficientes de escoamento superficial aplicáveis a áreas urbanas para precipitações intensas com períodos de retorno de dois a dez anos.

Na construção que exige um maior período de retorno (e.g., sistemas de drenagem em áreas suscetíveis), é necessário majorar os valores, do coeficiente de escoamento C , apresentados no anexo B através da expressão:

$$C^{T_R} = C \times C_f \quad (2.3)$$

Onde C_f é o fator de correção (Tabela 2.1) e C^{T_R} é o coeficiente de escoamento a utilizar para eventos com períodos de retorno, T_R .

Tabela 2.1 Fator de correção C_f do coeficiente de escoamento superficial C para vários períodos de retorno adotados no dimensionamento de obras de construção civil (de Lima *et al.*, 2010)

Período de retorno (anos)	C_f
2 a 10	1.00
25	1.10
50	1.20
100	1.25

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica define-se como o tempo que demora uma partícula de água (resultante de uma chuvada razoavelmente intensa) para atingir a secção de referência, partindo do ponto cineticamente mais afastado desta, localizado nos limites da bacia. Este parâmetro depende das características fisiográficas da bacia, da ocupação do solo, do sistema de drenagem e da precipitação, nomeadamente da área da bacia, do comprimento e do declive do curso de água principal, da forma da bacia, do declive do terreno, do declive e comprimento dos afluentes, do tipo de cobertura vegetal, do tipo de ocupação do solo, da rugosidade do hidráulica das várias componentes do sistema de drenagem, da intensidade de precipitação, características pedológicas e geológicas e de teor de humidade da camada de superficial do solo.

Existem diversos métodos para a estimativa do tempo de concentração, nomeadamente, fórmulas empíricas (e.g., fórmula de Kirpich, fórmula de Giandotti, método FAA), medição direta utilizando traçadores, através da estimativa da velocidade média do escoamento superficial na bacia e recorrendo a valores tabelados.

2.2.5. Consequências da urbanização no ciclo da água

O crescimento das cidades tem alterado significativamente as áreas limítrofes dos centros urbanos, ao longo dos últimos duzentos anos, sendo visível a interferência da urbanização nos processos envolvidos no ciclo hidrológico. No futuro a migração da população continuará a crescer e, à luz do que se passa hoje, cada vez mais a população viverá nos grandes centros urbanos e cada vez menos em áreas rurais, como referido em de Lima *et al.* (2010).

A remoção da vegetação a favor da construção urbana, resulta numa alteração das condições naturais, diminuindo o potencial de infiltração do solo e, conseqüentemente, a recarga dos aquíferos subterrâneos, ao mesmo tempo que aumenta o escoamento superficial. Segundo de Lima *et al.* (2010), a criação de superfícies impermeáveis, tais como telhados, ruas e estacionamentos pavimentados, apresentam uma rugosidade hidráulica menor, aumentando a velocidade com que se processa o escoamento superficial e os transportes associados (*e.g.*, arrastamento de poluentes, erosão hídrica).

2.2.6. Período de retorno (T_R)

O tempo médio que decorre entre duas realizações consecutivas de um acontecimento A designa-se por período de retorno de A. O período de retorno de um acontecimento com probabilidade de $P(A)$ é dado por $T_R=1/P(A)$.

Suponha-se que um evento extremo é definido como tendo ocorrido se uma variável aleatória X é maior ou igual a um certo nível x_T . O intervalo de recorrência τ corresponde ao tempo entre ocorrências $X \geq x_T$.

O período de retorno, T_R , de um evento $X \geq x_T$ é o valor esperado de τ , $E(\tau)$, sendo o seu valor médio medido ao longo de um grande número de ocorrências. Assim, o período de retorno de um evento de uma dada amplitude pode ser definido como o intervalo de recorrência médio entre eventos de igual ou superior a uma amplitude específica.

A probabilidade $p = P(X \geq x_T)$ de ocorrência do evento $X \geq x_T$ em qualquer observação pode estar relacionada com o período de retorno da seguinte maneira. Para cada observação, existem dois resultados possíveis: “sucesso” $X \geq x_T$ (probabilidade p) ou “falha” $X < x_T$ (probabilidade $1 - p$). Desde que as observações são independentes, a probabilidade de um intervalo de recorrência de duração τ é o produto das probabilidades de falha de $t - 1$ seguidas de um sucesso, o que é, $(1 - p)$ um valor esperado de τ é dado por,

$$\begin{aligned} E(\tau) &= \sum_{\tau=1}^{\infty} \tau(1-p)^{\tau-1}p \\ &= p + 2(1-p)p + 3(1-p)^2p + 4(1-p)^3p + \dots \\ &= p[1 + 2(1-p) + 3(1-p)^2 + 4(1-p)^3 + \dots] \end{aligned} \tag{2.4}$$

A expressão dentro dos parênteses tem a forma da expansão de série de potências $(1+x)^n=1+n.x+[n.(n-1)/2]x^2+[n.(n-1).(n-2)/6].x^3+...$, com $x=-(1-p)$ e $n=2$, então a expressão (2.5) pode ser reescrita da seguinte forma,

$$E(\tau) = \frac{p}{[1-(1-p)]^2} = \frac{1}{p} \quad (2.5)$$

Portanto, $E(\tau)=T_R=1/p$, ou seja, a probabilidade de ocorrência de um evento em qualquer observação é o inverso do seu período de retorno:

$$P(X \geq x_T) = \frac{1}{T} \quad (2.6)$$

Qual é a probabilidade de um evento com um período de retorno T_R ocorrer pelo menos uma vez em anos de N ? Para calcular isto, primeiro considera-se a situação onde nenhum evento T_R ocorre nos N anos. Isso exige uma sequência sucessiva de N "falhas", para que,

$$P(X < x_T \text{ cada ano para } N \text{ anos}) = (1-p)^N$$

O complemento desta situação é o caso necessário, então,

$$P(X \geq x_T \text{ pelo menos uma vez em } N \text{ anos}) = 1 - (1-p)^N$$

Sabendo que $p=1/T_R$ tem-se

$$P(X \geq x_t \text{ pelo menos uma vez em } N \text{ anos}) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (2.7)$$

Como referido anteriormente, sendo o período de retorno $T_R=1/p$, com "p" a probabilidade do evento ser igualado ou superado, tal leva a que as zonas sujeitas ao efeito da maré, as cotas mais elevadas para a cheia centenária, dependam da conjunção da probabilidade de ocorrência do acontecimento pluvioso com a probabilidade de ocorrência de maré alta no local.

Um pré-requisito para uma gestão eficiente do risco de inundação é o conhecimento aprofundado das variáveis de risco de cada local em específico. Isso inclui informações sobre o tipo de inundações, a probabilidade da ocorrência dum evento de inundação em particular, a amplitude de inundação expresso em extensão da inundação, velocidade e/ou profundidade do caudal e finalmente, a dimensão provável dos danos (humanos, materiais, sociais e atividade económica).

2.2.7. Delimitação de áreas inundáveis

Áreas inundáveis são locais com probabilidade elevada de inundação. Para a definição destas áreas é necessário uma análise exaustiva da topografia do terreno e da batimetria da secção de escoamento da linha de água, recorrendo à cartografia existente. Podem ser definidos diferentes cenários para os caudais de cheia, como o tempo de retorno e a subida do nível médio da água do mar.

A delimitação da área inundável é realizada pela união de vários pontos de referência, obtidos de a partir de várias secções de referência de uma dada secção de escoamento, com base no nível da água obtido em cada secção em relação à cota do terreno. Para a obtenção dos caudais de cheia em cada secção em estudo, deve realizar-se uma modelação hidrodinâmica, tendo em conta diferentes fatores constantes ou variáveis ao longo do tempo.



Figura 2.10 A precipitação intensa gera caudais mais elevados, causando a entrada em carga dos coletores nos pontos mais baixos, contribuindo assim para o aumento do risco de inundação

2.2.8. Diferenciação entre onda de tempestade e maré de tempestade

As definições de onda de tempestade e de maré de tempestade são por vezes confundidas devido à semelhança dos conceitos associados. A onda de tempestade consiste na subida anormal do nível da água do mar, gerada por uma tempestade, independente do nível previsto das marés astronómicas. Este efeito não deve ser confundido com o de maré de tempestade, que é definido como a subida do nível do mar resultante da combinação da onda de tempestade e da maré astronómica. Esta elevação do nível da água pode causar inundações extremas, particularmente, em áreas costeiras, quando a onda de maré coincide com uma maré alta (astronómica), resultando assim em marés de tempestades, que podem chegar a atingir 6 m ou mais, em alguns casos. (e.g., <http://www.nhc.noaa.gov/surge/>)

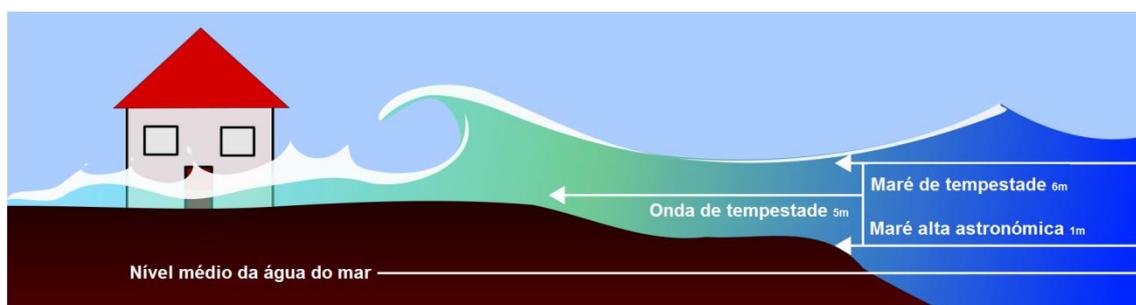


Figura 2.11 O nível da maré de tempestade resulta da sobreposição da onda de tempestade à maré alta (astronómica) (adaptado de <http://www.nhc.noaa.gov/surge/>)

Este efeito pode ocorrer devido à diminuição da pressão atmosférica e ao efeito do vento, sendo que estes eventos também podem ocorrer em simultâneo, contribuindo para consequências ainda mais extremas. Considerando que o pico do escoamento superficial ocorre simultaneamente com o pico de maré alta, pode ocorrer um bloqueio na fronteira de jusante (foz) impedindo que a drenagem se dê diretamente para o mar, provocando assim inundações a montante da linha de costa. A Figura 2.12 ilustra a ocorrência de uma sobrelevação do nível do mar devido a uma tempestade, sendo possível identificar os principais contributos.

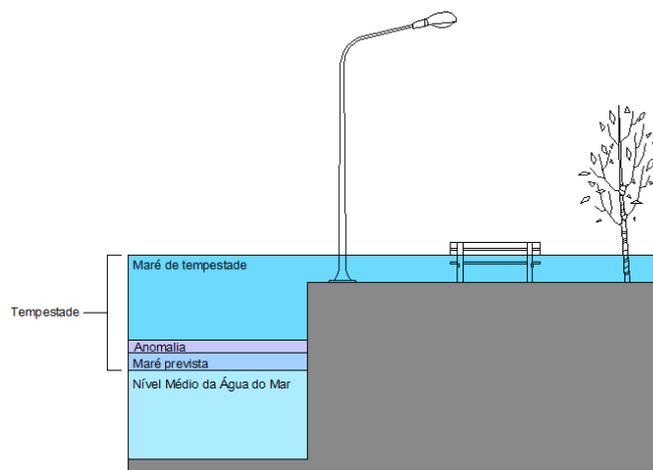


Figura 2.12 Subida do nível da água do mar relacionada com uma tempestade. A onda de tempestade significa o aumento do nível do mar originada exclusivamente por uma tempestade. Maré de tempestade é o nível do mar total observado durante uma tempestade, que resulta da ação combinada da onda de tempestade e da maré alta prevista (adaptado de NOAA (2014))

2.3. Legislação nacional, comunitária e extracomunitária

2.3.1. Legislação nacional

Desde a monarquia constitucional portuguesa que são publicados documentos legislativos que visam a gestão dos solos sobre influência costeira ou fluvial, assim como, a gestão da política da água, tendo sido publicados mais recentemente os documentos referentes às zonas afetadas por inundações. Na Tabela 2.2 apresentam-se, de forma sumariada, os principais documentos legislativos publicados em Portugal no âmbito da gestão da água. Destes documentos, optou-se por destacar quatro, que se enquadram mais no âmbito desta dissertação.

O primeiro documento oficial que contemplou a gestão da água foi publicado na forma de Decreto Real, a 31 de dezembro de 1864, com o objetivo de salvaguardar os bens de interesse público da venda arbitrária, tornando públicas as águas do mar e respetivos leitos e margens, devido ao seu reconhecido interesse público para o país. Neste documento ficou estabelecido o conceito de Domínio Público Marítimo (DPM) e de “margens das águas do mar”, que corresponderia a uma faixa com condicionantes especiais. Posteriormente foi publicado o Regulamento dos Serviços Hidráulicos, em 1892, com o objetivo de classificar as bacias hidrográficas e as obras para o seu melhoramento, dos serviços nas circunscções hidráulicas, do uso, polícia e a conservação das águas, margens, campos inundados e das obras neles executadas. Em 1919 foi publicada a Lei da Água (Decreto n.º 5787 – III de 10 de maio de 1919).

Tabela 2.2 Documentos legislativos publicados no âmbito da gestão e proteção das zonas costeiras e das inundações

Documento legislativo	Data	Âmbito / Objetivo
Decreto Real	31/12/1864	Domínio Público Marítimo (DPM)
Decreto n.º 8	01/12/1892	Regulamento dos Serviços Hidráulicos Classificação das bacias hidrográficas e das obras para o seu melhoramento, dos serviços de circunscrições hidráulicas, do uso, polícia e a conservação das águas, margens, campos inundados e das obras neles executadas
Decreto n.º 5787 – VIII	10/05/1919	Lei da Água Domínio Público das Águas, utilização das águas públicas, do aproveitamento das águas públicas por concessão
Decreto-Lei n.º 468/71	05/11/1971	Atualiza e unifica o regime jurídico dos terrenos do domínio público hídrico
Decreto-Lei n.º 513-P/79	26/12/1979	Estabelece o regime de transição entre a aplicabilidade prática do Decreto- Lei n.º 468/71, de 5 de novembro, e as que constam da legislação que o precede
Decreto-Lei n.º 89/87	26/02/1987	Estabelece medidas de proteção às zonas ameaçadas pelas cheias, introduzindo alterações ao Decreto-Lei n.º 468/71, de 05 de novembro
Decreto-Lei n.º 70/90	02/03/1990	Define o regime de bens do domínio público hídrico do Estado
Decreto-Lei n.º 46/94	22/02/1994	Atualiza e unifica o regime jurídico da utilização do domínio hídrico, sobre jurisdição do Instituto da Água (atual Agência Portuguesa do Ambiente)
Decreto-Lei n.º 23/95	23/08/1995	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
Decreto-Lei n.º 234/98	22/07/1998	Altera o Decreto-Lei n.º 46/94, de 22 de fevereiro, relativamente aos artigos referentes à limpeza e desobstrução de linhas de água.
Decreto-Lei n.º 364/98	21/11/1998	Estabelece a obrigatoriedade de elaboração da carta de zonas inundáveis nos municípios com aglomerados urbanos atingidos por cheias
Lei n.º 58/2005	29/12/2005	Lei da Água Estabelece as bases e o quadro institucional para a gestão sustentável das águas
Decreto-Lei n.º 115/2010	22/10/2010	Aprova o quadro para a avaliação e gestão dos riscos de inundações, com o objetivo de reduzir as suas consequências prejudiciais.

Em 1971, foi publicado em Diário da República o Decreto de Lei n.º 468/71, de 5 de novembro, que revê, atualiza e unifica o regime jurídico dos terrenos do domínio público hídrico, no qual se incluem os leitos e as margens das águas do mar, correntes de água, lagos e lagoas, de modo a facilitar o seu aproveitamento para os diversos usos de que são economicamente suscetíveis. Revoga várias disposições legislativas, implementadas pelo Decreto Real de 1892 e pelos regulamentos marítimos de 1919. Este decreto, para além de abordar as questões acima referidas, inclui ainda matéria relativa à temática ambiental, de conservação, assim como esclarece os procedimentos de reconhecimento das parcelas privadas nas margens marítimas.

O Decreto-Lei n.º 513-P/79, de 26 de dezembro, estabeleceu um regime de transição entre a aplicabilidade prática das disposições consignadas no Decreto-Lei n.º 468/71, de 5 de novembro, e as que contam de legislação que o precede no que respeita à utilização dos leitos e margens dos cursos de água, lagos e lagoas, incluindo as zonas inundáveis pelas cheias.

Na sequência das cheias de novembro de 1983, foi criado um grupo de trabalho com objetivo de proceder à análise das causas e efeitos e medidas a adotar. Este concluiu que as cheias devem-se, sobretudo, ao aumento das áreas impermeabilizadas e à obstrução das áreas contíguas aos cursos de água pela ocupação urbana. Deste modo, com a finalidade de proteger adequadamente estas áreas e, nomeadamente, evitar ocupações urbanas incorretas, foi publicado o Decreto-Lei n.º 89/87, de 26 de fevereiro, que procede à revisão do Decreto-Lei n.º 468/71, de 5 de novembro. Este visa a delimitação, dentro das zonas adjacentes, de áreas de ocupação edificada proibida e de ocupação edificada condicionada e consagra a indispensável intervenção das câmaras municipais em todas as ações a realizar nas referidas zonas adjacentes. Este define como zona ameaçada por cheia, ou zona adjacente, a área contígua à margem de um curso de água, que se estende até à linha alcançada pela maior cheia com probabilidade de ocorrência no período de um século, também designada por cheia dos 100 anos.

As zonas não consideradas como zonas adjacentes a cursos de água, carecem de parecer vinculativo da Direção Geral dos Recursos Naturais (atualmente designada por Direção Geral dos Recursos Naturais, Segurança e Serviços Marítimos), quando estejam dentro do limite da maior cheia conhecida ou de uma faixa de 100m, para cada lado da linha da margem do curso de água, quando se desconheça aquele limite. Nas áreas delimitadas como zonas de ocupação edificada condicionada as cotas dos pisos inferiores dos edifícios a construir deverão ser sempre superiores às cotas previstas para a cheia dos 100 anos.

O Decreto-Lei n.º 70/90, de 2 de março, define o regime de bens do domínio público hídrico do Estado. Cria o Instituto da Água (INAG), cujas atribuições estão agora na esfera de competências da Agência Portuguesa do Ambiente (APA), com o objetivo de criar dinâmica própria para o seu funcionamento e para o funcionamento das Administrações Regionais Hidrográficas (ARH) (atualmente integradas e geridas pela APA). A administração pública fica com o dever de criar enquadramento para a criação de associações, tendo estas o dever de consciencializar os utilizadores e na internalização dos custos relativos à construção e exploração de obras.

O Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, publicado pelo Decreto-Lei n.º 23/95, de 23 de agosto, estabelece as normas técnicas de orientação para os estudos de abastecimento e drenagem de águas residuais, quer no sistema público, quer predial. Relativamente à drenagem de águas residuais pluviais este documento legal estabelece os conceitos e aos âmbitos de aplicação, à precipitação, ao coeficiente de escoamento e ao período de retorno.

No Anexo IX, do Decreto-Lei n.º 23/95, de 23 de agosto, são definidas as regiões pluviométricas e os parâmetros para construção das curvas intensidade-duração-frequência (IDF). Com a expressão (2.8) pode-se determinar a intensidade de precipitação utilizando os parâmetros, a e b , e de acordo com as regiões pluviométricas identificadas no Anexo C, para o tempo de retorno adotado e em função do tempo de concentração da bacia.

$$I = a \cdot t^b \quad (2.8)$$

Em que,

t – tempo de concentração da bacia

a, b – parâmetros da curva IDF

Os estudos sobre a relação entre a intensidade de precipitação e a duração associada a um período de retorno, para um dado posto udográfico, permitiram estabelecer novas curvas IDF. Brandão (1995) estabeleceu uma metodologia para determinação de curvas IDF, tendo sido posteriormente aplicada a nove postos (Brandão e Rodrigues, 1998). Esta metodologia foi aplicada em Brandão *et al.* (2001) a vinte e sete postos udográficos, sendo este estudo, pela informação reunidas e pelos procedimentos aplicados, a mais completa análise do domínio das precipitações intensas em Portugal Continental.

O Decreto-Lei n.º 234/98, de 22 de julho, estabelece que nos leitos e margens que integram o domínio público, nos termos do Decreto-Lei n.º 468/71, de 5 de novembro, é do dever das entidades com jurisdição sobre os mesmos a realização dos trabalhos de limpeza ou desobstrução. Os proprietários ou possuidores de parcelas de leitos e margens que não integrem o domínio público devem mantê-las em bom estado de conservação, procedendo à sua limpeza e desobstrução. Quando se trata de uma linha de água inserida num aglomerado urbano, esta responsabilidade é do respetivo município.

Por sua vez, o Decreto-Lei n.º 364/98, de 21 de novembro, determina a obrigação dos municípios com aglomerados urbanos atingidos por cheias num período de tempo que, pelo menos, inclua o ano de 1967 e que ainda não se encontrem abrangidos por zonas adjacentes, elaborem cartas de zonas inundáveis abrangendo os perímetros urbanos, visando a adoção de restrições à edificação face ao risco de cheia.

A Lei n.º 58/2005, 29 de dezembro, denominada por Lei da Água, assegura a transposição da Diretiva n.º 2000/60/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de outubro, que define o quadro de ação comunitária no domínio da política da água. Esta lei estabelece o enquadramento para a gestão das águas superficiais, designadamente das águas interiores, de transição e costeiras, e das águas subterrâneas. Este documento apresenta diversos objetivos, sendo o mais relevante, para a presente dissertação, o de mitigação dos efeitos das inundações.

O Decreto-Lei n.º 115/2010, de 22 de outubro, estabelece um quadro para a avaliação e gestão dos riscos de inundações com o objetivo de reduzir as consequências associadas às inundações prejudiciais para a saúde humana, incluindo perdas humanas, o ambiente, o património cultural, as infraestruturas e as atividades económicas. Este transpõe para ordem jurídica interna a Diretiva n.º 2007/60/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de outubro, e vai igualmente ao encontro da preocupação relativa à mitigação dos efeitos das inundações, estabelecida na Diretiva n.º 2000/60/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de outubro.

As tarefas associadas à implementação desta Diretiva incluem:

- Efetuar a avaliação preliminar de riscos de inundações;
- Propor as zonas de riscos potenciais significativos de inundações;
- Elaborar as cartas de zonas inundáveis para áreas de risco e as cartas de risco de inundações;
- Elaborar e implementar planos de gestão de riscos de inundações.

Foi criada a Comissão Nacional da Gestão dos Riscos de Inundações (CNGRI), constituída pela Agência Portuguesa do Ambiente, que preside, Autoridade Nacional da Proteção Civil, Direção Geral do Território, Região Autónoma da Madeira, Região Autónoma dos Açores, Associação Nacional de Municípios Portugueses.

Também foi criado o Sistema de Vigilância e Alerta de Recursos Hídricos (SVARH), o qual constitui um sistema de previsão e de alerta para salvaguarda de pessoas e bens. Este pretende atingir os objetivos do Decreto-Lei n.º 115/2010, adaptado às especificidades de cada região hidrográfica ou unidade de gestão, é coordenado pela APA.

A seleção das zonas com riscos significativos de inundações foi efetuada tendo em consideração os estudos de base da década anterior à Diretiva 2007/60/CE bem como a compilação da informação sobre a ocorrência de inundações e suas consequências, recolhida por diferentes organismos. Foram identificadas 22 zonas no continente, 5 zonas na Região Autónoma dos Açores e 27 zonas na Região Autónoma da Madeira. Foram concluídas as cartas de zonas inundáveis e das cartas de riscos de inundações relativas às 22 zonas identificadas no Continente, disponíveis em <http://sniambportal.apambiente.pt/diretiva60ce2007/>. Cartografia associada a três períodos de retorno (20, 100 e 1000 anos) para diversas zonas de Portugal continental e Regiões Autónomas.

O Decreto-Lei n.º 115/2010, de 22 de outubro, define o conceito de inundação como sendo "a cobertura temporária por água de uma parcela do terreno fora do leito normal, resultante de cheias provocadas por fenómenos naturais como a precipitação, incrementando o caudal dos rios, torrentes de montanha e cursos de água efémeros correspondendo a estas cheias fluviais, ou de sobrelevação do nível das águas do mar nas zonas costeiras". O conceito de risco de inundação é definido como "a combinação da probabilidade de inundações, tendo em conta a sua magnitude, e das suas potenciais consequências prejudiciais para a saúde humana, o ambiente, o património cultural, as infraestruturas e as atividades económicas, sendo as suas consequências prejudiciais avaliadas através da identificação do número e tipo de atividade afetada, podendo por vezes ser apoiada numa análise quantitativa".

No processo evolutivo, da ocupação e uso do território, as cartas de risco de inundação vão certamente permitir um acompanhamento mais eficaz da gestão territorial das áreas inundáveis potencialmente perigosas. Verifica-se que ainda faltam preencher algumas lacunas na legislação portuguesa. Não são referidos os períodos de retorno de dimensionamento de sistemas de drenagem urbana.

Na **secção 2.3.2.** apresentam-se as linhas orientadoras da legislação comunitária, que serviram de base para a elaboração dos documentos legais de cada país relativamente à política da água e à avaliação e gestão das inundações.

2.3.2. Legislação comunitária

Em fevereiro de 1995, Holanda e França tomaram a iniciativa de discutir a necessidade de legislação sobre a água na União Europeia, resultando na criação da Diretiva Quadro da Água, em 2000. A Diretiva 2000/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de outubro de 2000, também designada por Diretiva Quadro da Água, estabelece um quadro de ação comunitária no domínio da política da água, exigindo a elaboração de planos de gestão das bacias hidrográficas para cada região hidrográfica, a fim de se atingir um bom estado ecológico e químico, e para contribuir para a atenuação dos efeitos das inundações. No entanto, a redução dos riscos de inundações não é um dos principais objetivos dessa diretiva, que também não tem em conta as futuras alterações dos riscos de inundações em consequência das alterações climáticas.

A Diretiva 2007/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de outubro de 2007, designado por diretiva quadro para a avaliação e gestão dos Riscos de Inundação, tem como objetivo estabelecer um quadro para a avaliação e gestão dos riscos de inundações, a fim de reduzir as consequências associadas às inundações prejudiciais para a saúde humana, o ambiente, o património cultural e as atividades económicas.

Esta diretiva estabelece a definição dos conceitos mais utilizados, de forma a unificar o sentido destes. A inundação corresponde à cobertura temporária por água de uma terra normalmente não coberta por água, incluindo as cheias ocasionadas pelos rios, pelas torrentes de montanha e pelos cursos de água efémeros mediterrâneos, e as

inundações ocasionadas pelo mar nas zonas costeiras, e pode excluir as inundações com origem em redes de esgotos. O risco de inundação corresponde à combinação da probabilidade de inundações e das suas potenciais consequências prejudiciais para a saúde humana, ambiente, património cultural e atividades económicas. Fazendo uma comparação com as definições apresentadas no Decreto-Lei n.º 115/2010, verifica-se que houve o cuidado de definir estes conceitos de forma mais concreta, de forma a não suscitar dúvidas na sua interpretação.

Os estados-membros devem efetuar para cada região hidrográfica ou unidade de gestão, ou para cada parte de região hidrográfica internacional situada no seu território, uma avaliação preliminar dos riscos de inundações. Esta avaliação é realizada a fim de fornecer uma avaliação dos riscos potenciais, com base em informações disponíveis ou facilmente dedutíveis, incluindo registos e estudos sobre a evolução a longo prazo, nomeadamente do impacto das alterações climáticas na ocorrência de inundações. A avaliação deve incluir, pelo menos, os seguintes elementos:

- Cartas da região hidrográfica à escala apropriada, incluindo os limites das bacias hidrográficas, das sub-bacias hidrográficas e, quando existam, das zonas costeiras, com a indicação de dados topográficos e da afetação dos solos;
- Uma descrição das inundações ocorridas no passado que tenham tido impactos negativos importantes, nos casos em que continue a existir uma probabilidade significativa de inundações semelhantes voltarem a ocorrer no futuro, incluindo a amplitude das inundações e as vias de evacuação das águas, e uma avaliação dos respetivos impactos negativos.

E em função das necessidades específicas dos Estados-Membros:

- Uma avaliação das potenciais consequências prejudiciais das futuras inundações para a saúde humana, o ambiente, o património cultural e as atividades económicas, que tenha em conta tanto quanto possível questões como a topografia, a posição dos cursos de água e as suas características hidrológicas e geomorfológicas gerais, incluindo as planícies aluviais enquanto zonas de retenção natural, e eficácia das infraestruturas artificiais existentes de proteção contra as inundações, a posição das zonas povoadas e das zonas com atividade económica e a evolução a longo prazo, incluindo o impacto das alterações climáticas na ocorrência de inundações.
- No caso das regiões hidrográficas internacionais ou das unidades de gestão, os estados membros devem garantir o intercâmbio das informações relevantes entre as autoridades competentes interessadas.

De acordo com a diretiva, os estados membros devem proceder à elaboração de cartas de zonas inundáveis e cartas de riscos de inundações. Estas cartas cobrem as zonas geográficas suscetíveis de ser inundadas, de acordo com cenários de fraca probabilidade de cheias ou cenários de fenómenos extremos, probabilidade média de cheias (periodicidade provável igual ou superior a 100 anos) e probabilidade elevada de cheias, quando aplicável.

Nestas cartas deve-se indicar a amplitude de inundação, as profundidades de água ou nível de água, e a velocidade da corrente ou o caudal da cheia correspondente. Também deve ser referido o número indicativo de habitantes potencialmente afetados, tipo de atividade econ mica da zona potencialmente afetada, instala es que possam causar polui o acidental em caso de inunda es e zonas protegidas e outras informa es que os estados membros considerem úteis, como a indica o das zonas onde podem ocorrer inunda es que arrastem um elevado volume de sedimentos e detritos, e informa es sobre outras fontes importantes de polui o.

Com base nas cartas deverão ser elaborados planos de gestão dos riscos de inunda es. Os planos abrangem todos os aspetos da gestão dos riscos de cheia e inunda es provocadas pelo mar, centrando-se na preven o, prote o e prepara o, incluindo sistemas de previsão e de alerta precoce, tendo em conta as características de cada bacia ou sub-bacia hidrográfica. Os planos de gestão dos riscos de inunda es podem também incluir a promo o de práticas de utiliza o sustentável do solo, a melhoria da reten o da água e a inunda o controlada de determinadas zonas, em caso de cheia.

Em suma, a Diretiva n.  2007/60/CE, refere-se   avalia o e gestão dos riscos de inunda es, criando um quadro de referências para a gestão do risco de inunda es. O objetivo da diretiva   reduzir e gerir os riscos das cheias para a saúde e bem-estar das popula es, patrim nio e atividades econ micas. Para tal, a diretiva obrigou os Estados Membros a realizar uma avalia o preliminar até 2011 que identificasse as bacias hidrográficas e as áreas costeiras em risco de cheia. Posteriormente, até 2013, era necessário elaborar mapas de risco de cheia, e até 2015, estabelecer planos de gestão de risco focados na preven o e prote o.

2.3.3. Legisla o extracomunitária

Nesta sec o apresentam-se as principais linhas orientadoras dos documentos normativos de alguns países localizados noutros continentes, nos quais   comum a ocorrência de inunda es originadas por diversos acontecimentos. Os países que serão abordados seguidamente são os Estados Unidos da América, o Japão, o Brasil, a Austrália, o Canadá, o Bangladesh e as Filipinas.

Em 1936, nos Estados Unidos da América (EUA), foi aprovada uma lei a nível estatal, sobre o controlo de inunda es, que identificava a natureza pública dos programas de redu o de inunda es e caracterizava a implementa o de medidas físicas ou estruturais como um meio de reduzir esses danos. Dessa forma não era necessário verificar as rela es custo-benefício para justificar a prote o das áreas sujeitas a inunda es. Com isso, foi acelerado o desenvolvimento e a ocupa o das várzeas, o que resultou num aumento dos danos originados pelas inunda es. As perdas m dias anuais devido às inunda es aumentaram, e a gestão e a disponibilidade dos fundos públicos foram insuficientes para mudar essa tendência. Em 1966, o governo dos EUA reconheceu que as medidas anteriores não eram adequadas e deu ênfase a medidas não-estruturais que permitiram   popula o conviver com as inunda es. Na Figura 2.13 observa-se as consequências do aumento de caudal de dois rios nos EUA, que causaram inunda es urbanas.



Figura 2.13 Inundações provocadas pelo rio Chattahoochee na Geórgia, no dia 22 de setembro de 2009 (esquerda); Inundações provocadas pelo Rio Mississippi em Cedar Rapids, Iowa, no dia 13 de Junho de 2013 (direita)

No Japão apenas pode ser ocupada 30% da área devido à orografia, e um terço dessa área está sujeita a inundações. A política de controlo de inundações tem sido de construir obras como diques, barragens, alteração do leito da linha de água e realojamento da população, com posterior alteração das margens que se consideram como áreas de risco. Os custos envolvidos nestas operações são extremamente elevados, mas as obras não passam por uma análise benefício – custo, apenas por minimização dos custos de construção. Em parte, isto também se deve à tradição do país, que já dura há muitos séculos, na luta contra os impactos das inundações e os altos riscos de vida, devido à intensidade de precipitação, do relevo e da ocupação. Na Figura 2.14 observa-se as inundações ocorridas no Japão, no verão de 2012.



Figura 2.14 Inundações provocadas pelo rio Shirakawa, na cidade de Kumamoto, na ilha de Kyusho, no Sudeste do Japão, a 15 de julho de 2012 (esquerda); Inundações provocadas pelo rio Yabe, em Yanagawa, na província de Fukuoka 14 de julho de 2012

Atualmente no Brasil, não existe nenhum programa de controlo de inundações que envolvam os seus diversos aspetos. O que se verifica são ações isoladas por parte de algumas cidades. A cidade de Estrela, no Rio Grande do Sul, implementou, no seu plano diretor, a legislação de zonas de uso especial, definidas pela restrição de ocupação e de construções abaixo de cotas definidas no plano de zonas de inundações previamente elaborado. Na Figura 2.15 observa-se as inundações urbanas provocadas por precipitações intensas.



Figura 2.15 Inundações provocadas pelo Rio Acre, no Estado de Acre (esquerda); inundações provocadas pelo Rio Solimões, no Estado de Amazonas (direita), ambas na zona nordeste do Brasil, em março de 2015

Na Austrália, as inundações são uma catástrofe natural proeminente. O problema é que os habitantes ainda não estão cientes que residem numa área de risco até ao momento em que ocorre uma inundação. Outros habitantes tendem a supor que as construções mais recentes são construídas garantindo a segurança de quem as habita durante a ocorrência deste acontecimento. Do lado da procura, os habitantes não tem noção do risco de inundação, devido à falta de informação. Do lado da oferta, os construtores que poderão estar cientes dos riscos de inundação, não adicionam voluntariamente medidas preventivas, pois assim os seus preços seriam pouco competitivos, onde não se espera que essas medidas sejam valorizadas pelos habitantes. Os regulamentos de planeamento do estado e do território implementam a gestão dos riscos de inundação, que é administrada pelos governos locais, onde:

- Aprovação de novos edifícios habitacionais não é concedida ou aconselhada em zonas de alto risco – geralmente onde o risco de inundação é superior a 1% da probabilidade de excedência anual;
- Aprovação de novos edifícios habitacionais noutras áreas de risco de inundação, cuja cota do piso de espaços interiores habitáveis é superior ao nível máximo de inundação expectável.

O problema, que persiste na Austrália, relaciona-se com as ações de planeamento realizadas pelos governos locais – que auxiliam na abordagem do risco de inundação – são insuficientes para evitar que os edifícios sejam estruturalmente danificados ou ocorram perdas de vidas humanas aquando da ocorrência de inundações. Então em novembro de 2012, foram publicadas “Proposals to address the risk of floods to new residential buildings” (as propostas para enfrentar o risco de inundação para os novos edifícios habitacionais), pelo gabinete responsável pela elaboração do Australian Building Codes Board (ABCB). Na Figura 2.16 observa-se uma placa de indicação de uma rua sujeita a inundações parcialmente coberta com água e na figura de direita uma zona residencial inundada.



Figura 2.16 Estrada inundada em Queensland, Austrália (esquerda); Inundações provocadas pelo Rio Brisbane, na zona este de Brisbane, Austrália (direita)

No Canadá a aplicação e a elaboração de normas para a construção têm sido desenvolvidos por muitos investigadores, como uma estratégia sustentável de mitigação a longo prazo. As normas são uma componente importante para a previsão das inundações, assim como, os seus efeitos nos edifícios, e especificamente “... não apenas no dimensionamento estrutural, como também nos métodos de construção e materiais”. Theckethil (2006) [citado em Sandink (2013)] identificou várias linhas orientadores das normas de construção, nomeadamente, a redução de vítimas mortais, de danos materiais e de necessidade de ajuda na sequência de inundações. Os objetivos das normas da construção são os seguintes:

- Redução de vítimas mortais e dos danos materiais, interrupção dos empregos em instituições e empresas e necessidade de auxílio após a catástrofe;
- Contribui para a durabilidade das construções e auxilia a manter a qualidade de vida e o valor das propriedades;
- Assegurar a segurança das pessoas, especialmente os compradores de habitações que poderão não estar de acordo com as especificações das normas, assim como, habitações em risco;
- Fornecer uma melhor perspectiva aos projetistas, construtores e fornecedores;
- Permitir o crescimento da economia na produção de materiais de construção e da construção de edifícios.

No Canadá ocorrem regularmente inundações com diferentes origens, nomeadamente o degelo, a precipitação intensa e as tempestades costeiras. Na Figura 2.17 observa-se à esquerda uma placa indicativa do risco de inundação, numa zona alagada e à direita, uma zona residencial inundada.



Figura 2.17 Edifício habitacional totalmente cercado por água devido às inundações do Rio Red, em Grande-Pointe, Manitoba, em 1997 (esquerda); Inundações na cidade de Ste. Agathe, no mesmo ano.

Hossain (2003) apresentou um caso estudo sobre a gestão das inundações em Bangladesh. Este é um dos países do mundo mais afetados por inundações e localiza-se no sul do continente asiático. Devido à localização geográfica e à topografia, as inundações ocorrem com diversas magnitudes e diferentes tipos de ocorrência todos os anos. Nos últimos anos, as inundações afetaram 50% do território de Bangladesh. Na Figura 2.18 apresentam-se duas inundações provocadas pela subida do nível médio dos rios, sendo que na figura da esquerda as zonas residenciais e de agricultura encontram-se alagadas e na da direita duas crianças tentam-se deslocar por meios alternativos. Ao longo dos últimos 50 anos, de gestão das inundações, este país tem apreendido diversas explicações para este problema, sendo as principais conclusões as seguintes:

- As atividades de gestão das inundações não devem basear-se em aproximações normalizadas, mas sim em métodos de acordo com o Integrated Water Resources Management (IWRM);
- A gestão da inundação deve resultar de um conjunto de medidas estruturais e não-estruturais;
- O processo de gestão de inundação deve ser participativo, inclusive a população deveria assumir um papel pró-ativo;
- As atividades de gestão das inundações devem ser sustentáveis;
- As considerações técnicas não deverão excluir as questões socioeconómicas;
- A gestão das inundações deverá contribuir diretamente para a redução da pobreza e ajudar os países em desenvolvimento.



Figura 2.18 Inundações das margens do Rio Karnaphuli, em Bangladesh, em 1991 (esquerda); inundações provocadas pelo Rio Fulhar, na zona este de Bangal, Bangladesh, em 2009

Iglesias (2008) realizou um estudo sobre a mitigação e a reabilitação de rios, nas Filipinas, onde existem programas para a implementação de medidas de controlo de inundações. Os rios urbanos fazem parte dos sistemas de drenagem das cidades quando ocorrem inundações provocadas por precipitações de grande intensidade e duração. Estes programas promovem a reabilitação dos rios, com o objetivo de mitigação das inundações, através da construção de e/ou melhoria do canal, das paredes do rio e terraplanagem do solo, entre outras operações de controlo de inundações, como a dragagem, obras de saneamento e sistemas de alerta. A limpeza das estruturas, a dragagem do rio e a limpeza da secção de drenagem do rio e dos seus afluentes, contribuem para a redução da frequência e da intensidade das inundações. Esta autora concluiu que a redução de inundações urbanas requer a

coordenação de esforços entre as diversas entidades que podem contribuir para atingir este objetivo. A vontade política demonstrada pelos governantes garantiu o esforço de gestão de catástrofes, motivando também o apoio de outras entidades, nomeadamente, órgãos políticos locais, empresas privadas, organizações não-governamentais e agências nacionais de resposta a emergências. Todos os projetos desenvolvidos deverão integrar a mitigação do risco de catástrofes. Na Figura 2.19, observa-se duas situações de inundações nas Filipinas, em que a população tenta salvaguardar a sua vida.



Figura 2.19 Inundações provocadas pelo rio Tullahan, na cidade de Quezon, no norte de Manila, no dia 07 de agosto de 2012 (esquerda); Inundações provocadas pelo rio Maguindanao, na cidade de Sultan Kudarat, em Maguindanao, em julho de 2014 (direita)

3. Ocorrência simultânea do escoamento superficial com nível da maré

O presente capítulo encontra-se dividido em cinco seções que estabelecem as bases teóricas para o caso de estudo apresentado no próximo capítulo. Para a determinação do escoamento superficial é necessário realizar um estudo hidrológico da bacia hidrográfica, que consiste na caracterização da mesma e na construção de modelos hidrológicos e hidrodinâmicos. Na segunda seção deste capítulo apresenta-se o método analítico para a determinação da altura de maré astronômica. Para o estudo da ocorrência simultânea dos dois acontecimentos apresentam-se as distribuições de probabilidade testadas aos dados hidrológicos, para valores extremos. A seção quatro apresenta as bases teóricas para estimação dos parâmetros das funções de distribuição. Por fim, na quinta seção aborda-se a técnica de simulação de amostras de Monte Carlo.

3.1. Estudo hidrológico de uma bacia hidrográfica

Os estudos hidrológicos muitas vezes têm como objetivo a análise do escoamento superficial, que se encontra estreitamente relacionado com a proteção de fenômenos catastróficos provocados pelo movimento da água à superfície do solo (e.g., cheias, deslizamento de taludes), como referido por de Lima *et al.* (2010). A análise do escoamento superficial constitui um dos mais importantes fatores de sucesso de projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas. Esta análise inclui frequentemente a determinação do caudal de ponta, do volume escoado e da forma do hidrograma para um dado período de retorno.

3.1.1. Caracterização da bacia hidrográfica

As bacias hidrográficas são caracterizadas através das suas características fisiográficas, a partir de uma seção de referência. As características fisiográficas, que determinam o comportamento hidrológico da bacia, são a geometria, o sistema de drenagem, o relevo, a geologia, o tipo e uso solos e a vegetação.

A área da bacia hidrográfica corresponde à área plana em projeção horizontal, definida pela linha divisória topográfica e é normalmente expressa em quilómetros quadrados.

3.1.1.1. Geometria da bacia – coeficiente de compacidade

A forma de uma bacia pode classificar-se em arredondada, alongada e mista. Esta característica indica a maior ou menor tendência para a ocorrência de cheias.

Na classificação das bacias de drenagem quanto à sua forma, podem ser utilizados parâmetros empíricos, nomeadamente, o coeficiente de compacidade, K_c . Este parâmetro relaciona o perímetro da bacia de drenagem, P , com o de um círculo de raio, r , que tenha área igual à área da bacia, A .

De acordo com esta definição, um coeficiente mínimo igual à unidade corresponderia a uma bacia circular, por outro lado, quanto mais alongada for uma bacia, tanto maior será o coeficiente de compacidade.

Quanto mais o valor K_c se aproximar de 1, mais arredondada é a bacia e maior é a probabilidade de ocorrência de cheias.

3.1.1.2. Geometria da bacia – fator de forma

O fator de forma K_f é a relação entre a largura média e o comprimento axial da bacia. Mede-se o comprimento mais longo, L , desde a secção considerada até à cabeceira mais afastada desse ponto na bacia. Uma bacia com um fator de forma baixo indica que a mesma é menos sujeita a enchentes que outra, da mesma dimensão, porém com um fator de forma maior.

3.1.1.3. Relevo – declividade equivalente constante

O relevo de uma bacia de drenagem tem influência direta na velocidade e distribuição espacial do escoamento superficial, na resposta da bacia à precipitação e no tempo de concentração, na erosão hídrica do solo e no transporte de poluentes e sedimentos.

A declividade, também designada por inclinação, entre dois pontos do talvegue, é o quociente entre o desnível e o comprimento reduzido do horizonte, ou seja, é a tangente do ângulo de inclinação. A declividade equivalente constante obtém-se através da média harmónica ponderada da raiz quadrada das diversas declividades.

3.1.1.4. Tempo de concentração

O tempo de concentração é o tempo que uma determinada partícula de água demora a deslocar-se do ponto mais afastado da bacia até à secção de referência.

Os principais fatores que influenciam o tempo de concentração de uma determinada bacia são a área e a forma da bacia, o tipo de cobertura vegetal, o comprimento e declividade do curso principal e seus afluentes, a distância na horizontal entre o ponto mais afastado da bacia e a sua saída e, por fim, o coeficiente de rugosidade do canal de escoamento.

Optou-se por determinar o tempo de concentração através fórmula de Kirpich, expressão . Porém podem ser utilizadas outras fórmulas, como, e.g., Giandotti, Ven te Chow, Picking, Temez ou Soil Conservation Service.

$$T_c = 0.39 \times \left(\frac{L^2}{S_3} \right)^{0.385} \quad (3.1)$$

Onde, T_C corresponde ao tempo de concentração da bacia, L , ao comprimento mais longo da linha de água e S à declividade equivalente constante.

3.1.1.5. Caudal de ponta – Fórmula Racional

Para a determinação de caudais de ponta de pequenas e médias bacias hidrográficas, uma das fórmulas mais utilizadas é a Fórmula Racional, para os períodos de retorno adotados como critério de projeto. Optou-se pela utilização desta fórmula tendo em conta a bibliografia consultada, no entanto existem outras, como, e.g., Mockus, Giandotti ou de Loureiro. Segundo Portela e da Hora (2002) não existe um consenso sobre as dimensões das bacias que se consideram como pequenas e médias. Pode-se, no entanto, admitir do ponto de vista hidrológico, que as bacias que apresentam áreas reduzidas e que possam ser aproximadamente válidas as seguintes condições:

- As precipitações são uniformes no tempo e no espaço;
- O escoamento ocorre essencialmente sob a forma de escoamento à superfície do terreno;
- O armazenamento de água na rede de drenagem é negligenciável.

A expressão que define a fórmula racional é dada por:

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad (3.2)$$

Em que, Q é o caudal de ponta de cheia ($m^3 \cdot s^{-1}$) para o período de retorno T (anos), i , a intensidade média da precipitação ($m \cdot s^{-1}$) com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica e para o período de retorno considerado, A , a área da bacia (m^2) e C , um coeficiente adimensional, que depende das características dos solos e do tipo de utilização.

O coeficiente C tem essencialmente em conta as perdas de precipitação, incluindo as perdas por interceção, infiltração, retenção superficial e evapotranspiração, e a difusão do escoamento, ou seja, a “capacidade” da bacia atenuar os caudais de ponta de cheia na propagação do escoamento ao longo da rede de drenagem. No anexo D apresentam-se os valores do parâmetro C , em função das características do solo e sua utilização e do tempo de retorno.

3.1.2. Modelo hidrológico – HEC-HMS

O modelo hidrológico HEC-HMS, desenvolvido por *US Army Corps of Engineers*, permite simular o processo de precipitação-escoamento em bacias hidrográficas dendríticas. O HEC-HMS permite modelar bacias hidrográficas, compostas por sub-bacias nas quais os processos hidrológicos são simulados com base em parâmetros que refletem as propriedades de cada sub-bacia. No HEC-HMS as componentes

caracterizam-se por relações matemáticas que simulam os processos meteorológicos, hidrológicos e hidráulicos (USACE, 2010).

Para simular a resposta hidrológica de uma bacia com o *software* HEC-HMS é necessário definir as características da bacia e quais os dados de precipitação a utilizar. Um modelo hidrológico é composto por um modelo da bacia e um modelo meteorológico, bem como, especificações de controlo e precipitação de entrada. A Figura 3.1 apresenta os principais dados necessários à simulação bem como as principais etapas no processo de simulação no HEC-HMS (para o caso de estudo apresentado nesta dissertação).

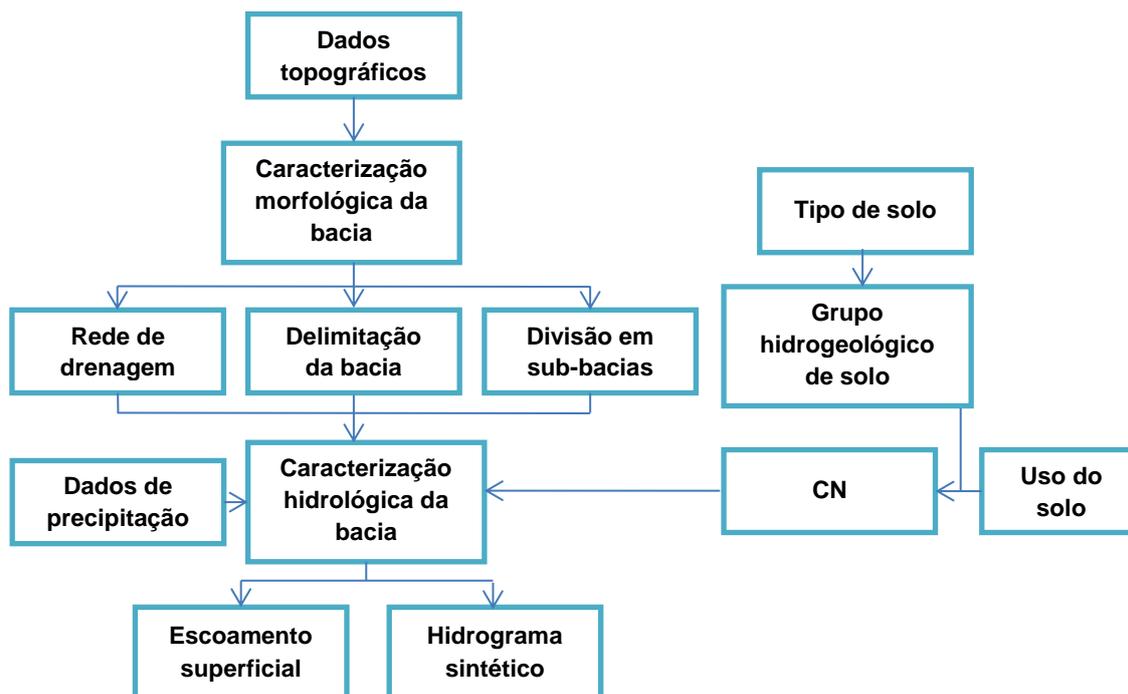


Figura 3.1 Fluxograma do processo de modelação hidrológica utilizada no HEC-HMS.

3.1.2.1. Modelo da bacia hidrográfica

O primeiro passo no desenvolvimento de um modelo hidrológico é a caracterização da bacia hidrográfica, que consiste na definição das características fisiográficas e geomorfológicas da bacia. As características fisiográficas a definir são a área da bacia e as geomorfológicas são o tipo e uso do solo e a taxa de infiltração.

Os métodos de transformação precipitação-escoamento que o *software* permite utilizar são o hidrograma unitário de Clark, onda cinemática, ModClark, hidrograma unitário SCS, hidrograma unitário de Snyder, e poderão ser criados pelo utilizador o S-Graph e hidrograma unitário, no entanto optou-se por focar o método do SCS, que foi o utilizado para o caso de estudo apresentado nesta dissertação.

3.1.2.2. Modelo meteorológico

O modelo meteorológico é uma das componentes fundamentais para a simulação de qualquer fenómeno hidrológico. No HEC-HMS são consideradas três componentes: precipitação, evapotranspiração e degelo. Sendo que a contribuição da evapotranspiração é pouco significativa, devido ao curto intervalo de tempo em que as cheias ocorrem, e a queda de neve é de muito baixa probabilidade na região do caso de estudo apresentado, estas duas variáveis não foram consideradas na simulação. Desta forma, o único fenómeno meteorológico considerado é a precipitação, sendo utilizado um hietograma para a definição do modelo.

3.1.3. Modelo hidrodinâmico – HEC-RAS

O modelo hidrodinâmico HEC-RAS é um dos modelos mais populares na delimitação das zonas inundáveis fluviais (U.S. Army Corps of Engineers (2008)). Trata-se de um modelo 1D que resolve as equações de completas de Saint-Venant, por aplicação do método de diferenças finitas, permitindo simular o escoamento em superfície livre em regime permanente e em regime variável. A lei da resistência aplicada é a Equação de Manning-Strickler e a secção transversal de escoamento é considerada uma secção composta. A topografia do canal é caracterizada pelo resultado do levantamento topográfico de uma série de secções transversais ao longo do troço do rio em estudo. Para delimitar a zona inundada são calculadas as alturas de água nas secções transversais referidas. Dado a cota da superfície livre ser constante na secção, a zona inundada é limitada pela interceção da topografia do terreno com a superfície livre em cada secção e o resultado da interpolação entre os perfis das secções transversais. A maior limitação do modelo é o seu carácter unidimensional que, mantendo a cota da superfície livre constante na secção transversal, não é apropriado quando as secções transversais da linha de água apresentam irregularidades acentuadas.

O *software* HEC-RAS utiliza a equação da continuidade (3.3) e de Bernoulli (3.4) para avançar de secção para secção utilizando um processo iterativo denominado por “Standard Step Method”. Nos seguintes pontos, serão apresentadas as equações da continuidade e das perdas de carga.

3.1.3.1. Equação da continuidade

No cálculo de escoamentos em regime permanente, uma das equações fundamentais é a Equação da Continuidade, que traduz o princípio da Conservação da Massa. Este princípio tem como pressuposto um caudal permanente em todo o troço, sendo que tanto a velocidade como a área de secção podem variar. Desta forma a velocidade vai sempre variar em função da secção transversa. A expressão (3.3) corresponde à equação da continuidade para escoamentos em regime permanente.

$$A_1 \cdot v_1 = A_2 \cdot v_2 \quad (3.3)$$

Em que,

A_1 e A_2 – área de duas secções

v_1 e v_2 – diminuição do valor global da grandeza no interior da região de controlo.

Os líquidos reais possuem compressibilidade e viscosidade não nulas, no entanto, em determinadas situações estes valores podem ser considerados como desprezáveis tratando-se então de líquidos ideais ou perfeitos. Desta forma, os líquidos ideais caracterizam-se por incompressíveis e invíscidos (não apresentam viscosidade).

3.1.3.2. Equação de Bernoulli

A expressão (3.4) exprime o Teorema de Bernoulli. Segundo este, para líquidos perfeitos e movimento permanentes, a energia mecânica total por unidade de peso de líquido é constante ao longo de cada trajetória.

$$Z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = Z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + h_e \quad (3.4)$$

Z_1, Z_2 - Cota do fundo do canal

y_1, y_2 - Altura de água

v_1, v_2 - Velocidade de escoamento

α_1, α_2 - Coeficiente de Coriolis

g - Aceleração da gravidade

h_e - Perda de carga entre secções

Os fatores Z_1 e Z_2 (m) referentes às cotas do fundo do canal, são conhecidos à partida e servem essencialmente para criar uma zona de referência, de modo que os fatores y_1 e y_2 (m) tenham expressão numérica, sendo normalmente estes fatores as incógnitas da equação, partindo do princípio que uma das condições de fronteira é uma das alturas de água, no *software* HEC-RAS será o valor da altura de água na extremidade mais a jusante do canal. As velocidades, v_1 e v_2 , são de uma forma simples calculadas, dependendo apenas do caudal e da geometria da secção. O valor da perda de carga entre secções será apresentado na secção seguinte

A linha de energia está afastada da superfície livre de uma distância correspondente à altura cinética. Como na maioria dos casos estudados o perfil longitudinal forma um ângulo (θ) pequeno com a horizontal pode considerar-se que o seno do ângulo θ que este forma com a horizontal é igual ao próprio ângulo e como tal este coincide com o declive do canal.

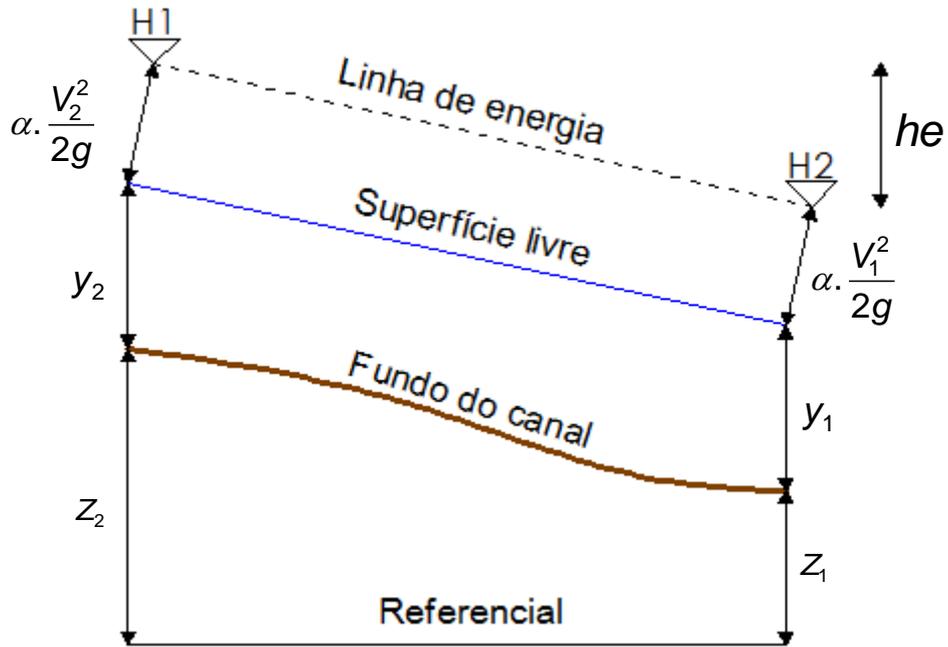


Figura 3.2 Escoamento uniforme com superfície livre, onde é possível distinguir a componente da energia potencial gravítica ($Z+y$) e de energia cinética

3.1.3.3. Equação das perdas de carga (h_e)

A equação das perdas de carga é a seguinte:

$$h_e = L \bar{S}_f + c \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (3.5)$$

L - Distância ponderada entre secções

S_f - Representa a fricção do canal entre secções

C - Coeficiente de expansão ou contração

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (3.6)$$

L_{lob} , L_{rob} , L_{ch} - Comprimento das secções da margem esquerda, direita e do canal central

Q_{lob} , Q_{rob} , Q_{ch} - Média aritmética dos caudais referentes às secções da margem esquerda, direita e do canal central

3.2. Método analítico para cálculo da altura da maré

Assumindo que o formato da onda de maré é sinusoidal, embora não seja rigorosamente verdadeiro, é possível determinar a altura da maré em qualquer instante e na hora correspondente a uma determinada altura de água recorrendo a expressões analíticas, publicadas nas Tabelas de Marés, do Instituto Hidrográfico.

Partindo do conhecimento das alturas da preia-mar e baixa-mar, do intervalo de tempo entre picos e o instante, t , é possível determinar a altura da maré para qualquer instante, t . Na figura 3.1 indicam-se as variáveis utilizadas na determinação das alturas e dos instantes das ondas de maré.

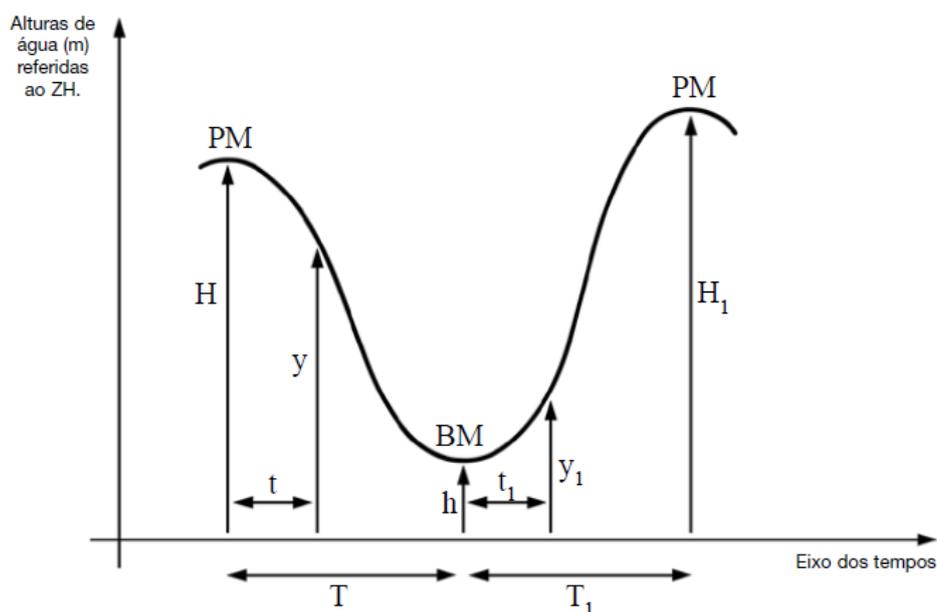


Figura 3.3 Onda sinusoidal com indicação das variáveis (Instituto Hidrográfico)

Pode-se assim determinar a altura de água, y , em qualquer momento depois de uma preia-mar, através da seguinte expressão:

$$y = \frac{H+h}{2} + \frac{H-h}{2} \cos \frac{\pi t}{T} \quad (3.7)$$

E a altura de água, y_1 , em qualquer momento depois de uma baixa-mar, através da seguinte expressão:

$$y = \frac{h+H_1}{2} + \frac{h-H_1}{2} \cos \frac{\pi t_1}{T_1} \quad (3.8)$$

3.3. Distribuições de probabilidades testadas aos dados hidrológicos

A análise preliminar de uma amostra de dados hidrológicos, através de um conjunto de métodos numéricos e gráficos, permite conhecer a distribuição de frequências da variável em questão. Segundo Sousa (2000), para a obtenção de conclusões de uma amostra de dados hidrológicos, com o objetivo de dimensionamento de estruturas ou de análise de áreas inundáveis, é necessário estabelecer um modelo matemático que contenha os principais elementos do processo hidrológico que determinou a ocorrência das observações. Este modelo matemático deverá ser probabilístico devido à impossibilidade de se sintetizar num conjunto de equações a lei que descreve rigorosamente a variação de um fenómeno hidrológico.

Tendo em conta a natureza probabilística do fenómeno hidrológico, podemos dizer que a Estatística é uma área de conhecimento importante na hidrologia urbana, que pode ser utilizada na avaliação do comportamento dos processos hidrológicos, em particular na estimativa de precipitações e caudais para determinados períodos de retorno, com base em séries históricas. É nesse contexto neste capítulo é feita uma breve apresentação sobre leis de Gauss, Gumbel, Fréchet e Weibull.

A aplicação de um modelo de distribuição de frequências a uma amostra de uma variável aleatória, como, *e.g.*, a amostra de caudais máximos anuais compõe um processo faseado que se pode desenvolver de acordo com as seguintes etapas, de acordo com Dias (2003) [citado por Rosa (2011)]:

- a) Enumeração das distribuições que podem ser aplicadas à determinação dos quantis;
- b) Obtenção dos parâmetros de cada distribuição;
- c) Verificação da qualidade do ajustamento de cada distribuição postulada à amostra.

As condições físicas que determinam os fenómenos devem condicionar a escolha dos modelos de distribuição de frequências de caudais de cheia. Esses modelos devem reproduzir as características genéricas das funções de distribuição empírica das amostras dos caudais. Para que os requisitos anteriores sejam cumpridos, segundo Dias (2003), as funções de distribuição, dos caudais máximos devem satisfazer algumas das seguintes condições:

- a) Continuidade;
- b) Limite inferior não negativo;
- c) Assimetria positiva;
- d) Unicidade da moda.

As duas primeiras condições dizem respeito às características físicas da ocorrência de caudais de ponta de cheia. O modelo de distribuição de frequências deverá ser contínuo, dado que os caudais de ponta de cheia podem assumir qualquer valor não negativo não é adotada de forma explícita, considerando-se admissíveis os modelos

de distribuição de frequências em que a probabilidade de ocorrência de valores negativos seja desprezável. As duas últimas condições estão relacionadas com a forma genérica das funções de distribuição empírica das séries de caudais máximos.

As distribuições deverão ter um número reduzido de parâmetros, por se dispor de amostras de reduzida dimensão que tornam impossível uma estimação eficiente havendo um grande número de parâmetros. Por este motivo e segundo Correia (1983) [citado por Rosa (2011)], devem ser selecionadas distribuições de probabilidade com apenas dois ou três parâmetros.

As distribuições associadas às populações, que se supõem absolutamente contínuas e definidas pela função densidade de probabilidade (f.d.p.) ou pela função distribuição (f.d.), podem ser caracterizadas por um conjunto de parâmetros. Assim, quando se fala de «parâmetro desconhecido θ », este símbolo pode representar um vetor com uma ou mais componentes, isto é $\theta = (\theta_i)$ com $i = 1, \dots, p \in \mathbb{N}$. O conjunto de valores possíveis de θ designa-se por espaço de parâmetros é um subconjunto de \mathbb{R}^p . Se Y é uma variável aleatória (v.a.) com f.d.p. $f(y)$ que envolve o parâmetro θ , então, para se pôr esse facto em evidência, escreve-se $f(y | \theta)$. Consideram-se sempre v.a.'s absolutamente contínuas, isto é, com f.d.p..

Para uma dada população, os parâmetros das distribuições de probabilidade são fixos, em contraste com as estatísticas, que variam de amostra para amostra (são função da amostra). Contudo, a designação do parâmetro é, em geral, idêntica à da estatística, podendo a distinção entre eles ser estabelecida, quando necessário, apelidando o parâmetro de «populacional» e a estatística de «amostral».

Um modelo “adequado” (a distribuição que melhor se ajusta aos dados) deve ter estrutura e parâmetros suficientes para ter em conta, adequadamente, a variabilidade significativa dos dados. O número de parâmetros num modelo corresponde à quantidade e ao tipo de estrutura que o modelo tem para descrever (i.e. ajustar) os dados. Pode-se ordenar os modelos por graus de estrutura em termos do número de parâmetros destes, existindo um número máximo de parâmetros que pode ser “suportado” por qualquer conjunto de dados. Este suporte é uma função, quer do verdadeiro modelo quer do tamanho da amostra. Assim, deve-se considerar alternativas entre dois indesejáveis extremos: o subajustamento se o modelo tiver poucos parâmetros ou uma estrutura fraca, caso em que o resultado pode ser o enviesamento dos estimadores; o sobreajustamento para um modelo com muitos parâmetros ou uma estrutura forte, caso em que se perde precisão dos estimadores. O princípio da parcimónia (Goodman (1984), McCullagh e Nelder, (1989)) providencia um “acordo” entre estes dois extremos

O objetivo principal deste estudo visa identificar a distribuição que melhor se ajusta à amostra de dados da precipitação máxima diária e de altura de marés, nesse sentido ajustaram-se diferentes distribuições.

Com efeito, a lei normal surge na modelação de inúmeros fenómenos, quer pelas características probabilísticas de tais fenómenos, quer pelo seu simples tratamento matemático. De realçar ainda a força do teorema do limite central que permite, grosso modo, que médias e somas de atributos independentes possam ser modeladas, de

forma aproximada, por uma lei normal. Por outro lado, a necessidade de modelar fenómenos raros, cuja ocorrência pode ter um efeito significativo ou mesmo destruidor, esteve na génese da teoria de extremos. A regularidade encontrada em alguns destes fenómenos permitiu estabelecer que o comportamento probabilístico do máximo de atributos independentes seja descrito por uma das três leis: Gumbel, Fréchet ou Weibull. Para esse efeito selecionou-se os valores máximos mensais correspondentes à precipitação e à maré, com os quais se geram e exploram amostras de valores máximos a partir das amostras iniciais das variáveis em estudo, e estimam-se quantidades de importância primordial na caracterização de tais fenómenos raros, como quantis elevados e períodos de retorno de níveis de referência.

3.3.1. Distribuição normal

A distribuição normal ou de Gauss é uma das mais importantes, senão a mais importante, distribuição contínua. De facto, do ponto de vista das aplicações, tem-se observado que muitas características de certas populações podem ser bem representadas por variáveis com distribuição de Gauss. Regra geral, esta distribuição pode ser utilizada na criação de modelos que descrevem exata ou aproximadamente fenómenos físicos e biométricos. Exemplos de fenómenos naturais, aos quais correspondem variáveis aleatórias com lei de Gauss, segundo são a precipitação anual numa bacia hidrográfica e o caudal anual médio de um rio. Do ponto de vista teórico, justifica-se a importância da distribuição normal pelo facto de ser uma boa aproximação para a distribuição da soma de variáveis aleatórias independentes (teorema limite central), usualmente com a mesma distribuição e ainda pelas suas excelentes propriedades que lhe conferem um tratamento matemático muito simples. Para aprofundar a matéria poderá ser consultado Johnson *et al.* (1994).

Uma v.a. Y tem distribuição normal com parâmetros μ e σ^2 , $Y \sim N(\mu, \sigma^2)$, quando a sua f.d.p. for da forma,

$$f(y|\theta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right)^2\right), y \in \mathbb{R}, \quad (3.9)$$

Onde $\theta = (\mu, \sigma)$, com $\mu \in \mathbb{R}$ o parâmetro de localização e $\sigma > 0$ o parâmetro de escala.

Fazendo $Z = \frac{Y - \mu}{\sigma}$, diz-se que a variável Z tem distribuição normal reduzida, $Z \sim N(0,1)$. A f.d.p. de Z é

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right), z \in \mathbb{R}, \quad (3.10)$$

e a correspondente f.d. é

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \quad (3.11)$$

Designada por função de Laplace, e representa-se, convencionalmente, por $\Phi(z)$. Não há uma expressão explícita para esta função; os seus valores encontram-se, por isso, tabelados.

Por analogia à normal reduzida, ter-se-á para f.d. de uma distribuição $N(\mu, \sigma^2)$

$$F(y|\theta) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dt = \Phi\left(\frac{y-\mu}{\sigma}\right) \quad (3.12)$$

Conhecidos os parâmetros μ e σ , o cálculo das probabilidades reduz-se à manipulação da tabela de $\Phi(z)$, através do resultado anterior.

Prova-se que

$$E[Y] = \mu = me = mo, \quad V[Y] = \sigma^2, \quad \gamma_1 = 0 \text{ e } \gamma_2 = 0.$$

Esta distribuição é, pois, simétrica em relação ao valor médio respetivo, μ , e o seu coeficiente de assimetria será uma referência para classificar outras distribuições, falando-se de:

assimetria à direita ou assimetria positiva se $\gamma_1 > 0$;

assimetria à esquerda ou assimetria negativa se $\gamma_1 < 0$.

Assim, também o coeficiente de achatamento, será uma referência no que concerne ao achatamento das distribuições:

$\gamma_2 > 0$ significará que as distribuições têm caudas menos longas ou mais pesadas que a normal, menos achatadas (distribuições leptocúrticas);

$\gamma_2 < 0$ significará que as distribuições têm caudas mais longas ou menos pesadas que a normal, mais achatadas (distribuições platicúrticas).

3.3.2. Distribuições de valores extremos

A teoria clássica de valores extremos teve um papel fundamental nas distribuições de probabilidade. O desenvolvimento nesta área deu-se início com os trabalhos de Maurice Fréchet (1878-1973), Ronald Fisher (1912-1962) e Leonard Tippett (1902-1985), seguindo-se as contribuições de Boris Gnedenko (1912-1995) e a consolidação teórica por parte de Emil Gumbel (1891-1966). Atualmente, a teoria de valores extremos é uma temática importante e ativa da estatística matemática, com desdobramentos práticos de grande relevância, em particular na área da engenharia. A teoria de extremos é uma metodologia básica eficiente quando se pretende realizar inferência estatística de valores extremos. Para uma leitura mais aprofundada sugere-se Coles (2001).

A primeira forma de apresentação dos dados a ser considerada foi, naturalmente, aquela em que estes constituem uma amostra de variáveis aleatórias reais independentes e identicamente distribuídas, situação aqui considerada.

Na prática, os dados extremos associados a um fenómeno aleatório têm importância primordial quando se pretende analisar a ocorrência e a frequência de acontecimentos raros. Sempre que ocorrem adversidades naturais de grande magnitude (secas, inundações, terremotos, furacões, ventos ciclónicos, etc.), recorre-se a modelos matemáticos que descrevam satisfatoriamente tais fenómenos. Deste modo, é possível prevenir ou estar melhor preparado para enfrentar tais adversidades, calculando, por exemplo, a probabilidade da sua ocorrência, bem como o tempo médio que decorre entre duas ocorrências consecutivas. Recorde-se que, em geral, o tempo médio que decorre entre duas realizações consecutivas de um acontecimento A se designa por período de retorno de A .

Ou seja, o período de retorno de um acontecimento com probabilidade p é $T_R = \frac{1}{p}$.

São exemplos concretos a construção de um dique ou de uma ponte com uma altura tal que só muito raramente se veja ameaçada a sua estrutura face a uma inundação – casos em que o nível de água no rio ultrapasse em média, por exemplo, de 100 em 100 anos, a altura do dique ou o nível da ponte.

Assim, no contexto em que se insere o presente texto, recorre-se à teoria de extremos para estimar níveis elevados (ou níveis reduzidos) associados a determinado fenómeno aleatório, isto é, níveis que têm uma probabilidade muito pequena de serem excedidos (ou de serem precedidos, no caso dos níveis reduzidos). Em concreto, e em relação a uma variável aleatória contínua (caudal, precipitação, etc.), pretende-se determinar quantis tais que a probabilidade de a variável em estudo assumir valores

- acima deste seja igual a p , com p muito pequeno, designados por quantis elevados e denotados por $Q(1 - p)$;
- abaixo deste seja igual a p , com p muito pequeno, designados por quantis reduzidos e denotados por $Q^*(p)$.

No mesmo contexto, é também frequente haver interesse em estimar o período de retorno de determinado valor elevado (ou nível elevado) u , ou seja, como se definiu acima, o tempo médio que decorre entre duas excedências consecutivas do nível u .

Na análise estatística de extremos, existem diferentes métodos para a obtenção, relativa dos dados considerados relevantes para se fazer inferência acerca dos extremos da população em estudo. Neste estudo, obteve-se uma amostra de precipitação máxima diária e alturas de marés astronómicas, em que posteriormente se identificou quais as distribuições de probabilidades que melhor se ajustavam aos dados. No contexto deste estudo, admita-se a existência de uma amostra constituída por valores máximos de um determinado fenómeno, recolhidos espaçadamente ao longo do tempo (caudais, alturas da água, etc.).

Para uma leitura mais completa sobre os métodos de obtenção de amostras e outros assuntos da teoria de extremos, consultar, por exemplo, Beirlant *et al.* (1996 e 2004), de Oliveira (1997), Castillo *et al.* (2005), Embrechts *et al.* (1997) e Reiss e Thomas (2001).

A teoria dos valores extremos consiste num conjunto de técnicas estatísticas para a identificação e modelação dos máximos ou mínimos de uma variável aleatória.

O matemático Gnedenko verificou que em condições bastante gerais, a distribuição do máximo de variáveis aleatórias reais independentes e identicamente distribuídas apresentam uma regularidade supreendente. O teorema de Fisher-Tippett-Gnedenko, também designado por Teoria dos Valores Extremos, estabelece que a função de distribuição do máximo de amostras suficientemente grandes pode ser aproximada por uma função de distribuição que apresenta uma das três seguintes formas: Weibull, Fréchet e Gumbel, também conhecidas por leis de máximos.

A Teoria dos Valores Extremos estabelece que o máximo amostral convenientemente normalizado converge para uma de 3 distribuições possíveis, a Gumbel, a Fréchet e a Weibull.

O comportamento da cauda da distribuição da variável original, na direção do extremo em foco, determina, qual das três distribuições de extremos melhor se ajusta à distribuição dos máximos da v.a.

A lei de Gumbel é a mais utilizada no ajustamento de dados que sejam valores máximos de grandezas aleatórias. Com efeito, como o máximo de variáveis aleatórias gaussianas tem distribuição aproximadamente Gumbel (Leadbetter *et al.*, 1983), a elevada frequência com que a lei de Gauss surge na modelação de fenómenos aleatórios leva a que a lei de Gumbel surja com a mesma relevância na modelação do máximo de tais fenómenos. Além disso, a inferência para tal lei é muito mais simples do que para a Fréchet ou para a Weibull.

3.3.2.1 Distribuição de Gumbel (tipo I)

A distribuição de Gumbel (dos máximos) é também designada por Fisher-Tippet tipo I, dupla exponencial e de valores extremos do tipo I. Esta é a distribuição de valores extremos mais utilizada na análise de frequência de variáveis hidrológicas, com inúmeras aplicações na determinação de relações intensidade-duração-frequência de precipitações intensas e estudos de vazões de enchentes. É ainda aplicada ao estudo de caudais máximos, segundo Naghettini e Pinto (2007).

Segundo Reiss e Thomas (1997), a distribuição de Gumbel, como uma lei limite de máximos devidamente normalizados, goza do mesmo papel que a distribuição normal, como lei limite de somas convenientemente normalizadas.

Uma v.a. Y , segue uma distribuição de Gumbel, $Y \sim G(\lambda, \delta)$, quando a sua f.d.p. é

$$f(y|\theta) = \frac{1}{\delta} \exp\left[-\frac{y-\lambda}{\delta} - \exp\left(-\frac{y-\lambda}{\delta}\right)\right], \quad -\infty < y < +\infty \quad (3.13)$$

onde $\theta = (\lambda, \delta)$, sendo $\lambda \in \mathbb{R}$ o parâmetro de localização e $\delta > 0$ o parâmetro de escala.

A respetiva f.d. é

$$F(y|\theta) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{y-\lambda}{\delta}\right)\right] \quad (3.14)$$

Sendo assim,

$$E[Y] = \lambda - C\delta, \quad V[Y] = \frac{\pi^2 \delta^2}{6} \approx 1,645\delta^2, \quad \gamma_1 = 1,1396 \text{ e } \gamma_2 = 5,4.$$

A constante C que muitas vezes aparece em integrais definidos é conhecida como constante de Euler é $C = -\Psi(1) = 0,57721566490\dots$. Onde $\Psi(z)$ designa a derivada do logaritmo da função gama

$$\Psi(z) = \frac{d \ln \Gamma(z)}{dz},$$

conhecida como função digama. Por outro lado, $\Psi'(1) = \frac{\pi^2}{6}$.

Observe, que para esta distribuição os coeficientes de assimetria e de curtose são positivos e constantes (fixos). Assim, se o coeficiente de assimetria de uma amostra for muito diferente do anterior valor é de esperar que a amostra exiba um fraco ajustamento à distribuição de Gumbel.

A mediana é dada por $me = \lambda + 0,3665\delta$ ou $me = \lambda - \ln(\ln(2))\delta$, enquanto a moda é $mo = \lambda$ (a distribuição é unimodal).

A função inversa da f.d. de Gumbel, ou função de quantis, é expressa por

$$y(F) = \lambda - \delta \ln(-\ln F) \text{ ou } y(T) = \lambda - \delta \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right) \quad (3.15)$$

na qual, T denota o período de retorno em anos e F representa a probabilidade anual de não superação.

O conhecimento da lei subjacente aos dados permite estimar com facilidade quantis elevados $Q(1 - p)$, com p pequeno, dados por

$$Q(1 - p) = \hat{\lambda} - \hat{\delta} \ln(-\ln(1 - p)) \quad (3.16)$$

Conseqüentemente, para estimar um quantil elevado a um período de retorno T_R , como se tem $p = 1/T_R$, há que determinar, usando a expressão anterior, o quantil $Q(1 - 1/T_R)$.

Para estimar o período de retorno de valores superiores ao valor elevado u , temos $T_R(u) = 1/(1 - G(u))$, valor que também pode ser obtido usando as aproximações

$$T_R(u) \approx \exp\left(\frac{u - \hat{\lambda}}{\hat{\delta}}\right) \quad (3.17)$$

3.3.2.2 Distribuição de Fréchet

A distribuição de Fréchet, também denominada por distribuição de Log-Gumbel, é uma forma particular da distribuição de valores extremos do tipo II. Esta distribuição foi utilizada pela primeira vez na análise de frequência de caudais de cheia por Fréchet (1927), desde então, tem sido utilizada frequentemente em estudos de fenômenos climatéricos, importantes para o dimensionamento de obras de Engenharia, entre os quais, velocidade máximas de ventos, temperaturas máximas e mínimas. Também tem sido utilizada para distribuição de dados de acontecimentos hidrológicos máximos, nomeadamente, no estudo de precipitações máximas.

Uma v.a. Y , segue uma distribuição de Fréchet, $Y \sim F(\lambda, \delta, \rho)$, quando a sua f.d.p. é

$$f(y|\theta) = \frac{\rho}{\delta} \left(\frac{y - \lambda}{\delta}\right)^{-\rho-1} \exp\left(-\left(\frac{y - \lambda}{\delta}\right)^{-\rho}\right), \quad \lambda < y < +\infty \quad (3.18)$$

onde $\theta = (\lambda, \delta, \rho)$, sendo $\lambda \in \mathbb{R}$ o parâmetro de localização (caso $\lambda = 0$ obtém-se a distribuição de Fréchet com dois parâmetros), $\delta > 0$ o parâmetro de escala e $\rho > 0$ o parâmetro de forma.

A respetiva f.d. é

$$F(y|\theta) = \exp\left(-\left(\frac{y-\lambda}{\delta}\right)^{-\rho}\right) \quad (3.19)$$

O valor esperado e a variância de Y são, respetivamente,

$$E[Y] = \lambda + \delta \Gamma\left(1 - \frac{1}{\rho}\right), \rho > 1, \quad V[Y] = \delta^2 \left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\rho}\right) \right], \rho > 2$$

A mediana é $me = \lambda + \frac{\delta}{\rho \sqrt{\ln(2)}}$ a moda $mo = \lambda + \delta \left(\frac{\rho}{1+\rho}\right)^{1/\rho}$

O coeficiente de assimetria é

$$Y_1 = \frac{2\Gamma^3\left(1 - \frac{1}{\rho}\right) - 3\Gamma\left(1 - \frac{1}{\rho}\right)\Gamma\left(1 - \frac{2}{\rho}\right) + \Gamma\left(1 - \frac{3}{\rho}\right)}{\left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\rho}\right) \right]^{\frac{3}{2}}}, \rho > 3$$

O coeficiente de curtose

$$Y_2 = \frac{3\Gamma^2\left(1 - \frac{2}{\rho}\right) - 4\Gamma\left(1 - \frac{1}{\rho}\right)\Gamma\left(1 - \frac{3}{\rho}\right) + \Gamma\left(1 - \frac{4}{\rho}\right)}{\left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{\rho}\right) \right]^2} - 6, \rho > 4$$

Onde $\Gamma(z)$ é conhecida como a função gama, definida pelo integral de Euler

$$\Gamma(z) = \int_0^1 t^{z-1} e^{-t} dt \quad (3.20)$$

Para z inteiro positivo, vem $\Gamma(z) = (z-1)!$

Repare-se que estes dois coeficientes dependem unicamente do parâmetro de forma. Assim, conhecendo o valor assimetria ou curtose amostral obtém-se uma aproximação do valor de ρ .

A inversa da f.d. que permite obter a equação dos quantis para a distribuição de Fréchet é

$$y(F) = \lambda + \delta(-\ln F)^{-\frac{1}{\rho}}$$

ou, em termos do período de retorno T ,

$$y(T) = \lambda + \delta \left(\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right)^{-\frac{1}{\rho}}$$

As distribuições de Gumbel e de Fréchet estão relacionadas entre si por meio da transformação logarítmica das variáveis. Tal facto faz com que, para um mesmo período de retorno, os quantis calculados pela distribuição de Fréchet sejam muito superiores aos calculados pela distribuição de Gumbel.

3.3.2.3 Distribuição de Weibull

A distribuição de Weibull, também designada por distribuição de valores extremos do tipo III, foi descrita detalhadamente por Waloddi Weibull (1887-1979) nos seus estudos de resistência de materiais. Esta distribuição é muito utilizada em análise de fiabilidade, por ser capaz de se adaptar à grande maioria das situações práticas devido à sua flexibilidade. Por esse motivo consegue modelar uma grande diversidade de tipos de dados para variados períodos de tempo.

Por outro lado, o facto de que, num cenário extremo, as vazões que escoam por uma secção fluvial são forçosamente limitadas inferiormente pelo valor zero, faz com que a distribuição de Weibull seja uma candidata natural à modelação de eventos hidrológicos mínimos.

Determina ainda os parâmetros da distribuição estatística de Weibull, que permite estimar a probabilidade de ocorrência (excedência) de um determinado volume de galgamento individual, incluindo os volumes médios e máximo. (Com a aplicação da distribuição de Weibull foi possível descrever bem o fenómeno de galgamento individual) (Reis e Santos (2011) e Figueiredo e Silva (2014)).

A análise dos tipos de distribuição de probabilidade de ocorrência que melhor se adequam aos registos das alturas de onda significativas mostra que, a distribuição de Weibull e a distribuição log-normal, segundo Pinto e Neves (2003) e de Lima *et al.* (2010), são as que melhor descrevem o comportamento deste parâmetro, recomendando-se a sua utilização na extrapolação para eventos com muito pouca probabilidade de ocorrência (a que correspondem grandes períodos de retorno).

Uma v.a. Y , segue uma distribuição de Weibull, $Y \sim W(\lambda, \delta, \rho)$, quando a sua f.d.p. é

$$f(y|\theta) = \frac{\rho}{\delta} \left(\frac{y-\lambda}{\delta} \right)^{\rho-1} \exp \left(- \left(\frac{y-\lambda}{\delta} \right)^{\rho} \right), \quad \lambda < y < +\infty \quad (3.21)$$

onde $\theta = (\lambda, \delta, \rho)$, sendo $\lambda \in \mathbb{R}$ o parâmetro de localização (caso $\lambda = 0$ obtém-se a distribuição de Weibull com dois parâmetros), $\delta > 0$ o parâmetro de escala e $\rho > 0$ o parâmetro de forma.

A respetiva função de distribuição é

$$F(y|\theta) = 1 - \exp\left(-\left(\frac{y-\lambda}{\delta}\right)^\rho\right) \quad (3.22)$$

- $0 < \rho < 1$, a função é decrescente e não tem moda;
- $\rho = 1$, a distribuição transforma-se na distribuição exponencial;
- $\rho > 1$, A função cresce até à sua moda e decresce até chegar ao valor nulo.

Para esta distribuição, as medidas de localização são,

$$E[Y] = \lambda + \delta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\rho}\right), \quad me = \lambda + \delta (\ln(2))^{1/\rho} \quad e \quad mo = \lambda + \delta \left(1 - \frac{1}{\rho}\right)^{1/\rho}, \quad \rho > 1,$$

respetivamente, valor esperado a mediana e a moda.

A variância é,

$$V[Y] = \delta^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\rho}\right) \right].$$

As medidas de forma são, o coeficiente de assimetria

$$Y_1 = \frac{\Gamma\left(1 + \frac{3}{\rho}\right) - 3\Gamma\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) + 2\Gamma^3\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)}{\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\rho}\right) \right]^{3/2}},$$

E o coeficiente de curtose

$$Y_2 = \frac{\Gamma\left(1 + \frac{4}{\rho}\right) - 4\Gamma\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)\Gamma\left(1 + \frac{3}{\rho}\right) + 6\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right)\Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\rho}\right) - 3\Gamma^4\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)}{\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\rho}\right) \right]^2}.$$

A inversa da função distribuição, que permite obter a equação dos quantis para a distribuição de Weibull, é,

$$y = \lambda + \delta (-\ln(1 - F))^{1/\rho}.$$

3.3.3. Ajustamento das distribuições teóricas

Após a seleção dos modelos de distribuição de frequências das v.a., definidas as respectivas funções de distribuição, $F(y|\theta)$, e estimados os parâmetros dos modelos a partir das amostras, é necessário realizar um estudo para averiguação da qualidade do ajustamento das distribuições postuladas.

Esta verificação é importante uma vez que as estimativas das variáveis obtidas através dos modelos aplicados podem diferir dos valores verdadeiros. Segundo Rosa (2011), estas diferenças podem dever-se:

- i. à incapacidade do modelo escolhido para reproduzir a relação caudal – probabilidade de não-excedência, $Q - T/F$, da população;
- ii. à identificação incorreta do modelo de distribuição de frequências mais adequado para descrever a população;
- iii. ao viés introduzido no procedimento de determinação dos parâmetros da distribuição;
- iv. ao erro de amostragem resultante do facto de a estimação dos parâmetros ser realizada a partir de uma amostra finita;
- v. ao facto de a amostra disponível não constituir uma amostra verdadeiramente aleatória.

No processo de ajustamento de uma distribuição teórica a uma série de dados hidrológicos não é possível evitar as fontes de erro resultantes de ii), iii) e iv). No entanto, o método de ajustamento deve minimizar estes erros e ser tão eficiente quanto possível.

Na próxima secção, são descritas as medidas aplicadas para avaliar o ajustamento dos modelos estatísticos postulados às amostras a que foram aplicados.

3.3.4. Ajustamento visual

A primeira etapa para verificação da qualidade do ajustamento de cada distribuição a uma da amostra, após a definição das distribuições aplicáveis à determinação de quantis, é a apreciação visual, segundo Rosa (2011). Embora este seja um processo subjetivo, a avaliação visual do ajustamento entre as distribuições de probabilidades e os dados observados pode ser útil para aceitar ou rejeitar, ainda que empiricamente, a hipótese de aderência de um certo modelo de distribuição de probabilidades. O exame visual consiste na disposição em gráfico dos valores amostrais e das estimativas dos quantis pelas diferentes leis estatísticas, associadas às respetivas probabilidades de não-excedência. No que diz respeito à representação dos valores da amostra, é necessário determinar as probabilidades empíricas de não-excedência, atribuindo a cada elemento da amostra uma estimativa empírica da fração do número de elementos dessa amostra com valor igual ou superior ao do elemento considerado – probabilidade empírica de não-excedência. Para o efeito, estabelece-se uma correspondência entre aquele elemento e o número de ordem sequencial, i , que resulta da ordenação por valores crescentes dos elementos da amostra $1 \leq i \leq n$,

sendo n a dimensão da amostra). O número de ordem, i , atribuído a cada elemento indica, portanto, o número de elementos da amostra com valor inferior ou igual ao valor do elemento considerado – probabilidade empírica de não-excedência ou posição de “plotagem” numa tradução à letra do termo inglês *plotting position*. Na inexistência de repetição de valores, como é frequente acontecer quando se trata de variáveis hidrológicas, a ordenação conduz à numeração sequencial e contínua dos elementos amostrais.

As fórmulas de cálculo das probabilidades empíricas de não-excedência utilizam os anteriores números de ordem e são frequentemente casos particulares da seguinte fórmula (Portela e Delgado, 2009a, 2009b):

$$F(x_i) = \frac{i - \theta}{N + 1 - 2\theta} \quad (3.23)$$

Em que i é o número de ordem do elemento x_i , $F(x_i)$ representa a probabilidade empírica de não-excedência associada a esse dado, N é a dimensão da amostra e θ é uma constante compreendida entre 0 e 1 e que determina a qualidade de ajustamento entre probabilidades empíricas de acordo com as diferentes leis postuladas. No entanto, Cunnane (1978), indica que os valores mais adequados de θ para diferentes distribuições de probabilidades teóricas, sendo o melhor valor, $\theta=2/5$. De acordo com a recomendação anterior, Rosa (2011) utiliza a seguinte fórmula:

$$F(x_i) = \frac{i - 2/5}{N + 1/5} \quad (3.24)$$

O gráfico quantis-quantis, ou gráfico Q-Q, é uma representação gráfica que permite visualizar a relação entre duas variáveis X e Y . À diferença do diagrama de dispersão entre observações simultâneas das variáveis, o gráfico Q-Q é a uma representação de dados ordenados (ou quantis) do conjunto - $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ contra os dados ordenados (ou quantis) da amostra do mesmo tamanho - $\{y_1, y_2, \dots, y_n\}$. Para a elaboração do gráfico Q-Q, é necessário:

- i. classificar os dados de X (e Y) em ordem crescente;
- ii. associar aos dados classificados os seus respetivos números de ordem da classificação m , com $1 \leq m \leq n$;
- iii. associar aos dados classificados as correspondentes frequências ou probabilidades empíricas de não excedência.

Posteriormente, os dados X e Y , com igual frequência ou probabilidade empírica de não excedência, são colocados em coordenadas cartesianas, formando, assim, o gráfico Q-Q. No EasyFit, a função Q-Q plot é a seguinte:

$$F^{-1}\left(F_n(x_i) - \frac{0.5}{n}\right)$$

Onde,

$F^{-1}(x)$ Inversa da função de distribuição

$F_n(x)$ Função de distribuição empírica

n Dados

De forma diferente do diagrama de dispersão, o qual estabelece uma associação global entre as variáveis, o gráfico Q-Q demonstra se os valores mais baixos, médios e mais altos de X estão relacionados ao seu correspondente de Y . Em um caso limite, se as distribuições dos dois conjuntos de dados fossem idênticas, a menos de suas medidas de posição e escala (ou dispersão), os pontos estariam sobre a reta $y = x$. O modo como os pontos se afastam da reta, revelam as diferenças entre as distribuições de X e Y .

3.3.5. Testes de aderência: Qui-Quadrado, Kolmogorov-Smimov e Anderson-Darling

Os testes de qualidade de ajustamento (ou de aderência) são bem conhecidos e podem ser encontrados na literatura da especialidade, nomeadamente, Sousa (2000), de Lima *et al.* (2010) e Rosa (2011). Estes permitem testar a seguinte hipótese: dada uma amostra de uma variável aleatória, esta provém de uma população com distribuição de frequências especificada pelo modelo selecionado, com parâmetros estimados a partir da amostra. Isto é, a hipótese nula a testar é

H_0 : A população segue uma determinada distribuição teórica

Os testes de aderência mais frequentemente aplicados são o teste de qui-quadrado, χ^2 , e os testes baseados na função de distribuição empírica, dos quais se apresentam o teste de Kolmogorov-Smirnov (K-S) e o teste de Anderson-Darling (A-D). Os referidos testes são formulados da maneira que se segue:

3.3.5.1 Teste de qui-quadrado

O teste de χ^2 para a avaliação da qualidade de ajustamento baseia-se na comparação da distribuição dos dados amostrais com a distribuição teórica à qual se supõe pertencer a amostra. A metodologia que se adota no teste inclui os passos que se descrevem de seguida.

Calculam-se as frequências absolutas das observações amostrais nas diferentes classes X_j ($j=1, \dots, v$) mutuamente exclusivas. Tais frequências, denotam-se por n_j e satisfazem a condição, $\sum_{j=1}^v n_j = n$.

Determinam-se as frequências esperadas (n_{ej}) para cada classe X_j ($j=1, \dots, v$) supondo H_0 verdadeira. Com $n_{ej} = np_j$, onde p_j representa a probabilidade da a v.a. X tomar valores pertencentes à classe X_j . Note-se que $\sum_{j=1}^v n_{ej} = n$.

A estatística de teste é construída com base numa medida dada por

$$\chi_{\text{obs.}}^2 = \sum_{j=1}^v \frac{(n_j - n_{ej})^2}{n_{ej}}$$

Uma vez fixado o nível de significância α , a rejeição ou não rejeição de H_0 será feita com base na comparação entre o valor que a estatística de teste toma e $\chi_{\alpha[v-p-1]}^2$ onde v representa o número de classes e p o número de parâmetros da distribuição populacional estimados a partir da amostra. Rejeita-se H_0 com um nível de confiança de $1 - \alpha$ se $\chi_{\text{obs.}}^2 > \chi_{\alpha[v-p-1]}^2$.

Sendo H_0 verdadeira, a estatística $\chi_{\text{obs.}}^2$ terá uma distribuição tanto mais próxima da distribuição $\chi_{\alpha[v-p-1]}^2$ quanto maior for a dimensão da amostra e maiores forem os números de observações esperadas nas diferentes classes (n_{ej}). A título indicativo, apresenta-se em seguida uma regra prática que permite utilizar este teste com confiança:

- dimensão da amostra não inferior a 30 ($n \geq 30$);
- frequência esperada em cada classe não inferior a 5 ($n_{ei} \geq 5$).

Se esta última condição não prevalecer, o teste pode ainda ser utilizado, embora com moderada confiança, se não mais de 20% dos valores de n_{ei} forem inferiores a 5 e nenhum for inferior a 1. Quando tal não se verificar, procuram-se agregar classes adjacentes, por forma a obter novas classes que satisfaçam esta condição.

3.3.5.2 Teste de Kolmogorov-Smirnov

Podem ser apontadas duas vantagens do teste de K-S em relação ao teste de χ^2 . Em primeiro lugar, quando a distribuição populacional é contínua e se conhecem a forma e os parâmetros da sua f.d.p., a distribuição da estatística do teste é definida rigorosamente (ao contrário do que sucede com a estatística $\chi_{\text{obs.}}^2$, cuja distribuição é aproximada). Esta vantagem é tanto mais nítida quanto menor for a dimensão da

amostra. Em segundo lugar, o teste K-S é, na maioria das situações, mais potente do que o teste de χ^2 . Em contrapartida, o teste K-S exige distribuições populacionais contínuas e completamente especificadas (o que não sucede com o teste de χ^2).

Para uma v.a. X , o teste K-S tem por base a análise do ajuste entre a f.d. populacional (teórica), $F_0(x)$, que é admitida em H_0 e a f.d. empírica ou da amostra, $F(x)$ (para qualquer valor particular x da variável X , esta função expressa a soma das frequências relativas dos dados com valores menores ou iguais a x).

No teste K-S de qualidade de ajuste adota-se o procedimento que se descreve em seguida:

Uma vez determinada a função de distribuição empírica, $F(x)$, calcula-se a estatística de teste $D_{\text{obs}} = \sup_x |F(x) - F_0(x)|$.

Uma vez especificado o nível de significância do teste, o valor D_{obs} observado é comparado com o respetivo valor crítico D_α , rejeitando-se H_0 se $D_{\text{obs}} > D_\alpha$.

O supremo de $|F(x) - F_0(x)|$ não é necessariamente o maior valor que $|F(x) - F_0(x)|$ toma quando se consideram apenas os valores observados de X . De facto, dado que a função $F_0(x)$ é contínua e $F(x)$ é uma função em escada, o valor máximo daquela diferença absoluta deve ser procurado na vizinhança de cada valor observado de X .

É possível demonstrar que, se a amostra é aleatória e provém de uma distribuição contínua conhecida, a estatística D_{obs} só depende da dimensão da amostra (n), sendo irrelevante a forma da f.d. $F_0(x)$.

Para amostras de grandes dimensões $D_\alpha \approx \sqrt{\frac{-\ln(1/2\alpha)}{2n}}$.

Tal como se afirmou atrás, o teste K-S é exato (ou seja, o risco α está definido rigorosamente) quando a função $F_0(x)$ se encontra perfeitamente especificada e, em particular, se conhecem os seus parâmetros. O teste pode, no entanto, ser utilizado quando os parâmetros de $F_0(x)$ são estimados a partir da amostra. Porém, nestas circunstâncias, deverá ter-se em conta que o nível de significância com que se realiza o teste é menor do que aquele que é especificado e que a potência do teste também diminui de uma quantidade não conhecida.

3.3.5.3 Teste de Anderson-Darling

O poder dos testes de qui-quadrado e de Kolmogorov-Smirnov, de discriminar entre hipóteses falsas e verdadeiras, é bastante diminuído nas caudas inferior e superior, tanto em função do reduzido número de observações amostrais, quanto em decorrência dos maiores erros de estimação, nessas partições do espaço amostral. Alternativamente, o teste de aderência de Anderson-Darling é um teste não-

paramétrico que procura ponderar mais fortemente as caudas das distribuições, nas quais, as maiores (ou as menores) observações da amostra podem alterar sobremaneira a qualidade do ajuste. O teste de aderência de Anderson-Darling, tal como o de Kolmogorov-Smirnov, baseia-se na diferença entre as funções de probabilidades acumuladas, empírica $F(x)$, e a teórica $F_0(x)$, de variáveis aleatórias contínuas contudo este teste dá mais peso às caudas da distribuição. Isto pode ser importante quando as caudas de uma distribuição teórica selecionada têm significado prático.

O procedimento para aplicação do teste A-D pode ser descrito nos seguintes passos:

Ordenar os dados por ordem crescente $x_{(1)}, x_{(2)}, \dots, x_{(n)}$.

Determinar o valor da f.d. ajustada $F_0(x_i)$ em $x_i, i = 1, \dots, n$.

Calcular a estatística de Anderson-Darling

$$A^2 = -n - \frac{1}{n} \sum (2i - 1) [\ln F_0(x_i) + \ln(1 - F_0(x_{n-i+1}))].$$

(A estatística A-D é expressa em termos dos logaritmos das probabilidades, assim, receberá mais contribuições das caudas de uma distribuição)

Calcular a estatística de teste corrigida A^{2*} (cuja correção depende da distribuição proposta).

Uma vez fixado o nível de significância α , a rejeição ou não rejeição de H_0 será feita com base na comparação entre o valor que a estatística de teste toma e o valor crítico A_α^2 para a distribuição em causa.

Comparar o valor de A^{2*} com A_α^2 . Se A^{2*} é menor do que A_α^2 , a distribuição proposta é não rejeitada a um nível de significância α .

Uma das "limitações" da aplicação deste teste a diferentes distribuições, é o facto da distribuição de probabilidades da estatística de teste depender da distribuição de probabilidades ensaiada $F_0(x)$.

Segundo Naghettini e Pinto (2007), prova-se que, se a distribuição de probabilidade, sob H_0 , for de valores extremos de Weibull ou Gumbel, têm-se os seguintes valores críticos.

$$A^2_{0,1} = 0,637, \quad A^2_{0,05} = 0,757 \quad \text{e} \quad A^2_{0,01} = 0,1038.$$

Neste caso, a estatística de teste, A^2 , deve ser multiplicada pelo fator de correção

$$1 + \frac{0,2}{\sqrt{n}}, \quad \text{ou seja, a estatística de teste corrigida é } A^{2*} = \left(1 + \frac{0,2}{\sqrt{n}}\right) A^2.$$

Por outro lado, se a distribuição de probabilidade, sob H_0 , é Normal, então os valores críticos são

$$A^2_{0,1} = 0,631, A^2_{0,05} = 0,752 \text{ e } A^2_{0,01} = 0,1035$$

Para esse caso, a estatística de teste, A^2 , deve ser corrigida por

$$A^{2*} = \left(1 + \frac{0,75}{n} + \frac{2,25}{n^2}\right) A^2.$$

Não se conhecem resultados que descrevam os valores de A^2_α ou de A^{2*} para muitas das distribuições de probabilidade existentes, em particular para a distribuição de Fréchet.

Nestes caso, para a aplicação do teste A-D a esta distribuição, as alternativas são (i) utilizar os outros testes de aderência ou (ii) obter resultados aproximados e independentes de n , segundo Naghettini e Pinto (2007).

Neste trabalho, obtivemos os resultados dos testes de aderência usando o EasyFit. O teste A-D implementado no EasyFit usa o mesmo valor crítico para todas as distribuições. Esses valores são calculados usando uma fórmula aproximada e dependem apenas do tamanho da amostra,

$$A^2_{0,1} = 1,9286, A^2_{0,05} = 2,5018 \text{ e } A^2_{0,01} = 3,9074.$$

Como se observa, estes valores críticos são maiores que os valores críticos apresentados em cima. Tal facto faz com que o teste A-D, quando assim aplicado seja menos rigoroso, contudo pode ser usado para comparar a qualidade de ajustamento entre as diferentes distribuições

3.4. Estimação dos parâmetros

3.4.1. Estimadores e estimativas

Assumindo que um dado fenómeno aleatório se comporta de acordo com um modelo específico, envolvendo vários parâmetros, uma questão básica é a de obter estimativas dos parâmetros do modelo que sejam compatíveis com as observações, isso é, com a informação contida na amostra. Pode-se, assim, considerar que se tem por objetivo caracterizar a população a partir da qual a amostra foi retirada, procurando designadamente estimar os parâmetros desta população.

A cada modelo que se utilize para representar o comportamento aleatório da população corresponde o seu próprio problema de estimação. Certas estatísticas podem ser utilizadas para se obter estimativas dos valores dos parâmetros do modelo de comportamento aleatório da população.

Os estimadores são uma população cujo comportamento aleatório é dado por um modelo que envolve o parâmetro θ . Seja (Y_1, \dots, Y_n) uma amostra aleatória de Y e $T = f(Y_1, \dots, Y_n)$ uma estatística. Diz-se que T é um estimador de θ quando as realizações de T são utilizadas como estimativas do valor desconhecido de θ .

De um modo geral, o parâmetro a estimar é uma constante. O estimador usado para estimar o parâmetro, sendo uma estatística, é uma v.a., possuidora da sua própria distribuição amostral. Apesar de tal facto, utilizar-se-á o símbolo $\hat{\theta}$ para representar o estimador do parâmetro θ . As realizações do estimador são as estimativas.

Observe-se que o mesmo parâmetro desconhecido, θ , pode ter várias estimativas, obtidas utilizando o mesmo estimador sobre observações diferentes, ou utilizando estimadores diferentes. O que põe o problema de decidir que critério utilizar para escolher um estimador, de entre as possibilidades existentes.

Nas secções seguintes começar-se-á por analisar um conjunto de características desejáveis dos estimadores pontuais (considerando o caso unidimensional) e, posteriormente, apresentar-se-ão diferentes métodos de estimação (isto é, métodos com base nos quais tais estimadores podem ser obtidos).

3.4.2. Algumas propriedades dos estimadores pontuais

De entre as propriedades desejáveis para um estimador pontual, o não-enviesamento, a consistência, a eficiência e a suficiência, são os fundamentos que guiam a seleção dos estimadores mais apropriados. Um tratamento rigoroso das propriedades dos estimadores pode ser encontrado em livros de estatística matemática, como, particularmente, os escritos por Cramér (1946) e Rao (1973).

Não-enviesamento

Sendo o estimador $\hat{\theta}$ uma v.a., as suas realizações têm uma certa distribuição amostral. Interessa que as estimativas estejam, o mais frequentemente possível, próximas do valor a estimar. À v.a. $R = \hat{\theta} - \theta$ dá-se o nome de erro de estimação.

Formalmente, diz-se que um estimador $\hat{\theta}$ de um parâmetro θ é não enviesado (centrado) quando $E[\hat{\theta}] = \theta$ e, conseqüentemente, $E[R] = 0$. Quando $E[\hat{\theta}] \neq \theta$, o estimador diz-se enviesado, sendo $E[R] = E[\hat{\theta}] - \theta$ o enviesamento de T .

Um estimador diz-se, portanto, não enviesado quando o seu enviesamento for nulo, e enviesado no caso contrário. Muitos estimadores são enviesados, mas possuem outras propriedades desejáveis.

Se bem que desejável, a propriedade de ser centrado não pode ser o único critério de escolha de um estimador. Face a dois estimadores centrados do mesmo parâmetro θ deve preferir-se o mais preciso; aquele cuja variância é menor.

Eficiência

Considerando dois estimadores não enviesados de um mesmo parâmetro, aquele que tiver menor variância diz-se que é mais eficiente. Isto é, sejam $\hat{\theta}_1$ e $\hat{\theta}_2$ dois estimadores não enviesados de um mesmo parâmetro θ , dizemos que $\hat{\theta}_1$ é mais eficiente que $\hat{\theta}_2$ se

$$\frac{\text{Var}[\hat{\theta}_1]}{\text{Var}[\hat{\theta}_2]} < 1$$

Para um parâmetro qualquer, se existir algum estimador que seja mais eficiente do que qualquer outro, então aquele estimador diz-se eficiente (ou, se se preferir, absolutamente eficiente).

Consistência

Um estimador diz-se consistente se ele toma valores próximos do parâmetro estimado com probabilidade cada vez maior, quando a dimensão da amostra tende para infinito.

Prova-se que, se o enviesamento e a variância de um estimador tenderem para zero quando a dimensão da amostra tender para infinito, então o estimador será consistente.

Suficiência

No âmbito da estimação pontual, a suficiência de uma estatística traduz a capacidade que ela tem de condensar toda a informação que, relativamente ao parâmetro estimado, esteja contida no conjunto das observações que integram a amostra. Por outras palavras, uma amostra (constituída por n observações) não contém mais informação relativamente ao parâmetro estimado do que um estimador suficiente calculado a partir dela.

Definidas algumas das propriedades desejáveis dos estimadores, a questão que se coloca seguidamente é a de saber como os definir. Não existe um método geral único que permita especificar estimadores ideais em todas as circunstâncias. Nas secções que se seguem serão analisados alguns métodos de estimação pontual.

3.4.3. Métodos de estimação

Quando se tem por objetivo obter estimadores dos parâmetros de uma distribuição pode-se utilizar o método dos momentos, que, apesar das suas limitações, apresenta grande simplicidade em termos de cálculo. Outro dos processos mais utilizados é o método da máxima verosimilhança (MV). Contudo, em muitas situações, não é possível alcançar expressões explícitas para os estimadores MV (EMV), o que leva à utilização de métodos iterativos, tal como o método de Newton-Raphson. As

estimativas obtidas pelo método dos momentos podem ser usadas como valores iniciais para os métodos de MV.

3.4.3.1. Método dos momentos

Considere-se uma população representada pela v.a. Y cuja distribuição é conhecida a menos de p parâmetros, $\theta = (\theta_j)^T, j = 1, \dots, p \in \mathbb{N}$. Em geral, os momentos ordinários da população são funções conhecidas dos parâmetros a estimar, facto que se pode expressar da forma seguinte:

$$\mu'_i = \mu'_i(\theta) \quad (3.25)$$

Seja (Y_1, Y_2, \dots, Y_n) uma amostra aleatória obtida a partir daquela população e denotem-se os momentos amostrais ordinários com base naquela amostra por

$$M'_i = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (Y_j)^i \quad (3.26)$$

Ao representar os momentos amostrais com a letra maiúscula pretende-se realçar que tais momentos são encarados como v.a.'s.

De acordo com o método dos momentos, o estimador $\hat{\theta}$ do parâmetro θ é obtido igualando os momentos populacionais aos momentos amostrais, isto é, fazendo

$$M'_i = \mu'_i(\theta) \quad (i = 1, 2, \dots, p) \quad (3.27)$$

e resolvendo este sistema de equações em ordem a $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_p$. Tais estimadores são, portanto, calculados por substituição dos momentos da amostra nas expressões que representam os momentos da população em termos dos parâmetros.

Pode demonstrar-se que, sob condições bastante gerais, esses estimadores são consistentes e assintoticamente normais. No entanto, os estimadores obtidos pelo método dos momentos não são, em regra, assintoticamente eficientes, aspeto em que são inferiores aos EMV (para amostras de grandes dimensões são, em geral, menos eficientes do que os estimadores obtidos por este último método, que será analisado na próxima secção). Por outro lado, há que destacar a maior simplicidade por vezes conseguida (em vários casos os estimadores de um e outro até coincidem) e a possibilidade de cálculo em situações em que não existem EMV. Também podem ser utilizados como valores iniciais para os algoritmos iterativos de MV.

Em relação ao método que acabou de ser apresentado, deve notar-se que ele admite algumas variantes, sendo todas elas incluídas sob a designação genérica de «método dos momentos». Por exemplo, em vez de se definir o sistema de equações com base nos momentos ordinários, pode recorrer-se aos momentos centrados. O momento centrado de primeira ordem é sempre nulo, $\mu_1 = 0$ e o momento centrado de segunda ordem é a variância populacional, $\mu_2 = \sigma^2 = V[Y]$. Para além disso, os momentos centrados de terceira e quarta ordem servem para definir os coeficientes populacionais

de assimetria e achatamento (curtose), que podem ser interpretados como parâmetros de forma.

Define-se por coeficiente de assimetria,

$$\gamma_1 = \frac{\mu_3}{\sigma^3} \quad (3.28)$$

Se $\gamma_1 > 0$, a distribuição diz-se assimétrica à direita e $\mu > me$ (onde me representa a mediana). Se $\gamma_1 < 0$, a distribuição diz-se assimétrica à esquerda e $me > \mu$. Se a distribuição for simétrica, $\gamma_1 = 0$, e $me = \mu$.

Define-se o coeficiente de achatamento por,

$$\gamma_2 = \frac{\mu_4}{\sigma^4} - 3 \quad (3.29)$$

As distribuições com $\gamma_2 = 0$ (caso da distribuição normal) são designadas por mesocúrticas, com $\gamma_2 > 0$ leptocúrticas (a curva é menos achatada) e com $\gamma_2 < 0$ platicúrticas (a curva é mais achatada).

3.4.3.2. Método da máxima verosimilhança

Seja Y um vetor aleatório com f.d.p. $g(y|\theta)$, onde $\theta = (\theta_1, \dots, \theta_p)^T$ é o vetor que contém os parâmetros desconhecidos. Se, por exemplo, (y_1, \dots, y_n) representar uma amostra aleatória observada de tamanho n de um vetor aleatório com f.d.p. $f(\cdot|\theta)$, então $y = (y_1^T, \dots, y_n^T)^T$ é o valor observado de um vetor aleatório Y com f.d.p.

$$g(y|\theta) = \prod_{j=1}^n f(y_j|\theta) \quad (3.30)$$

A função de verosimilhança para θ , formada a partir das observações, é dada por

$$L(\theta/y) = g(y|\theta) \quad (3.31)$$

Pretende-se maximizar a função (3.31), sendo muitas vezes, esse valor um ponto estacionário de $L(\theta/y)$. Nesse caso, pelo método de MV, um estimador $\hat{\theta}$ de θ pode ser obtido como uma solução, em ordem a cada um dos parâmetros, do sistema de equações

$$\frac{\partial L(\theta / y)}{\partial \theta} = 0 \quad (3.32)$$

O objetivo da estimação por MV (Lehmann, 1983) é determinar um estimador para cada um dos θ_i , de tal forma que defina uma sequência de soluções do sistema de equações de verosimilhança (3.32) que seja consistente e assintoticamente eficiente. Tal sequência existe sob determinadas condições de regularidade (Crámer, 1946). Essa sequência de soluções, com as desejadas propriedades assintóticas, é dada por $\hat{\theta}$ para cada θ como sendo a solução que globalmente maximiza a verosimilhança; ou seja, é o EMV.

Apesar disso, o sistema (3.32) pode não ter solução ou admitir vários pontos estacionários que correspondem a mínimos ou a máximos locais que não sejam globais, segundo Sousa (2000).

Na prática, em vez de se trabalhar com a expressão (3.31) costuma-se trabalhar com o respetivo logaritmo, isto é, com

$$\frac{\partial L(\theta / y)}{\partial \theta} = 0 \quad V(\theta | y) = \ln L(\theta / y) = \sum_{j=1}^n \ln f(y_j | \theta) \quad (3.33)$$

denominada por função de log-verosimilhança. Assim, equivalentemente a (3.31), para se obter o EMV de θ pode resolver-se o sistema de equações

$$S(\theta / y) = \frac{\partial V(\theta / y)}{\partial \theta} = 0 \quad (3.34)$$

Observe-se que, enquanto a função de verosimilhança representa uma probabilidade, a função de log-verosimilhança representa uma soma de logaritmos de probabilidades não sendo, pois, uma probabilidade nem uma f.d.p..

Em termos gerais, os estimadores MV têm propriedades que os colocam entre os mais adequados. Salienta-se, em particular as seguintes:

- em geral, são consistentes;
- embora nem sempre sejam não enviesados (gozam até de uma propriedade de invariância que não é possuída pelos estimadores não enviesados) e eficientes, tendem a possuir estas propriedades à medida que as dimensões das amostras aumentam;
- se existir estimador suficiente, o EMV é, em geral, função desse estimador, verificando-se casos patológicos quando o EMV não é único (a correspondência não é biunívoca);

- se existe estimador mais eficiente, o EMV é único e coincide com esse estimador;
- frequentemente, as suas distribuições são assintoticamente normais.

3.4.3.3. Métodos iterativos de estimação

Muitas vezes, na prática, a função de log-verosimilhança não pode ser maximizada analiticamente ou não se conseguem expressões explícitas para os EMV. Nestes casos, é possível a utilização de algoritmos iterativos para tentar determinar estimativas de MV para θ . Um dos métodos mais usados é o método de Newton-Raphson.

Saliente-se que o método de Newton-Raphson apesar de bastante rápido nem sempre converge para o máximo pretendido. Paralelamente à “simplicidade” de cálculo que envolve a aplicação do método dos momentos, este, e alguns métodos gráficos, permitem a obtenção de uma solução inicial para os métodos iterativos que se seguem.

Método de Newton-Raphson

Na análise numérica existem várias técnicas para determinar os zeros de uma função específica, incluindo o método de Newton-Raphson.

Como qualquer processo iterativo precisam de uma solução inicial (valores de “arranque”) e uma vez que estes algoritmos poderão ser muito sensíveis a essa solução, convém procurá-la através de um método que permita uma solução rápida e pouco laboriosa. Uma maneira de a conseguir, quando possível, é através do método dos momentos.

O método de Newton-Raphson é um algoritmo iterativo para a obtenção de estimativas de MV. Visando a resolução da equação de verosimilhança

$$S(\theta | y) = 0 \tag{3.35}$$

o método de Newton-Raphson aproxima, na iteração $k + 1$ o vetor gradiente $S(\theta | y)$ da função de log-verosimilhança $V(\theta | y)$ por um desenvolvimento em serie de Taylor em torno do ponto $\theta = \theta^{(k)}$ (valor obtido na iteração k). Tem-se

$$S(\theta | y) \approx S(\theta^{(k)} | y) - I(\theta^{(k)} | y)(\theta - \theta^{(k)}) \tag{3.36}$$

Com,

$$I(\theta | y) = -\frac{\partial^2 V(\theta | y)}{\partial \theta \partial \theta^T}$$

a matriz de informação observada de Fisher, usada para estimar a matriz de variâncias-covariâncias de uma solução máxima ($\theta = \hat{\theta}$).

Obtém-se uma nova atualização $\theta^{(k+1)}$ considerando-a como sendo um zero do segundo membro de (3.36). Assim

$$\theta^{(k+1)} = \theta^{(k)} + I^{-1}(\theta^{(k)} | y) S(\theta^{(k)} | y). \quad (3.37)$$

Sob determinadas condições em $L(\theta | y)$ e um valor inicial suficientemente próximo da estimativa de MV, a sequência de iterações $\theta^{(k)}$ produzida pelo método de Newton-Raphson goza de convergência local quadrática para uma solução θ^* de (3.35). Uma vez que a convergência quadrática é muito rápida, é considerada como a mais valia deste método. Contudo, podem surgir alguns problemas com a sua aplicação. Para detalhes ver, por exemplo, McLachlan e Krishnan (1997).

Uma vez que o método de Newton-Raphson requer atualização de $l(\theta^{(k)} | y)$ em cada iteração k , providencia de imediato uma estimativa da matriz de variâncias-covariâncias no para $\hat{\theta}$ (assumindo que se trata do EMV), através da inversa da matriz informação observada $I^{-1}(\hat{\theta} | y)$. Se o valor inicial é um estimador \sqrt{n} -consistente de θ , então a iteração $\theta^{(1)}$ é um estimador assintoticamente eficiente de θ (McLachlan e Krishnan, 1997).

3.4.3.4. Aplicação às distribuições teóricas utilizadas

Distribuição normal

Seja $Y \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$, com f.d.p. dada por (3.9), e (Y_1, \dots, Y_n) uma amostra aleatória proveniente desta distribuição. Como $E[Y] = \mu$ e $V[Y] = \sigma^2$, do método dos momentos resultam os estimadores $\hat{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i = \bar{y}$ e $\hat{\sigma}^2 = s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$. Por outro lado, a função de log-verosimilhança é

$$V(\theta | y) = -\frac{n}{2} \ln 2\pi - \frac{n}{2} \ln \sigma^2 - \frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^n (y_i - \mu)^2 \quad (3.38)$$

e, portanto, os EMV são,

$$\hat{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i = \bar{y} \quad \text{e} \quad \hat{\sigma}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 . \quad (3.39)$$

Distribuição de Gumbel

Como se viu na secção 3.3.2.1., se $Y \sim G(\lambda, \delta)$, vem,

$$E[Y] = \lambda + C\delta, \quad V[Y] = \frac{\pi^2 \delta^2}{6} . \quad (3.40)$$

Igualando os membros direitos destas equações aos correspondentes momentos amostrais obtêm-se os estimadores dos parâmetros pelo método dos momentos,

$$\hat{\lambda} = \bar{y} - C \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \approx \bar{y} - 0,4501 s \quad \text{e} \quad \hat{\delta} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \approx 0,77970 s ,$$

onde \bar{y} e s são, respetivamente, a média e o desvio padrão amostral.

A função de log-verosimilhança é

$$V(\theta | y) = -n \ln \delta - \frac{1}{\delta} \sum_{i=1}^n (y_i - \lambda) - \sum_{i=1}^n \exp \left[-\frac{y_i - \lambda}{\delta} \right] \quad (3.41)$$

Resolvendo as equações de verosimilhança, vê-se que não existem expressões explícitas para os EMV de θ ; para se obter estimativas destes parâmetros deve-se utilizar um processo iterativo, o método de Newton-Raphson. Para aprofundar conhecimentos poderá ser consultado Mahdi e Cenac (2005) e Naghettini e Pinto (2007).

Distribuição de Fréchet

Da secção 3.3.2.2., se $Y \sim F(\lambda, \delta, \rho)$ então

$$E[Y] = \lambda + \delta \Gamma \left(1 - \frac{1}{\rho} \right), \rho > 1, \quad V[Y] = \delta^2 \left[\Gamma \left(1 - \frac{2}{\rho} \right) - \Gamma^2 \left(1 - \frac{1}{\rho} \right) \right], \rho > 2, \quad (3.42)$$

$$Y_1 = \frac{2\Gamma^3\left(1-\frac{1}{\rho}\right) - 3\Gamma\left(1-\frac{1}{\rho}\right)\Gamma\left(1-\frac{2}{\rho}\right) + \Gamma\left(1-\frac{3}{\rho}\right)}{\left[\Gamma\left(1-\frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1-\frac{1}{\rho}\right)\right]^{\frac{3}{2}}}, \rho > 3 \quad (3.43)$$

Estas equações permitem obter estimativas dos parâmetros pelo método dos momentos. Através da última equação (que só depende de ρ) é possível estimar o valor de ρ , através da assimetria da amostra, $\hat{\gamma}_1$. Conhecido o valor de $\hat{\rho}$, utilizando as duas primeiras equações pode-se estimar os valores para λ e δ , uma vez que

$$\hat{\lambda} = \bar{y} - \hat{\delta} \Gamma\left(1-\frac{1}{\hat{\rho}}\right), \rho > 1 \text{ e } \hat{\delta} = \frac{s}{\sqrt{\Gamma\left(1-\frac{2}{\hat{\rho}}\right) - \Gamma^2\left(1-\frac{1}{\hat{\rho}}\right)}}, \rho > 2$$

onde \bar{y} e s são, respetivamente, a média e o desvio padrão da amostra.

A função de log-verosimilhança é

$$V(\theta | y) = n \ln \rho + n \rho \ln \delta - (\rho + 1) \sum_{i=1}^n \ln(y_i - \lambda) - \delta^\rho \sum_{i=1}^n (y_i - \lambda)^{-\rho} \quad (3.44)$$

donde se conclui que não existem expressões explícitas para os EMV dos diferentes parâmetros. Devendo-se recorrer a uma qualquer método iterativo. Para aprofundar este tema podem ser consultados Abd-Elfattah e Omima (2009), Arora *et al.* (2013) e Vivekanandan (2013).

Função inversa da f.d.

$$y = \lambda + \delta(-\ln F)^{-1/\rho} \quad (3.45)$$

Distribuição de Weibull

Da secção 3.3.2.3., se $Y \sim W(\lambda, \delta, \rho)$ então

$$E[Y] = \lambda + \delta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\rho}\right) \quad (3.46)$$

$$V[Y] = \delta^2 \left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\rho}\right) \right] \quad (3.47)$$

$$Y_1 = \frac{\Gamma\left(1 + \frac{3}{\rho}\right) - 3\Gamma\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) + 2\Gamma^3\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)}{\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\rho}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\rho}\right)\right]}^{3/2} \quad (3.48)$$

Estas equações permitem obter estimativas dos parâmetros pelo método dos momentos. Através das última equação (que só depende de ρ) é possível estimar o valor de ρ , através da assimetria da amostra. Conhecido o valor de $\hat{\rho}$, utilizando as duas primeiras equações pode-se estimar os valores para λ e δ , uma vez que

$$\lambda = \bar{y} - \hat{\delta} \Gamma\left(1 + \frac{1}{\hat{\rho}}\right) \text{ e } \hat{\delta} = \frac{s}{\sqrt{\Gamma\left(1 + \frac{2}{\hat{\rho}}\right) - \Gamma^2\left(1 + \frac{1}{\hat{\rho}}\right)}}$$

onde \bar{y} e s são, respetivamente, a média e o desvio padrão da amostra.

A função de log-verosimilhança é

$$V(\theta | y) = n \ln \rho - n \rho \ln \delta + (\rho - 1) \sum_{i=1}^n \ln(y_i - \lambda) - \delta^{-\rho} \sum_{i=1}^n (y_i - \lambda)^{\rho} \quad (3.49)$$

também não é possível obter expressões explícitas para os parâmetros pelo método de MV. Como tal, para se obterem estimativas dos mesmos, deve-se recorrer a qualquer método iterativo. Podem ser consultados as publicações de Cousineau (2009), el-Mezouar (2010), Teimouri e Gupta (2013), Nwobi e Ugomma (2014) e Pobočiková e Sedliačková (2014).

A função inversa de f.d. é

$$y = \lambda + \delta(-\ln(1 - F))^{1/\rho} \quad (3.50)$$

3.5. Simulação de amostras recorrendo à técnica de Monte Carlo

Em muitas circunstâncias parte dos dados não estão disponíveis, tal facto pode acontecer, por exemplo, quando os dados se apresentam agrupados em classes, isto

é, o conjunto de dados é considerado incompleto. Para os “completar”, uma possibilidade será gerar artificialmente amostras - recorrendo à técnica de Monte Carlo - e, a partir das amostras geradas, estudar experimentalmente o comportamento das estatísticas em causa.

Como se verá, sabendo simular observações que tenham distribuição uniforme, é relativamente fácil gerar valores que tenham outra distribuição qualquer.

A geração de amostras aleatórias - ou, como frequentemente se diz, a geração de números aleatórios - passa, em geral, por duas fases:

- i. geração de números aleatórios seguindo uma distribuição uniforme no intervalo $[0,1)$, $U[0,1)$;
- ii. transformação daqueles números noutros igualmente aleatórios, mas seguindo uma outra distribuição qualquer pretendida.

3.5.1. Geração de amostras aleatórias com distribuição $U[0,1)$

A geração de números pseudoaleatórios seguindo uma distribuição uniforme, $U[0,1)$, foi feita utilizando o gerador do “Excel” aleatório (). Estes valores são obtidos por processos numéricos (deterministicamente). Contudo, apesar de não serem, de facto, aleatórios, têm um comportamento estatístico que os torna indistinguíveis de uma amostra de números aleatórios uniformes entre zero e um. É por esta razão que recebem a designação de números pseudoaleatórios.

Visando testar o gerador do “Excel”, depois de se gerar uma quantidade suficientemente grande de números aleatórios, espera-se que a média e o desvio padrão sejam aproximadamente $1/2$ e $1/\sqrt{12}$, respetivamente. Por outro lado, agrupando estes números em classes mutuamente exclusivas da mesma amplitude, percorrendo o intervalo $[0,1[$, é de esperar que o aspeto gráfico das frequências absolutas dessas classes tenha um comportamento uniforme (ver Figura 3.4).

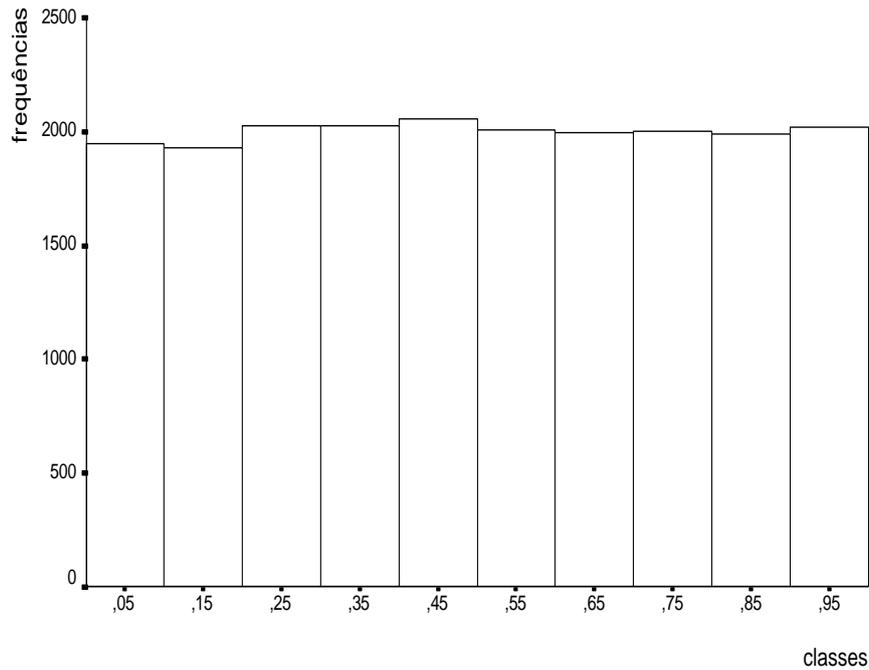


Figura 3.4 Um dos histogramas obtidos para o agrupamento de 20000 pseudonúmeros aleatórios uniformes $[0,1)$

Assim, depois de se gerar várias amostras de 20000 números pseudoaleatórios a partir do gerador do “excel”, verificou-se que a média e a variância são aproximadamente iguais às pretendidas. Agrupando cada uma das amostras em 10 classes com amplitude 0,1 mutuamente exclusivas percorrendo o intervalo $[0,1[$, pode-se realizar um teste de ajustamento sobre estes números, não se rejeitando a hipótese de que eles sejam provenientes de uma distribuição $U[0,1)$.

Fez-se também um teste de autocorrelação para testar a independência dos sucessivos valores gerados. Como a função de autocorrelação está contida dentro da região de aceitação de autocorrelação nula aceita-se a hipótese de independência (ver Figura 3.5).

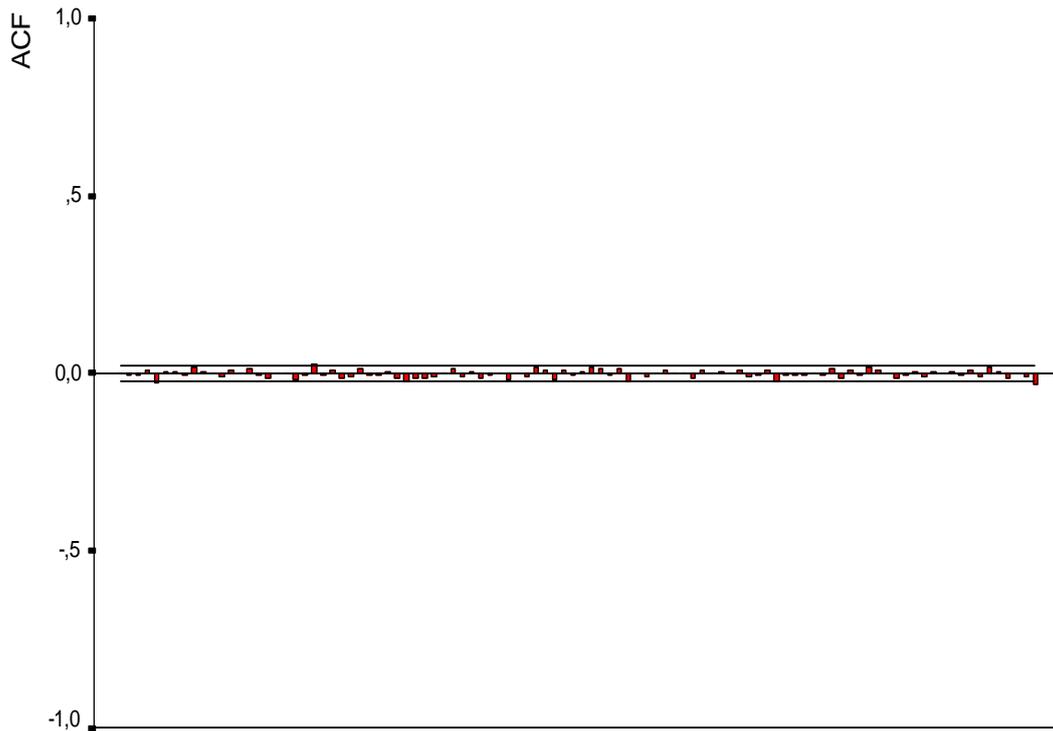


Figura 3.5 Gráfico relativo a um teste de correlação serial para números aleatórios pseudouniformes [0,1)
 Dispondo de um gerador de números uniformes, põe-se o problema de gerar números aleatórios com uma distribuição qualquer.

3.5.2. Simulação de amostras aleatórias provenientes de uma população contínua qualquer

Uma técnica muito utilizada, conhecida por método da função inversa, consiste em gerar números aleatórios com uma distribuição qualquer usando como ponto de partida os números pseudoaleatórios com distribuição $U[0,1)$.

Comece-se por considerar uma v.a. contínua X , com f.d.p. $f(x|\theta)$ e f.d. invertível

$$F(x|\theta) = \int_{-\infty}^x f(t|\theta) dt \quad (3.51)$$

Defina-se, por transformação da variável X , uma nova variável, $Z = F(X|\theta)$.

As funções distribuição, $G(z)$, e densidade, $g(z)$, da nova variável vêm dadas por

$$G(z) = P(Z < z) = P[X < x = F^{-1}(z)] = F[F^{-1}(z)] = z \quad (3.52)$$

e

$$g(z) = \frac{dG(z)}{dz} = 1 \quad (3.53)$$

no domínio $z \in [0,1]$. Ora a forma destas funções implica que $Z \sim U[0,1]$.

A conclusão a que se chegou é, portanto, a de que, se uma variável X segue uma distribuição com f.d.p. $f(x|\theta)$ e f.d. $F(x|\theta)$, invertível, então a variável transformada $Z = F(X|\theta)$ segue uma distribuição $U[0,1]$.

Inversamente, se uma variável Z segue uma distribuição $U[0,1]$, então a variável $X = F^{-1}(Z)$, onde F é a f.d., invertível, de uma v.a. contínua, segue uma distribuição com f.d.p. $f(x|\theta)$ e f.d. $F(x|\theta)$.

4. Caso de estudo – Ribeira da Canada

Neste capítulo é apresentado o caso de estudo da ribeira da Canada, estando este organizado coerentemente com a sequência do trabalho realizado. A primeira secção apresenta a relevância do objeto de estudo, justificando os motivos da escolha desta linha de água. Posteriormente apresenta-se a metodologia utilizada para obter os resultados para comparação da influência dos parâmetros na altura de escoamento, isto é, o caudal de escoamento superficial e a altura de maré que define a fronteira a jusante.

4.1. Relevância do objeto de estudo

A ribeira da Canada integra-se na região hidrográfica das ribeiras do Algarve (RH8), com nascente no sítio do Morgado e foz a Este da localidade de Cabanas de Tavira na Ria Formosa (ambas, a nascente e a foz, situam-se na união de freguesias de Conceição e Cabanas de Tavira, concelho de Tavira). Na Figura 4.1 apresenta-se a localização da ribeira objeto de estudo, relativamente à região do Algarve e à zona urbana de Conceição e Cabanas de Tavira. Parte considerável da linha principal desta ribeira encontra-se em meio urbano (aldeia de Conceição e vila de Cabanas de Tavira) e conseqüentemente apresenta diversas secções artificializadas, assim como, grande parte dos solos da bacia são impermeáveis devido aos arruamentos e edifícios existentes. A bacia hidrográfica da ribeira da Canada apresenta uma geomorfologia aproximadamente plana, contribuindo assim para que eventuais áreas de inundação apresentem extensão significativa. Esta ribeira apresenta uma marginal muito extensa e o seu troço final encontra-se sujeito à variação dos níveis de maré.

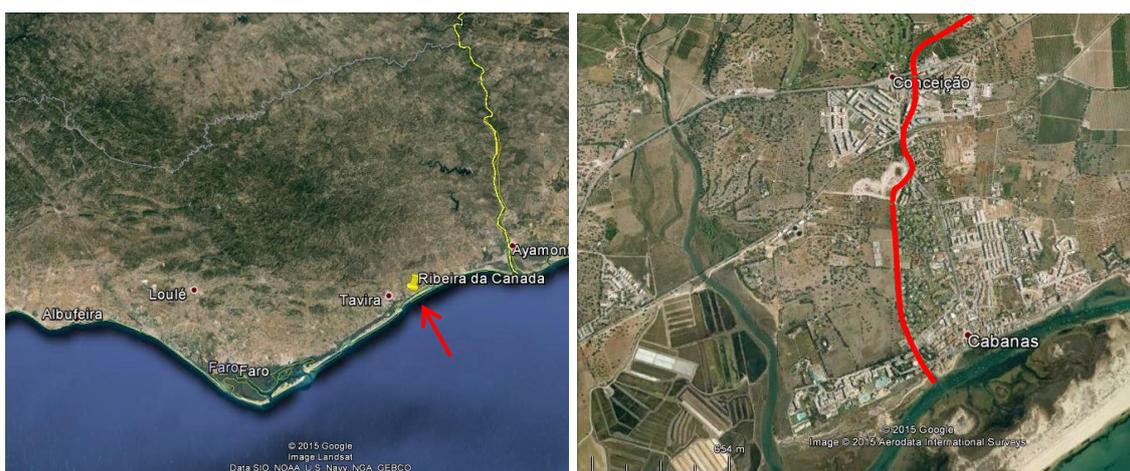


Figura 4.1 Localização da ribeira da Canada em relação à região do Algarve (esquerda) e da área urbana de Conceição e de Cabanas de Tavira, concelho de Tavira (direita) (imagens: Google Earth).

Ao longo dos últimos anos foram registadas diversas inundações na localidade de Cabanas de Tavira, tendo sido necessária a evacuação de escolas e o encaminhamento de pessoas idosas para zonas mais seguras por precaução, nomeadamente para o centro de saúde da localidade. Foram ainda registados danos materiais, quer em habitações como em frações de comércio e serviços. A maior parte das inundações provocadas pela ribeira em estudo verifica-se no período da preamar, em que a altura da maré se aproxima da altura de escoamento da linha de água principal.

4.2. Metodologia

O processo para determinação da altura de escoamento da ribeira da Canada é composto por duas etapas principais, nomeadamente pela modelação hidrológica e pela modelação hidrodinâmica.

Inicialmente foi caracterizada a geomorfologia da bacia hidrográfica, incluindo a determinação da área, do comprimento da linha de água principal, da declividade equivalente constante, curva número, percentagem de solo impermeável e do tempo de concentração.

Seguidamente foram obtidos os dados de precipitação a partir da estação meteorológica mais próxima da bacia hidrográfica. Verificando-se que amostra era de pequena dimensão, optou-se por gerar mais valores de precipitação. Para tal, foram identificadas as distribuições de probabilidades que melhor se ajustavam à amostra, e posteriormente utilizou-se o método de Monte Carlo para a geração de dados de precipitação. Foram gerados 1000 valores de precipitação, tendo sido posteriormente selecionados os 10 valores máximos para a futura estimativa dos 10 caudais máximos gerados pela bacia hidrográfica.

Com o *software* HEC-HMS foi modelado o processo de precipitação-escoamento na bacia em causa, com o objetivo de determinação dos caudais gerados pela mesma, sendo os dados de entrada as características fisiográficas de bacia e os dados de precipitação gerados.

Posteriormente foram obtidas as alturas de marés, através de tabelas de marés. Sendo que a amostra recolhida era também de pequena dimensão, optou-se por gerar mais dados novamente recorrendo ao método de Monte Carlo. Neste sentido, verificou-se quais as funções de distribuição que se ajustavam à amostra e foram gerados 1000 alturas de maré. Da amostra obtida foram selecionados os 10 valores máximos, que serão posteriormente utilizados no modelo hidrodinâmico como fronteira de jusante (altura da lâmina líquida conhecida).

Desenvolveu-se um modelo hidrodinâmico da ribeira da Canada, com recurso ao *software* HEC-RAS, em que foram caracterizadas 48 secções ao longo de 1.8 km de linha de água principal (entre a passagem hidráulica da Estrada Nacional 125 e a foz na Ria Formosa). A caracterização das secções inclui a definição da geometria, o coeficiente de rugosidade, a distância à foz e os parâmetros de contração e expansão.

Este modelo apresenta como dado de entrada o caudal obtido no modelo hidrológico e como fronteira de jusante a altura da maré. Considerou-se que o regime de escoamento é subcrítico. Foram modeladas todas as combinações possíveis entre os 10 maiores valores de caudal e de altura de maré, obtendo-se assim uma amostra de 100 alturas de escoamento, para duas secções consideradas como mais relevantes na linha de água para este estudo.

Finalmente verificou-se qual dos parâmetros apresenta uma maior influência na altura de escoamento, de forma a compreender se são os caudais gerados pela bacia ou as preias-mar a principal razão para as inundações que ocorrem nesta localidade.

4.3. Caracterização da bacia

A ribeira da Canada apresenta uma bacia hidrográfica com 4.37 km² de área e um perímetro de 11.58 km. A linha de água principal tem um comprimento de 4.28 km. Na Figura 4.2, ilustra-se a linha de água em estudo e os seus principais afluentes, assim como, a delimitação da bacia hidrográfica, sobre a junção de três cartas militares, de forma a localiza-la geograficamente.

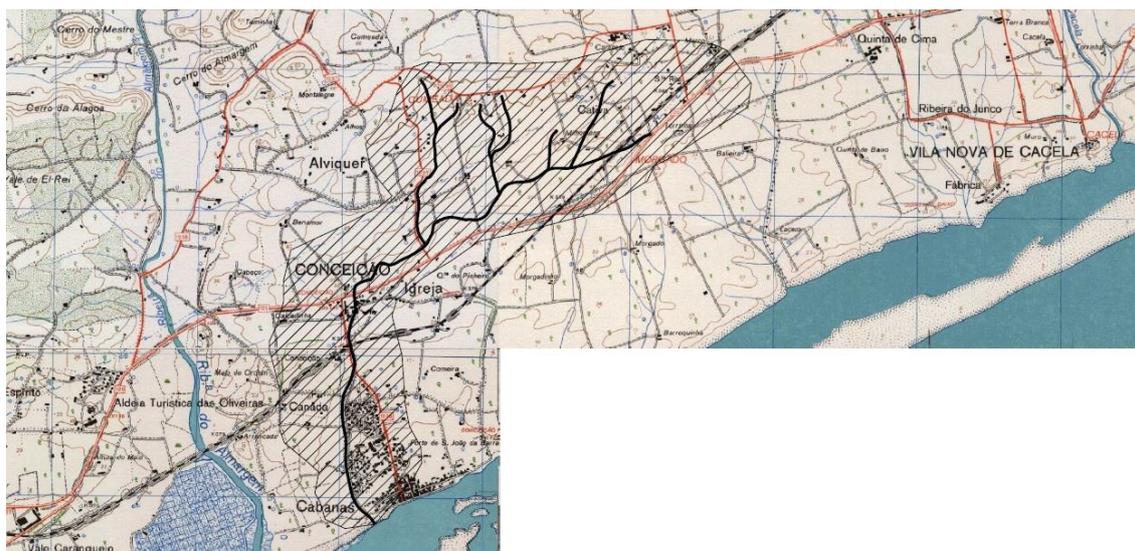


Figura 4.2 Ribeira da Canada, com os principais afluentes, e delimitação da bacia hidrográfica (junção das cartas militares 599, 600 e 608)

A linha de água principal desenvolve-se a oeste da localidade de Cabanas de Tavira, tem uma grande diversidade de secções, nomeadamente, naturais, canais em betão e em alguns troços não foi respeitada a linha natural, tendo sido artificializados para a execução de vias rodoviárias. Na Figura 4.3 apresentam-se dois tipos de secção artificial, tratando-se à esquerda de uma passagem hidráulica e à direita de um canal de secção trapezoidal.



Figura 4.3 Troços da ribeira da canada: passagem hidráulica (esq.) e secção trapezoidal (dir.)

O coeficiente de compacidade da bacia hidrográfica é de 1.56, indicando que esta apresenta um formato alongado. O fator de forma é de 0.25, sendo este um valor baixo indica que a bacia em estudo é menos sujeita a enchentes que outra, com a mesma área e um fator de forma mais elevado, A bacia em análise é estreita e alongada, com fator de forma baixo. Contudo, têm-se verificado repetidas situações de inundação urbana originadas por esta linha de água.

Para a determinação o tempo de concentração da bacia hidrográfica optou-se pela utilização da fórmula de Kirpich, cujos parâmetros são a declividade equivalente constante e o comprimento da linha de água principal. A declividade equivalente constante foi obtida através da análise da geomorfologia da bacia hidrográfica ao longo da linha de água principal. Na Tabela 4.1 é apresentado o cálculo da declividade equivalente constante.

Tabela 4.1 Declividade equivalente constante

Altitudes H(m)	Desníveis ΔH (m)	Distância entre Altitudes (m)	Distâncias acumuladas (m)	Declives I=ΔH/D (m/m)	S _i = ?I	Distâncias reais L (Km)	Li/Si (km)
40			0				
	10	1673,246		0,006	0,077	1,673	21,644
30			1673,246				
	10	973,408		0,010	0,101	0,973	9,604
20			2646,655				
	10	518,941		0,019	0,139	0,519	3,738
10			3165,596				
	10	1116,534		0,009	0,095	1,117	11,798
0			4282,130				
					Σ	4,282	46,784

A declividade equivalente constante da linha de água principal foi obtida através da seguinte expressão:

$$S_3 = \left(\frac{4.282}{46.784} \right)^2 = 0.0084 \text{ m / m} = 0.84\%$$

Para a determinação da média ponderada do valor de CN_{II} , foi elaborada a Tabela 4.2, com a utilização do solo, ocupação, tipo de solo, percentagem e valor de curva número correspondente. Seguidamente, com recurso à expressão (4.1) proposta por Chow *et al.* (1988), para determinação do valor da curva número, CN_{III} , obteve-se um valor de 85.63, para um solo muito molhado, quase saturado (condições de empouçamento).

$$CN_{III} = \frac{23CN_{II}}{10 + 0.13CN_{II}} \quad (4.1)$$

Tabela 4.2 Determinação do valor médio ponderado do parâmetro curva número, CN_{II}

Utilização ou Cobertura do Solo	Condições de Superfície	Nomenclatura Carta de Uso e Ocupação dos Solos	Tipo de Solo	Área das Superfícies (Parcial) (km ²)	%	Valor CN tabelado	Valor de CN calculado por %
Culturas Arvenses	Segundo o maior declive	VV1, VA1, CV1	A	0.07	1.52	64	0.98
			A+B	0.09	2.17	70	1.52
			B	0.05	1.04	76	0.79
			B+D	0.01	0.19	82	0.16
			C	0.08	1.75	84	1.47
Pastagens	Normal	II2	A	0.01	0.32	49	0.16
			D	0.03	0.69	84	0.58
Florestas	Muito abertas ou de baixa transpiração	AOX, AA5, AO5, AA1, OO1, AAX	A	0.99	22.69	56	12.70
			A+B	0.19	17.00	66	11.13
			A+C	0.06	1.35	71	0.96
			B	0.74	17.00	75	12.75
			B+D	0.26	5.96	83	4.94
			C	0.20	4.68	86	4.02
			C+B	0.08	1.80	81	1.45
			D	0.06	1.38	91	1.26
Zonas Cultivadas	Sem medidas de conservação do solo	CC1, CX1, CA1	A	0.48	11.07	72	7.97
			A+B	0.03	0.75	77	0.57
			B	0.25	5.69	81	4.61
			B+D	0.17	3.85	86	3.31
			C	0.02	0.40	88	0.35
			D	0.01	0.18	91	0.16
Zonas Residenciais	Área média dos Lotes < 1000m ²	UU1	A	0.02	0.50	61	0.31
	Área média dos Lotes < 2000m ² (%média impermeável 25%)	UU2	D	0.07	1.60	87	1.39
			A	0.17	4.00	61	2.44
			A+B	0.03	0.71	68	0.48
			B	0.03	0.80	75	0.60
			C	0.05	0.09	83	0.07
			D	0.00	0.09	85	0.07
Zonas sem Infiltração		HH HY2 SW9 Vila		0.10	2.33	100	2.33

Verificação 101.97 Média Ponderada 72.15

CN III (Solo

85.63

4.4. Dados de precipitação

O parâmetro de entrada do modelo hidrológico é a precipitação. Como referido anteriormente, tendo em conta o tempo de concentração da bacia optou-se por utilizar valores de precipitação máxima horária. Nesse sentido, utilizou-se uma amostra de dados de precipitação máxima horária diária, da estação meteorológica de PICOTA (30K/02C), disponível em www.snihr.pt, uma vez que esta é a estação meteorológica que se encontra mais próxima da bacia hidrográfica em estudo. No entanto optou-se por selecionar, da amostra recolhida, os valores máximos mensais, sendo a dimensão da amostra de 98, considerou-se que se tratava de uma amostra de pequenas dimensões. Optou-se então por gerar mais valores recorrendo à técnica de Monte Carlo, de forma a obter uma amostra de maior dimensão (n=1000).

4.5. Geração de precipitações

Para a aplicação da técnica de Monte Carlo foi necessário realizar o ajustamento das distribuições ensaiadas, recorrendo à aplicação EasyFit, de modo a verificar qual das distribuições se ajustava melhor aos dados da precipitação máxima horária mensal. As distribuições utilizadas foram a Normal, de Gumbel (Máximos), Fréchet e Weibull. Na Tabela 4.3 apresentam-se os resultados obtidos para os testes de aderência de Kolmogorov-Smirnov (K-S), Anderson-Darling (A-D) e Chi-Squared.

Tabela 4.3 Verificações dos testes de aderência para a precipitação máxima mensal

	Kolmogorov - Smirnov				Anderson – Darling				Chi – Squared			
	Dobs	D0.05	p-value	Dec.	Dobs	D0.05	p-value	Dec.	Dobs	D0.05	p-value	Dec.
Normal	0.127	0.135	0.079	N	2.023	2.502	-	N	3.146	12.59	0.790	N
Gumbel	0.114	0.135	0.143	N	1.637	2.502	-	N	9.878	12.59	0.130	N
Fréchet	0.172	0.135	0.005	R	14.21	2.502	-	R	45.07	9.488	3 E-9	R
Weibull	0.154	0.135	0.017	R	10.17	2.502	-	R	32.82	12.59	1 E-5	R

N – não rejeita (H0); R – rejeita (H0); tamanho da amostra=98 e $\alpha=0.05$.

Como se pode observar para este nível de confiança, estes testes de aderência não rejeitam o ajustamento das distribuições de Gumbel e normal aos dados. De facto, os testes K-S e A-D dão melhores valores para a distribuição de Gumbel, enquanto o teste de qui-quadrado favorece a distribuição normal. Não obstante, como o máximo de variáveis aleatórias gaussianas tem distribuição aproximadamente Gumbel, utilizou-se a distribuição de Gumbel. A Figura 4.5 apresenta o gráfico Q-Q Plot para a distribuição de Gumbel.

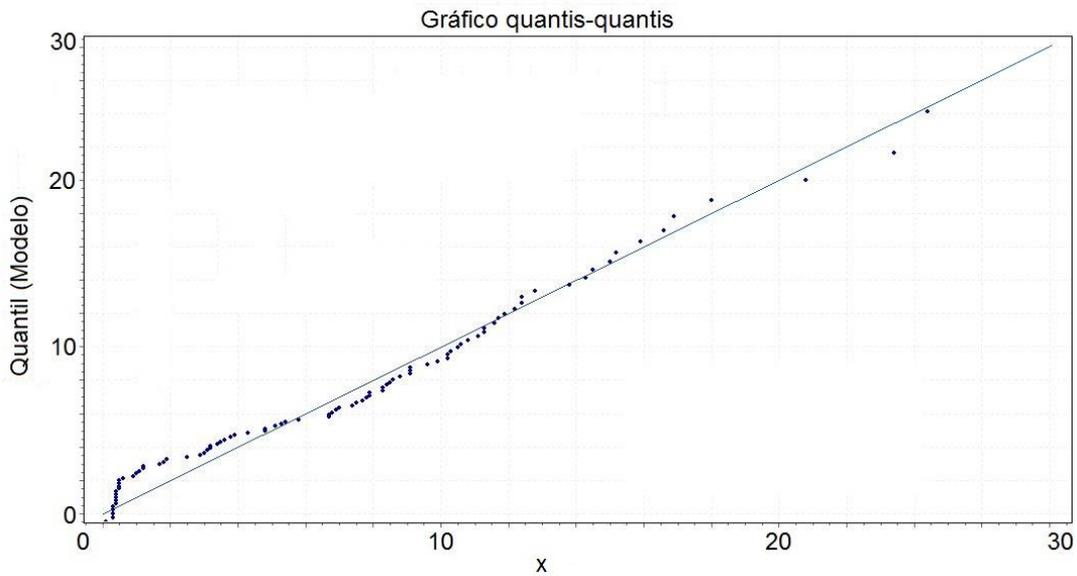


Figura 4.5 Q-Q Plot para a função de Gumbel

A Figura 4.6 apresenta o histograma da amostra, a função de distribuição de Gumbel, que não é rejeitada por nenhum dos testes de aderência, e a de Fréchet, que é rejeitada pelos três testes de aderência. Como se pode observar visualmente, o gráfico da Gumbel ajusta-se à amostra, enquanto a de Fréchet afasta-se do histograma. No anexo F podem ser consultados os gráficos e os valores obtidos nos testes de aderência para as funções de distribuição ensaiadas.

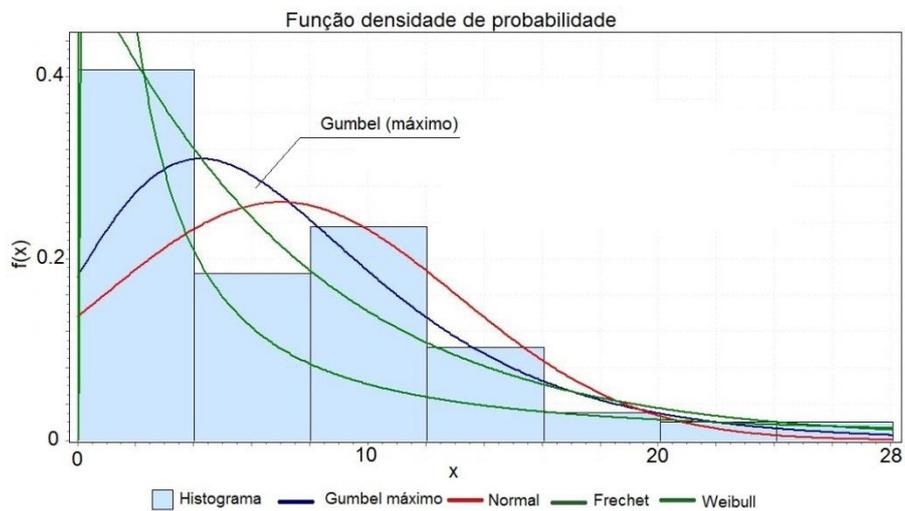


Figura 4.6 Histograma da amostra e sobreposição das funções de distribuição ensaiadas

Tendo-se verificado que a função de Gumbel (máximos) é a que melhor se ajusta aos dados recolhidos foi utilizada a técnica de Monte Carlo para gerar uma amostra de 1000 valores de precipitação máxima horária mensal. Através da aplicação EasyFit foram obtidos os dois parâmetros de Gumbel Max ($\sigma=4.766$; $\mu=4.2355$), que aplicados na função inversa da f.d. permitiram a geração da amostra. A partir da amostra obtida foram selecionados os 10 valores máximos de precipitação, que são apresentados na Tabela 4.7. Os valores apresentados foram utilizados no modelo hidrológico, de modo a obter 10 valores de caudais gerados pelos dados de precipitação máximos.

Tabela 4.4 Dez precipitações máximas horárias geradas e selecionadas para dado de entrada no modelo hidrológico

#	Precipitação [mm]
1	39.34
2	33.35
3	32.84
4	32.77
5	31.05
6	29.50
7	28.78
8	28.56
9	27.21
10	25.85

4.6. Geração de caudais – HEC-HMS

Para o desenvolvimento do modelo hidrológico, utilizou-se o *software* HEC-HMS, com o objetivo da determinação dos caudais gerados pelos 10 valores de precipitações máximas horárias mensais. O modelo hidrológico é composto essencialmente pelas características da bacia hidrográfica e pelos dados de precipitação, que foram apresentados anteriormente. Assim sendo, na Tabela 4.5 apresentam-se os valores de caudais gerados pelo modelo hidrológico com as precipitações máximas horárias mensais.

Tabela 4.5 Dez caudais máximos gerados pelo modelo hidrológico

#	Precipitação [mm]	Caudal [m ³ /s]
1	39.34	17.80
2	33.35	14.00
3	32.84	13.70
4	32.77	13.60
5	31.05	12.60
6	29.50	11.60
7	28.78	11.20
8	28.56	11.10
9	27.21	10.30
10	25.85	9.50

4.7. Geração de alturas de marés

Para o presente caso estudo foram utilizados os valores máximos das marés para a Barra Faro-Olhão, disponíveis em www.hidrografico.pt, tendo sido selecionados os 100 valores máximos. Verificou-se que a amostra era de pequena dimensão, optando-se assim por gerar mais dados através da técnica de Monte Carlo. Recorrendo à aplicação EasyFit, identificou-se quais as distribuições que melhor se ajustavam aos dados recolhidos. Optou-se por testar as distribuições Normal, Gumbel (máximo), Fréchet (3P) e Weibull (3P), com os testes de aderência de Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared. Na Tabela 4.6 apresentam-se os resultados obtidos para os testes de aderência utilizados para cada uma das distribuições de probabilidades selecionadas.

Tabela 4.6 Verificações dos testes de aderência para os dados da maré astronómica

	Kolmogorov - Smirnov				Anderson – Darling				Chi - Squared			
	Dobs	D0.05	p-value	Dec.	Dobs	D0.05	p-value	Dec.	Dobs	D0.05	p-value	Dec.
Normal	0.141	0.134	0.033	R	2.784	2.502	-	R	14.86	12.59	0.021	R
Gumbel	0.091	0.134	0.360	N	0.963	2.502	-	N	3.560	12.59	0.736	N
Fréchet	0.074	0.134	0.609	N	0.784	2.502	-	N	2.458	12.59	0.873	N
Weibull	0.051	0.134	0.946	N	0.310	2.502	-	N	3.714	12.59	0.715	N

N – não rejeita (H0); R – rejeita (H0); Tamanho da amostra=100; $\alpha=0.05$.

Como se pode observar a distribuição que melhor se ajusta à amostra é a de Weibull, porque apresenta o melhor valor da estatística de teste e não é rejeitada por nenhum dos testes de aderência. As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam os gráficos Q-Q Plot para as funções de Weibull e Fréchet, respetivamente.

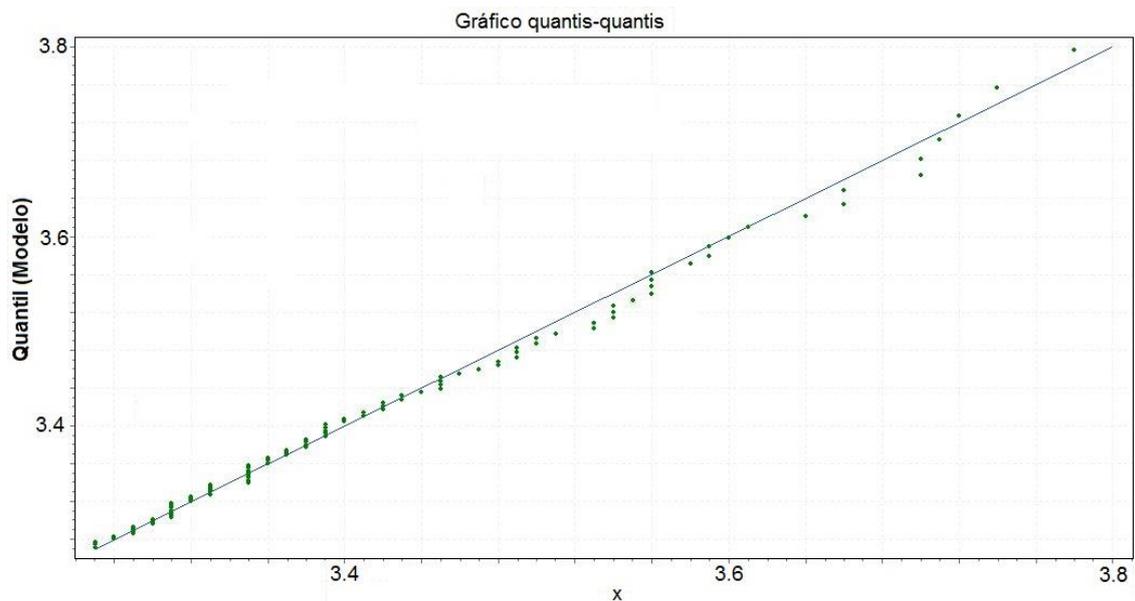


Figura 4.7 Q-Q Plot para a função de Weibull

A Figura 4.8 apresenta o histograma da amostra, e as funções de distribuição ensaiadas. Como se pode observar, o gráfico da distribuição de Weibull é a que melhor se ajusta à amostra.

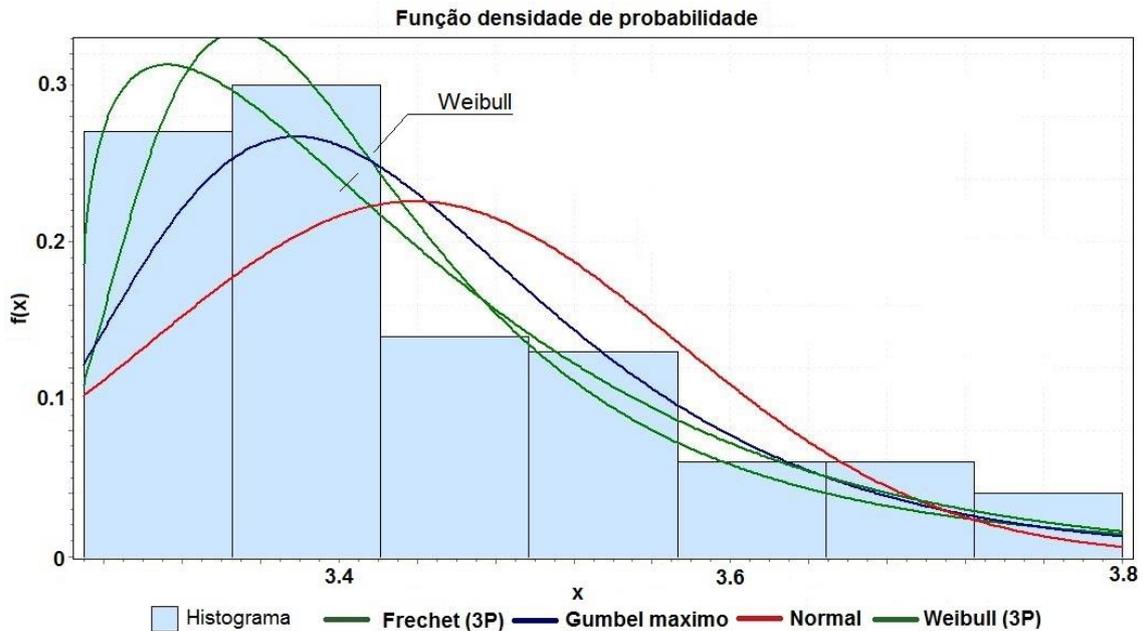


Figura 4.8 Histograma da amostra e sobreposição das funções de distribuição ensaiadas

Após a seleção da distribuição que melhor se ajusta à amostra recorreu-se à técnica de Monte Carlo para a geração de 1000 dados. Através da aplicação EasyFit obtiveram-se os três parâmetros de Weibull ($\alpha=1.218$; $\beta=0.18124$; $\gamma=3.2682$), que aplicados na função inversa da f.d. permitiram gerar os 1000 dados. Da amostra obtida foram selecionados os 10 valores máximos, que são apresentados na Tabela 4.7. Estes valores foram posteriormente utilizados no modelo hidrodinâmico, HEC-RAS, como condição de fronteira de jusante da linha de água.

Tabela 4.7 Dez alturas de marés astronómicas máximas geradas e selecionadas para dados de entrada no modelo hidráulico

#	$h_{\text{maré}}$ [m]
1	4.33
2	4.07
3	4.04
4	4.02
5	4.00
6	3.99
7	3.97
8	3.92
9	3.91
10	3.90

4.8. Modelação hidrodinâmica – HEC-RAS

Após a seleção dos 10 valores máximos de escoamento superficial e de alturas de marés, foi modelada a hidrodinâmica da Ribeira da Canada, recorrendo ao *software* HEC-RAS. Optou-se por analisar um troço da linha de água principal com uma extensão de 1764m, desde a estrada nacional 125 (EN125) até à Ria Formosa (fronteira de jusante). Ao longo do troço analisado foram definidas geometricamente 48 secções, naturais e artificializadas. Na Figura 4.9 encontram-se indicadas as secções caracterizadas ao longo do troço analisado.



Figura 4.9 Identificação das secções analisadas sobre a junção das cartas militares

As secções analisadas têm uma geometria diversa, sendo que algumas são naturais e outras artificializadas (em betão armado). Este troço também apresenta várias passagens hidráulicas, sendo que algumas apresentam uma secção muito reduzida. Nas Figuras 4.10 a 4.16 apresentam-se algumas fotografias das passagens hidráulicas e respetiva definição geométrica no HEC-RAS.

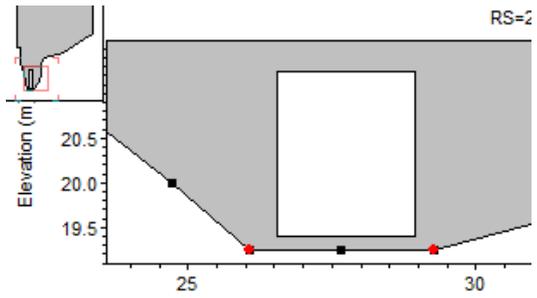


Figura 4.10 Seção 22.5

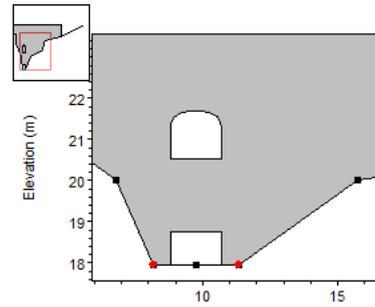


Figura 4.11 Seção 21.5

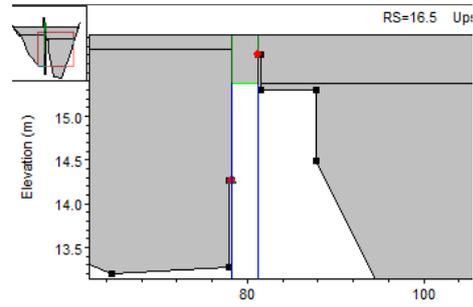


Figura 4.12 Seção 16.5 – passagem sob o caminho-de-ferro

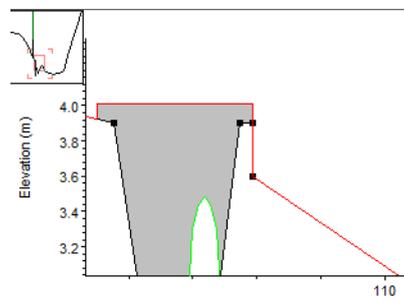


Figura 4.13 Seção 6.5

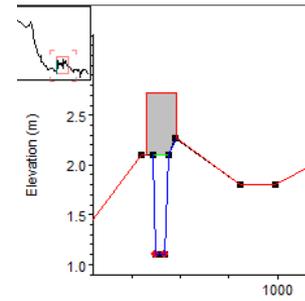


Figura 4.14 Secção 3.5

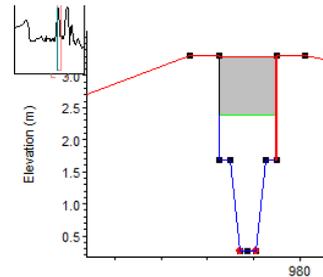


Figura 4.15 Secção 2.5 (dir.)

Após a definição das secções, foram introduzidos os caudais obtidos anteriormente com o *software* HEC-HMS, como dado de entrada, e as alturas de maré, como fronteira de jusante, fazendo assim 100 combinações. Considerou-se no modelo um regime subcrítico.

4.9. Apresentação dos resultados

O modelo hidrodinâmico, realizado com recurso ao *software* HEC-RAS, permite obter dois resultados, nomeadamente a altura da lâmina de água e a velocidade de escoamento. Uma vez que o objetivo deste estudo centra-se na determinação de áreas inundáveis, foram apenas recolhidos os resultados referentes à altura de escoamento. Observando-se o troço em análise, optou-se por seleccionar duas secções do troço onde se verificou a influência da altura de maré na altura de escoamento da linha de água principal.

Nas figuras que se seguem apresentam-se os perfis longitudinais para a combinação mais e menos desfavorável da amostra de dados utilizada, assim como os respetivos perfis transversais para as secções 7 e 8.

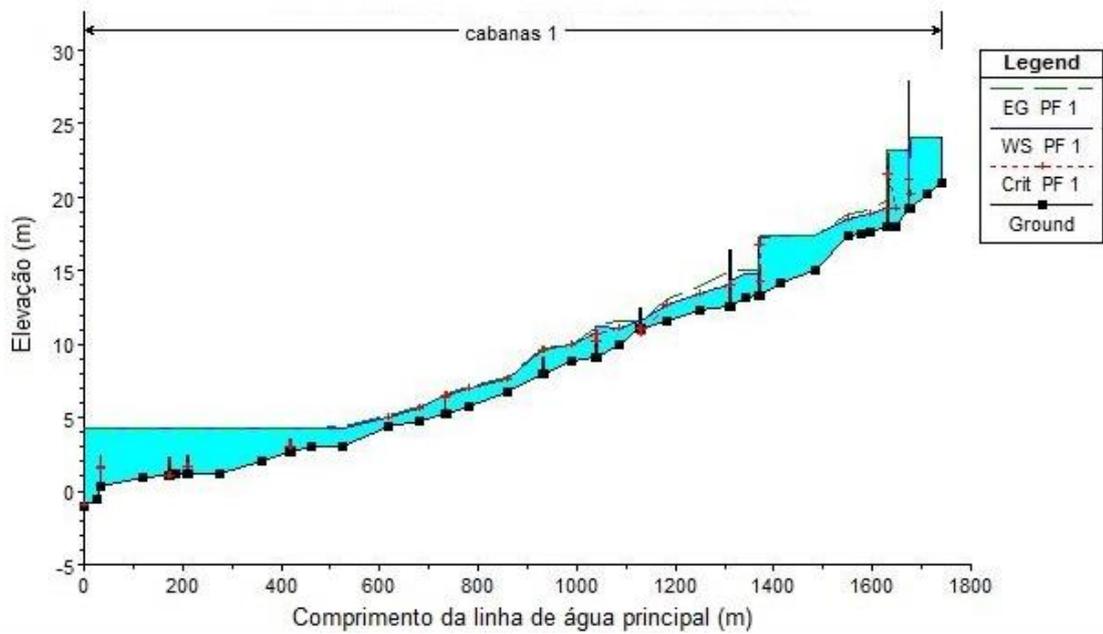


Figura 4.16 Perfil longitudinal para a situação com o maior escoamento e altura de maré mais elevada dos valores máximos obtidos

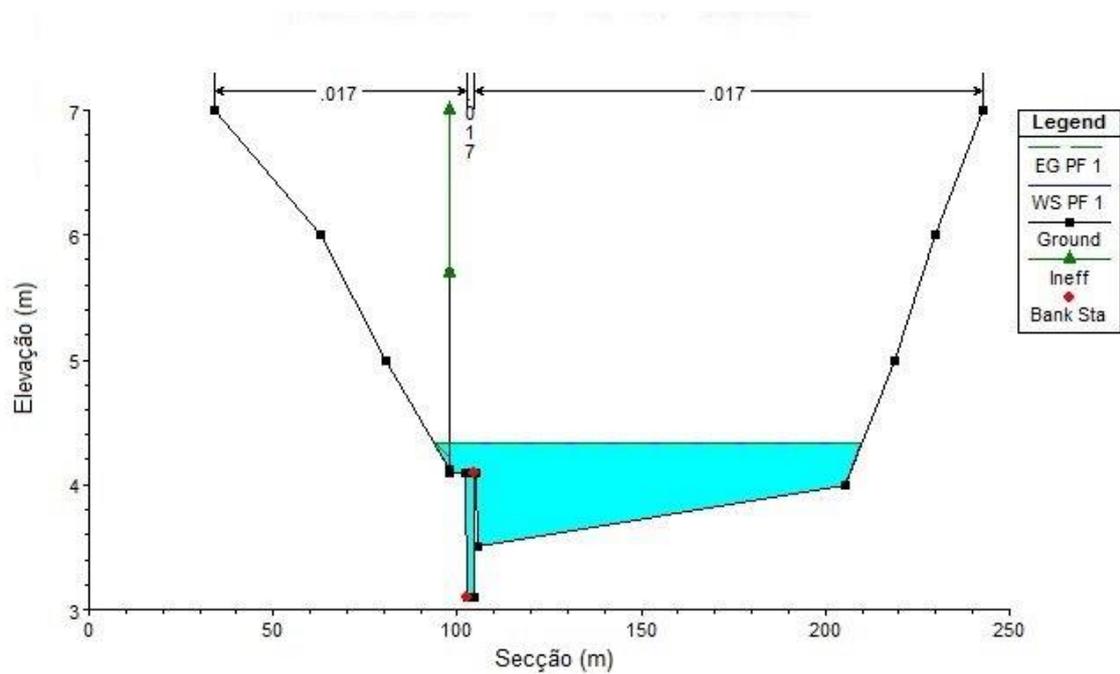


Figura 4.17 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 7, para a situação com o maior escoamento e altura de maré mais elevada dos valores máximos obtidos

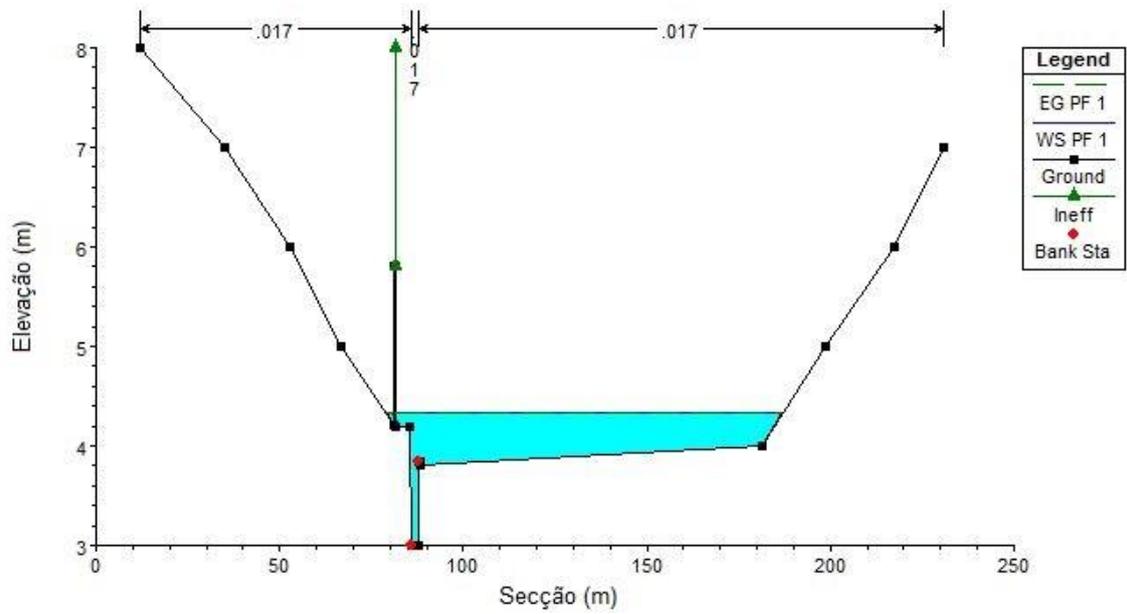


Figura 4.18 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 8, para a situação com o maior escoamento e altura de maré mais elevada dos valores máximos obtidos

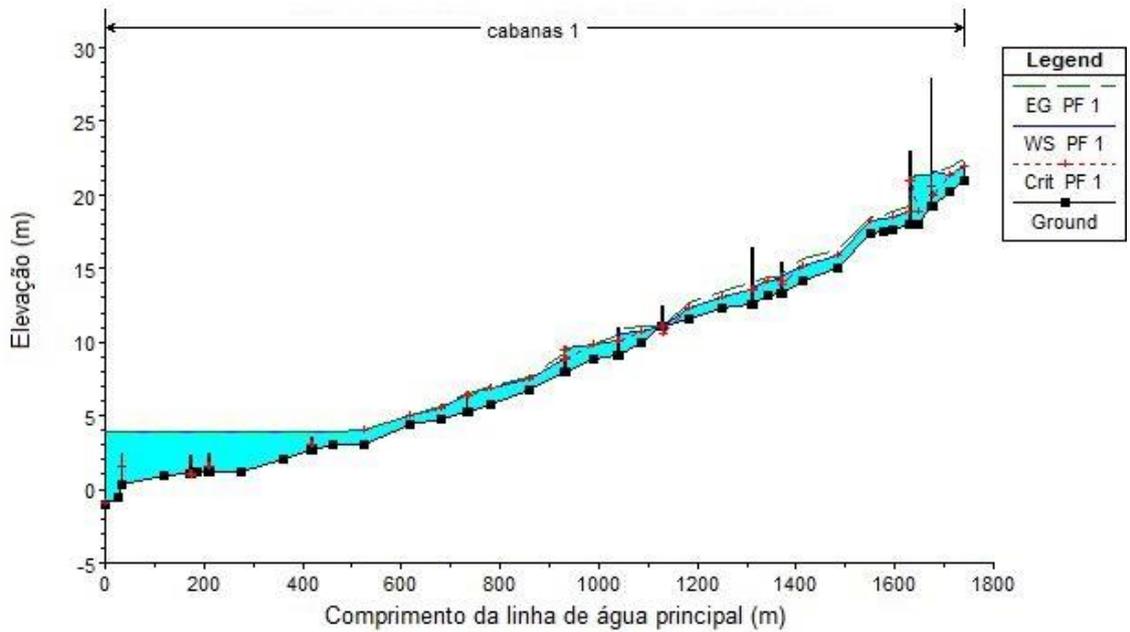


Figura 4.19 Perfil longitudinal para a situação com o menor escoamento e altura de maré mais baixa dos valores máximos obtidos

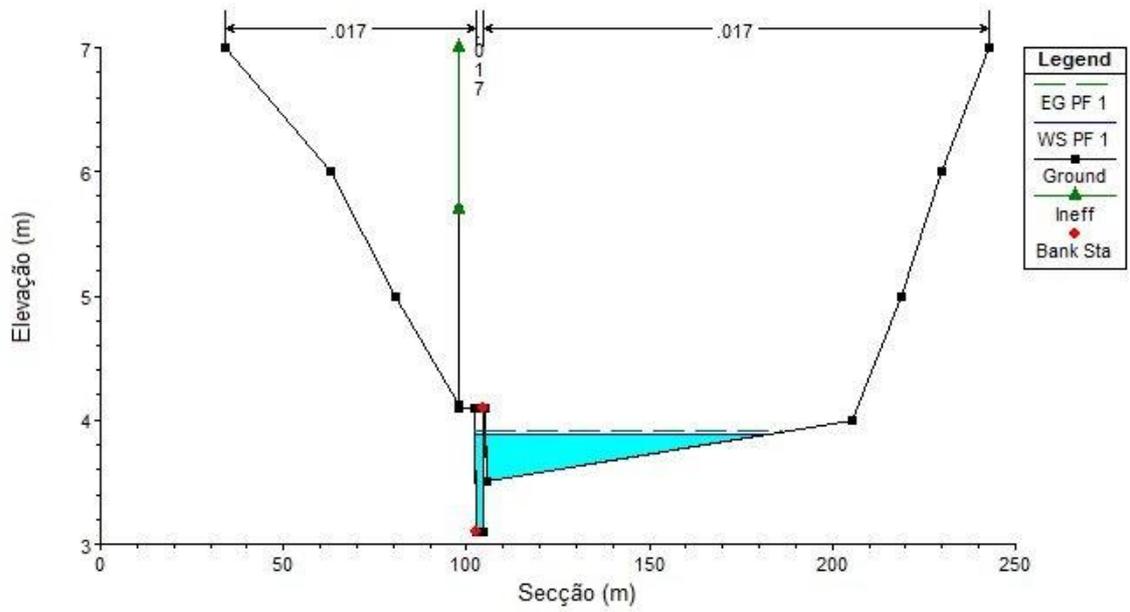


Figura 4.20 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 7, para a situação com o menor escoamento e altura de maré mais baixa dos valores máximos obtidos

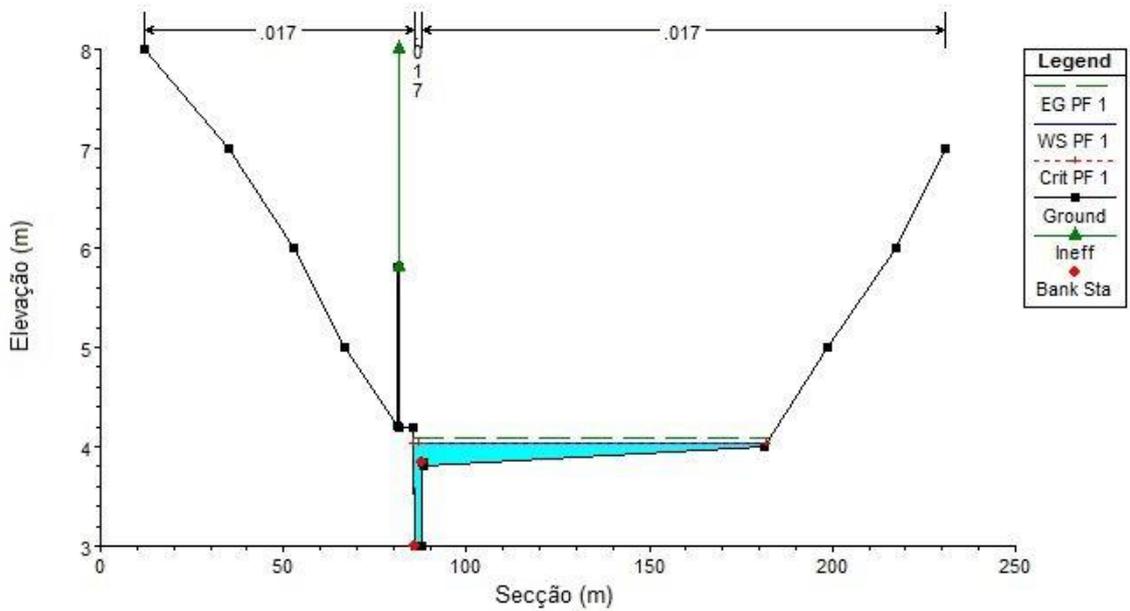


Figura 4.21 Perfil transversal da linha de água principal - Secção 8, para a situação com o menor escoamento e altura de maré mais baixa dos valores máximos obtidos

4.10. Análise de resultados

Os resultados apresentados na secção anterior permitiram tecer algumas considerações acerca da influência do escoamento superficial e da altura de maré na altura do escoamento da Ribeira da Canada. Para os valores máximos destas variáveis utilizados neste estudo, verificou-se que a influência da maré faz-se sentir até 440m e 490m, a montante da foz da linha de água principal, para a situação analisada mais e menos desfavorável, respetivamente.

Os resultados obtidos permitiram verificar que a influência da altura de maré é significativa relativamente ao caudal gerado pela bacia hidrográfica da Ribeira da Canada, devendo aquela ser considerada aquando do dimensionamento de secções artificializadas, de forma a reduzir o risco de inundação na localidade de Cabanas de Tavira.

Para o valor máximo de escoamento utilizado, verificou-se o galgamento de algumas secções mais reduzidas, na parte do troço mais a montante. Esta situação poderá provocar inundações pontuais, que poderão ser evitadas caso se realize um estudo de como ultrapassar algumas barreiras físicas, como as passagens hidráulicas da linha do caminho-de-ferro, secções alcatroadas e passagens superiores, sendo posteriormente executados trabalhos de reconstrução de algumas secções, manutenção e limpeza.

4.11. Determinação da influência relativa do escoamento superficial e da altura de maré na altura de escoamento

Nas secções anteriores foram apresentados os resultados obtidos a partir da modelação do escoamento da Ribeira da Canada. Pretende-se nesta secção identificar a influência relativa das duas variáveis estudadas na altura de escoamento, comparando-se para tal os resultados obtidos, tanto em função do escoamento superficial, como da altura de maré na fronteira de jusante. Para ilustrar esta influência relativa foram seleccionadas as secções 7 e 8, distanciadas entre si por 60m.

Dos resultados obtidos foram seleccionadas as alturas de escoamento superficial para o escoamento máximo (para as dez alturas de maré mais elevadas na fronteira de jusante) e para a altura de maré mais elevada (para os dez caudais mais elevados na Ribeira da Canada). As Tabelas 4.8 e 4.9 apresentam os valores obtidos, onde se verifica que a altura de maré é o parâmetro que gera alturas de escoamento mais elevadas, mesmo para os caudais mais elevados.

Na Tabela 4.8, verificou-se que na secção 7, mais a montante, o efeito da altura de maré apenas se faz sentir a partir dos 3.97m, sendo até aí o escoamento superficial que condiciona a altura da lâmina de água. Na secção 8, mais a jusante, tal como esperado a influência da altura de maré sobre a altura do escoamento é mais significativa, sentindo-se até aos 4.07m. Verifica-se então que a altura de escoamento é fortemente condicionada pela fronteira de jusante, neste caso a altura de maré da Ria Formosa.

Tabela 4.8 Altura de escoamento da linha de água principal para as secções 7 e 8. Resumem-se os valores de dez simulações para o maior valor de escoamento superficial ($17.80\text{m}^3/\text{s}$) e para as dez maiores alturas de maré.

#	Q	H _{maré}	Secção 7	Secção 8
1	17.80	4.33	1.23	1.34
2	17.80	4.07	0.98	1.09
3	17.80	4.04	0.93	1.09
4	17.80	4.02	0.90	1.09
5	17.80	4.00	0.88	1.09
6	17.80	3.99	0.87	1.09
7	17.80	3.97	0.84	1.09
8	17.80	3.92	0.78	1.09
9	17.80	3.91	0.78	1.09
10	17.80	3.90	0.78	1.09

Na Tabela 4.9 encontram-se registadas as alturas da lâmina de água nas secções 7 e 8, para o maior valor de altura de maré (4.33m) e para os dez maiores valores de escoamentos superficiais. Verificou-se que a altura de maré é o parâmetro mais condicionante, influenciando a altura da lâmina de água para nove caudais máximos, tendo-se identificado uma variação da altura da lâmina de água apenas para o maior caudal ($17.80\text{m}^3/\text{s}$) na secção mais a montante (secção 8).

Tabela 4.9 Altura de escoamento da linha de água principal para as secções 7 e 8. Resumem-se os valores de dez simulações para o maior valor de altura de maré (4.33m) e para os dez maiores escoamentos superficiais.

#	Q	H _{maré}	Secção 7	Secção 8
1	17.80	4.33	1.23	1.34
2	14.00	4.33	1.23	1.33
3	13.70	4.33	1.23	1.33
4	13.60	4.33	1.23	1.33
5	12.60	4.33	1.23	1.33
6	11.60	4.33	1.23	1.33
7	11.20	4.33	1.23	1.33
8	11.10	4.33	1.23	1.33
9	10.30	4.33	1.23	1.33
10	9.50	4.33	1.23	1.33

Foi realizada uma análise gráfica para verificação do parâmetro com maior influência na altura escoamento. Para tal foi gerado um gráfico em função dos dois parâmetros em análise para cada uma das secções selecionadas, 7 e 8, como apresentado nas Figuras 4.22 e 4.23, respetivamente. Com vista a facilitar a interpretação dos resultados, optou-se por construir um gráfico com isolinhas de altura de água (escala de cinzentos), sendo que o eixo vertical corresponde à altura de maré e o eixo horizontal ao escoamento superficial.

Na Figura 4.22 verifica-se que a altura de maré tem uma maior influência sobre a altura de escoamento, relativamente ao escoamento superficial, mas esta situação deixa de acontecer a partir do momento em que o escoamento da linha de água principal é superior a $14.5\text{m}^3/\text{s}$. Ou seja, até um escoamento superficial de $14.5\text{m}^3/\text{s}$ a altura de maré é que mais influência a altura da lâmina de água, sendo a partir deste valor, o escoamento superficial o parâmetro com maior influência na mesma.

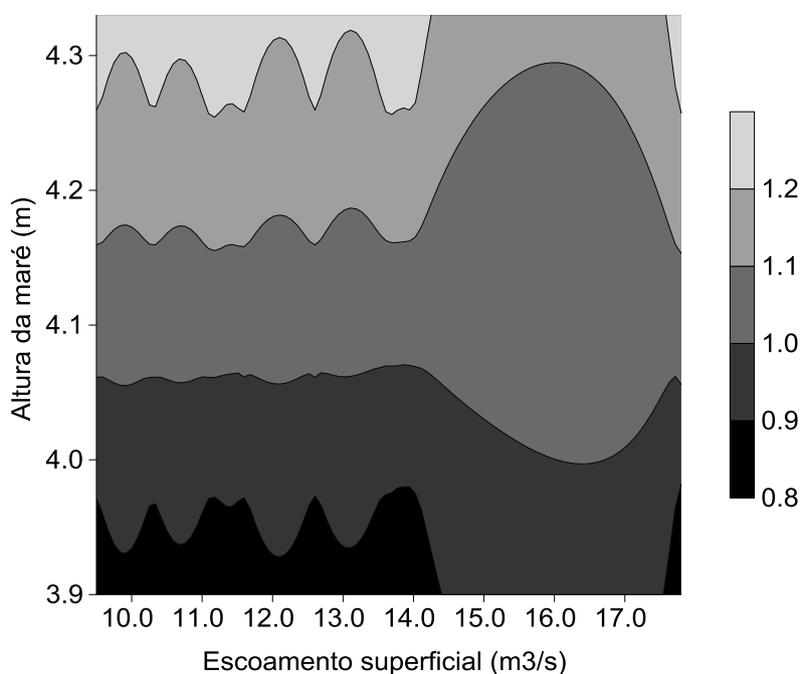


Figura 4.22 Altura de lâmina de água na Ribeira da Canada (escala de cinzentos) em função do escoamento superficial e da altura de maré – secção 7

Na Figura 4.23, verifica-se que a altura de maré é o parâmetro mais condicionante da altura da linha de água principal até a um escoamento superficial de $14.5\text{m}^3/\text{s}$, a partir do qual passa a ser o escoamento superficial o parâmetro mais condicionante, o que gera uma elevação da lâmina de água, tal como verificado para a secção 7.

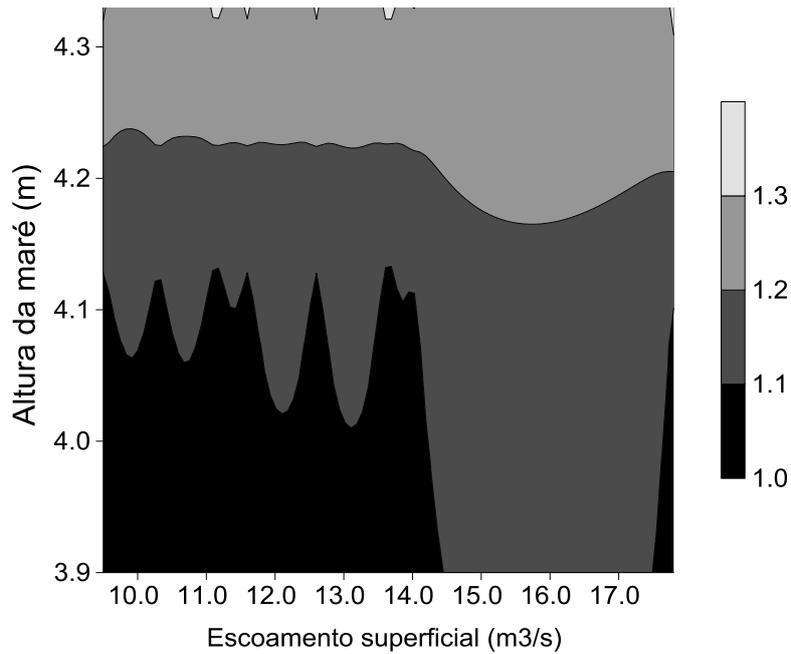


Figura 4.23 Altura da lâmina de água na Ribeira da Canada (escala de cinzentos) em função do escoamento superficial e da altura de maré – secção 8

Com a representação gráfica dos resultados, confirma-se que a influência da altura de maré é mais significativa na secção 7, como esperado, e que tem uma maior influência sobre a altura da lâmina de água para escoamentos inferiores a $14.5\text{m}^3/\text{s}$. Verificou-se que só para alturas de marés superiores a 4.20m é que o escoamento superficial deixa de ser relevante nas secções em estudo.

5. Conclusão

A ocorrência de inundações urbanas costeiras continua a ser alvo de estudos, de modo a prever e evitar situações de desastre, que poderão originar perdas humanas e materiais, causando assim importantes prejuízos sociais, económicos e ambientais. A delimitação das áreas de inundação é uma das formas de prever inundações, promovendo a proteção de vidas e bens materiais. No entanto, o período de retorno considerado na elaboração destes planos, nem sempre tem em conta outras variáveis para além do escoamento causado pela precipitação. Neste trabalho, foi tida em conta a precipitação-escoamento e as alturas de maré astronómica para determinação de níveis de inundação (altura da lâmina de água).

O estudo hidrológico da bacia hidrográfica é o primeiro passo para a análise do comportamento de uma linha de água, sendo necessário realizar uma caracterização fisiográfica da bacia, analisar as condições e usos dos solos, definir um modelo meteorológico e recolher dados de precipitação a partir de estações meteorológicas ou calcular precipitações a partir de fórmulas empíricas. Após a recolha destes dados desenvolve-se um modelo hidrológico, de forma a obter os caudais máximos gerados pela bacia em função dos dados de precipitação.

As amostras recolhidas para o caso de estudo eram de pequenas dimensões, verificando-se a necessidade de gerar mais valores para obter amostras de valores máximos de maior dimensão. As funções de distribuição que melhor se ajustam aos dados de precipitação máxima mensal são as distribuições Normal e de Gumbel (máximos), sendo que esta última apresenta melhores resultados nos testes de aderência. Por outro lado, aos dados da maré astronómica as distribuições de Fréchet (3P) e Weibull (3P) são as que melhor se ajustam à amostra, sendo que a última é a que melhor se ajusta, de acordo com os testes de aderência. Recorreu-se ao método de Monte Carlo para gerar mais dados, sendo posteriormente selecionados 10 valores máximos de precipitação e de altura de maré.

Para a obtenção da altura de escoamento da linha de água principal, desenvolveu-se um modelo hidrodinâmico, no qual foram inseridos os escoamentos obtidos a partir do modelo hidrológico, as alturas de maré e as características de algumas secções e passagens hidráulicas do troço em estudo. Os resultados obtidos permitem concluir que a altura de maré condiciona a altura de escoamento da linha de água principal até 490m da foz, provocando o galgamento das secções existentes nesse troço e consequentemente inundações.

Os resultados obtidos, para o caso de estudo da ribeira da Canada, permitem concluir que a maré, como condição de fronteira de jusante, tem uma elevada importância aquando da definição de áreas de zonas inundáveis para um determinado tempo de retorno. O tempo de retorno não deverá ter apenas em conta a precipitação máxima, mas sim a sua simultaneidade com picos de maré.

Numa fase posterior pretende-se aplicar a teoria das cópulas para estudar a simultaneidade entre os eventos de precipitação e picos de maré, de forma a estimar períodos de retorno, que consideram a ocorrência dos dois acontecimentos.

Referências bibliográficas

Abd-Elfattah, A. M. e Omima, A. M., 2009. Estimation of the unknown parameters of the generalized Frechet distribution. *Journal of Applied Sciences Research*, 5(10), 1398-1408.

Aijaz, S., Hartley, P., Miselis, P., Collett, M. J. e Dayananda, K. G., 2011. *Joint probability of sea levels and rainfall at Tauranga Harbour*. Brisbane, Engineers Australia.

Arora, D. K., Maurya, E. A. K. e Gautam, R. A., 2013. Exact modelling and analytical study of annual maximum rainfall with Gumbel and Frechet distributions using parameter estimation techniques. *World of Science Journal*.

Beirlant, J., Teugels, J. e Vynckier, P., 1996. *Practical analysis of extreme values*. Leuven University Press.

Beirlant, J., Goegebeur, Y., Segers, J. e Teugels, J., 2004. *Statistics of extremes: theory and applications*. John Wiley & Sons, New York.

Brandão, C., 1995. *Análise de precipitações intensas*. Tese de mestrado. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Brandão, C. e Rodrigues, R., 1998. Precipitações intensas em Portugal continental para períodos de retorno até 1000 anos. DSRH-INAG, Lisboa.

Brandão, C., Rodrigues, R. e Pinto da Costa, J., 2001. *Análise de fenómenos extremos – precipitações intensas em Portugal continental*. DSRH-INAF, Lisboa.

Bruun, J. T. e Tawn, J. A., 1998. Comparison of approaches for estimating the probability of coastal flooding. *Journal of Applied Statistics*, 47 (3), 405-423.

Castillo, E., Hadi, A. S., Balakrishnan, N. e Sarabia, J. M., 2005. *Extreme value and related models in engineering and science applications*. John Wiley & Sons, New York.

Chen, A. S., Djordjević, S., Leandro, J. e Savić, D. A., 2010. An analysis of the combined consequences of pluvial and fluvial flooding. *Water Science & Technology*, 62 (7), 1491-1498.

Coles, S., 2001. *An introduction to statistical modeling of extremes values*. Springer Series in Statistics.

Correia, F. N., 1983. *Métodos de análise e determinação de caudais de cheia. Tese apresentada a concurso para investigador auxiliar*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Cousineau, D., 2009. Fitting the three-parameter Weibull distribution: review and evaluation of existing and new methods. *Dielectrics and Electrical Insulation*, IEEE Transactions on, 16(1), 281-288.

- Cramér, H., 1946. *Mathematical Methods of Statistics*. Princeton: Princeton University Press.
- Cunnane, C., 1978. Unbiased Plotting Positions – a Review. *Journal of Hydrology*, 37, 205-222.
- Dias, A. T. G. S., 2003. *Caudais instantâneos máximos em Portugal continental, proposta de regionalização*. Tese de mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Embrechts, P., Kluppelberg, C. e Mikosch, T., 1997. *Modelling Extremal Events*. Springer-Verlag.
- Figueiredo e Silva, J. M., 2014. *Análise do Galgamento Onda a Onda em Estruturas Marítimas*. Tese de mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Fortunato, A. B., Li, K., Berlin, X. e Rodrigues, M., 2014. *Determination of extreme sea levels along de Portuguese coast*. Lisboa, Instituto Hidrográfico.
- Fréchet, M., 1927. *Sur la loi de probabilité de l'écart maximum*. Annales de la Societé Polonaise de Mathématique, 6, 93-117.
- Goodman, L.A. (1984). *The analysis of cross-classified data having ordered categories*. Harvard University Press, Cambridge, Massachusetts, USA.
- Hawkes, P. J., 2003. *Extreme water levels in estuaries and rivers: the combined influence of tides, river flows and waves*. R&D Technical Report FD0206/TR1 to Defra. HR Wallingford, UK.
- Hawkes, P.J. e Svensson, C., 2006. *Use of joint probability methods in flood management: a guide to best practice*. R&D Technical Report FD2308/TR2 to Defra. HR Wallingford, UK.
- Hawkes, P.J., 2008. Joint probability analysis for estimation of extremes. *Journal of Hydraulic Research*, 46 (2), 246-256.
- Hawkes, P. J., Gouldby, B. P., Tawn, J. A. e Owen, M. W., 2002. The joint probability of waves and water levels in coastal engineering design. *Journal of Hydraulic Research*, 40 (3), 241-251.
- Hossain, A. N. H. A, 2003. *Bangladesh: flood management*. Bangladesh: Technical Support Unit.
- HR Wallingford, 2000. *The joint probability of waves and water levels: JOIN-SEA: A rigorous but practical new approach*. HR Report SR537. UK.
- Isidoro, J. M. G. P., 2012. *Modelling the influence of storm movement and wind-driven rainfall on overland flow in urban areas*. Tese de doutoramento. Universidade de Coimbra.
- Johnson, N. L., Kotz, S. e Balakrishnan, N., 1994. *Continuous Univariate distributions*, Volume 1 (2nd edition). John Wiley & Sons.

- Leadbetter, M. R., Lindgren, G. e Rootzén, H., 1983. *Extremes and related properties of Random Sequences and Processes*. Springer Statist. Ser., Springer, Berlim.
- Lehmann, E. L., 1983. *Theory of point estimation*. Wiley and Sons, New York.
- de Lima, J. P., Martins, C. M. T., Mendes, M. G. T, Abreu, J. M., de Almeida, J. P. L. e de Lima, I. P, 2010. *Hidrologia urbana – Conceitos básicos*. Lisboa: Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos – Universidade de Coimbra.
- Loganathan, G. V., Kuo, C. Y. e Yannaccon, J., 1987. Joint probability distribution of streamflows and tides in estuaries. *Nordic Hydrology*, 18 (4-5), 237-246.
- Maunsell, 2004. *Modelling tailwater study*, final report no. 3462566, client report prepared by Maunsell Ltd for the North Shore City Council.
- van der Made, J. W., 1969. Design levels in the transition zone between the tidal reach and the river regime reach. *Hydrology of Deltas*, 2, 257-272.
- Mahdi, S., e Cenac, M., 2005. Estimating parameters of Gumbel Distribution using the methods of moments, probability weighted moments and maximum likelihood. *Revista de Matemática: Teoría y Aplicaciones*, 12(1-2), 151-156.
- McCullagh, P e Nelder, J.A., 1989. *Generalized linear models*. Chapman and Hall, New York, USA.
- McLachlan, G.J. e Krishnan, T., 1997. *The EM algorithm and extensions*. John Wiley and Sons, New York, USA.
- el-Mezouar, Z. C., 2010. Estimation the shape, location and scale parameters of the Weibull Distribution. *THEORY & APPLICATIONS*, 36.
- Naghetini, M. e Pinto, E. J. A., 2007. *Hidrologia Estatística*. Belo Horizonte: Serviço Geológico do Brasil.
- NOAA, 2014. *What is the difference between storm surge and storm tide?*. [Online] Disponível em: <http://oceanservice.noaa.gov/facts/stormsurge-stormtide.html> [Acedido a 05 de janeiro de 2015]
- Nwobi, F. N., e Ugomma, C. A., 2014. A Comparison of Methods for the Estimation of Weibull Distribution Parameters. *Advances in Methodology & Statistics/ Metodoloski zvezki*, 11(1), 65-78.
- de Oliveira, J. T., 1997. *Statistical analysis of extremes*. Editora Pendor, Évora.
- Pinto, F. T. e Neves, A. C., 2003. *A Importância da Consideração do Carácter Irregular da Agitação Marítima no Dimensionamento de Quebramares de Taludes*. Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal
- Pobočiková, I., e Sedláčková, Z., 2014. Comparison of Four Methods for Estimating the Weibull Distribution Parameters. *Applied Mathematical Sciences*, 8(83), 4137-4149.

Portela, M. M. e da Hora, G. R., 2002. Aplicação da fórmula racional à análise de cheias em Portugal Continental: valores de coeficiente C. 6.º Congresso da Água, Alfândega do Porto.

Portela, M. M. e Delgado, J. M., 2009a. *A new plotting position concept to evaluate peak flood discharges based on short samples*. Fifth International Conference on Sustainable Water Resources Management, WRM09 (Malta), 185-195, Wessex Institute, WITPress, Southampton.

Portela, M. M. e Delgado, J. M., 2009b. *Estimação de caudais de ponta de cheia a partir de amostras com reduzida dimensão*. Recursos Hídricos, 30 (1), 43-53, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH), Lisboa.

Purvis, M. J., Bates, P. D. e Hayes, C., 2008. A probabilistic methodology to estimate future coastal flood risk due to sea level rise. *Coastal Engineering*, 55 (12), 1062-1073.

Rao, C. R., 1973. *Linear Statistical Inference and its Applications*. New York: John Wiley & Sons.

Reed, D. W., 1999. *Flood estimation handbook, vol. 1: overview*. Institute of Hydrology, Wallingford, UK.

Reis, M. T. e Santos, J. A., 2011. Verificação da segurança de estruturas marítimas utilizando métodos probabilísticos de níveis II e III. *Territorium: Revista portuguesa de riscos, prevenção e segurança*, 18, 73-88.

Reiss, R-D. e Thomas, M., 2007. *Statistical Analysis of Extreme Values With Applications to Insurance, Finance, Hidrology and Other Fields*. Third Edition. Birkhauser Verlag.

Reiss, R. D. e Thomas, M., 2001. *Statistical Analysis of Extreme Values, with Applications to Insurance, Finance, Hydrology and Other Fields*. 2nd Edition. Birkhauser. Verlag.

Rosa, F. L., 2011. *Modelação estatística de caudais e de volumes de cheia em Portugal continental: análises convencional e bivariada*. Tese de mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Sandink, D., 2013. *Urban flooding in Canada, lot-side risk reduction through voluntary retrofit programs, code interpretation and by-laws*. Toronto: Institute for Catastrophic Loss Reduction.

Sousa, C. F. C. (2000). *Ajustamento de distribuições a dados de captura de pescado*. Tese de mestrado. Universidade de Évora.

Svensson, C. e Jones, D. A., 2002. Dependence between extreme sea surge, river flow and precipitation in Eastern Britain. *International Journal of Climatology*, 22 (10), 1149-1168.

Teimouri, M., e Gupta, A. K., 2013. On the three-parameter Weibull distribution shape parameter estimation. *Journal of Data Science*, 11(3), 403-414.

Theckethil, R., (2006). Building codes: A regulatory mechanism for reducing the vulnerability of urban areas. *Journal of Security Education*, 1, 95-106.

USACE, 2010. *HEC-HMS – River Analysis System – User’s Manual (version 3.5)*. Hydrologic Engineering Center, Davis.

Vivekanandan, N., 2013. Comparison of Parameter Estimation Procedures of Gumbel and Frechet Distributions for Modelling Annual Maximum Rainfall. *Wyno Journal of Engineering & Technology Research*, 1(1), 1-9

Westra, S., 2011. Investigation into de joint dependence between extreme rainfall and storm surge in the coastal zone. *Proceedings of the 34th World Congress of the International Association for Hydro-Environment Research and Engineering: 33^d Hydrology and Water Resources Symposium and 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering*. Engineers Australia, 543.

White, C. J., 2007. *The use of joint probability analysis to predict flood frequency in estuaries and tidal rivers*. PhD Thesis. University of Southampton.

Anexos

Anexo A – Características fisiográficas da bacia de drenagem

Anexo B – Coeficientes de escoamento, C

Anexo C – Curvas IDF (Decreto-Lei n.º 23/95)

Anexo D – Valores do coeficiente C da fórmula racional

Anexo E – Parâmetros de CN_{III}

Anexo F - Gráficos, testes de aderência e parâmetros das funções de distribuição, obtidos através da aplicação EasyFit

ANEXO A

Características fisiográficas da bacia de drenagem

Anexo A

Características fisiográficas da bacia de drenagem

Exemplos de características fisiográficas de bacias de drenagem, e a forma como afetam o coeficiente de escoamento superficial, C (adaptado de de Lima et al. (2010))

Características fisiográficas da bacia de drenagem	Comportamento esperado
Relevo	As áreas relativamente planas apresentam um C inferior ao das áreas com declives acentuados.
Infiltração	Solos com elevada infiltração (e.g., camada arenosa profunda) apresentam um C inferior ao de solos argilosos, com baixa capacidade de infiltração.
Cobertura vegetal	Áreas com denso coberto vegetal (e.g., relvados, arvoredos ou cobertura equivalente) têm um C inferior ao de áreas com coberto vegetal esparso, ou mesmo ausente.
Retenção superficial	Depressões superficiais do terreno (e.g., bacias de retenção urbanas, lagos, planícies alagáveis) que são origem a uma elevada acumulação de água conduzem a um C inferior ao de terrenos em que a acumulação da água superficial é negligenciável.

ANEXO B

Coeficientes de escoamento, C

Anexo B

Coeficientes de escoamento, C

Valores do coeficiente de escoamento C utilizados em superfícies específicas (adaptado de de Lima *et al.* (2010))

Descrição da área e superfícies	C
Pavimento	
Asfalto	0.70 - 0.95
Betão	0.80 - 0.95
Calçadas	0.75 - 0.85
Telhado	0.75 - 0.95
Cobertura relvada, solo arenoso	
Declive plano (0 a 2%)	0.05 - 0.10
Declive médio (2 a 7%)	0.10 - 0.15
Declive elevado (superior a 7%)	0.15 - 0.20
Cobertura relvada, solo pesado	
Declive plano (0 a 2%)	0.13 - 0.17
Declive médio (2 a 7%)	0.18 - 0.22
Declive elevado (superior a 7%)	0.25 - 0.35

Valores do coeficiente de escoamento C utilizados em zonas urbanas e periurbanas (adaptado de de Lima *et al.* (2010))

Descrição da ocupação da área	C
Edificação muito densa	
Zonas urbanas centrais, densamente construídas, com ruas e calçadas pavimentadas	0.70 - 0.95
Edificação não muito densa	
Zonas urbanas adjacentes ao centro, com menos densidade de construção, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	0.60 - 0.70
Edificações com poucas superfícies livres	
Zonas residenciais com elevada densidade de construção, com ruas pavimentadas.	0.50 - 0.60
Edificações com muitas superfícies livres	
Zonas residenciais com pouca densidade de construção com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0.25 - 0.50
Subúrbios com alguma edificação	
Zonas de arrabaldes e subúrbios urbanos com pequena densidade de construção	0.10 - 0.25
Matas, parques e campos de desporto	
Zonas rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de desporto sem pavimentação.	0.05 - 0.20

ANEXO C

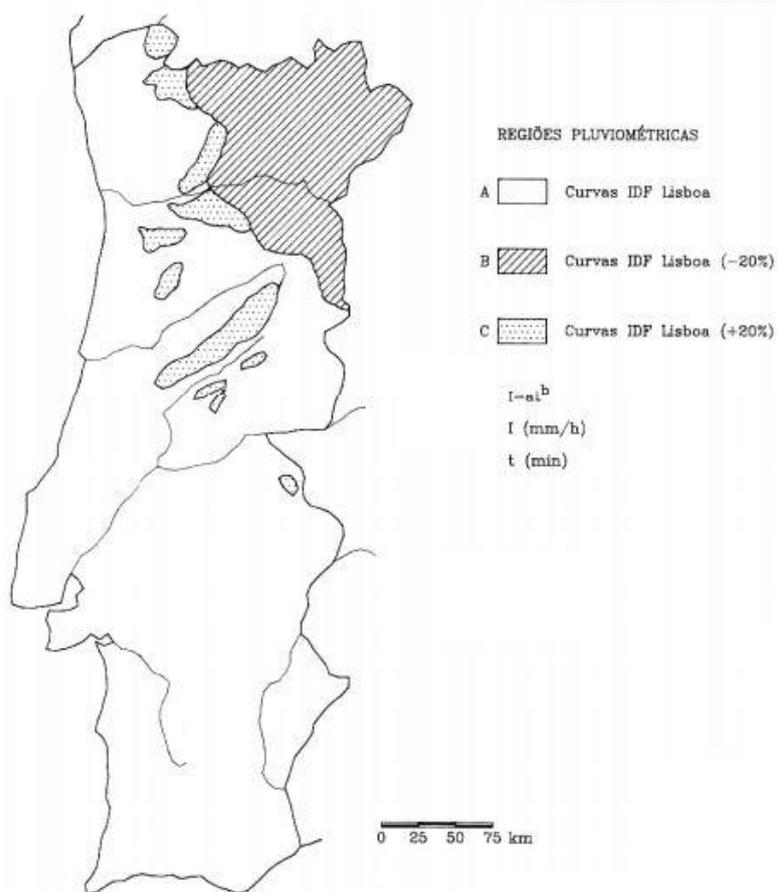
Curvas IDF (Decreto-Lei n.º 23/95)

Anexo C

Curvas IDF (Decreto-Lei n.º 23/95)

Parâmetros a e b para as regiões pluviométricas (anexo IX, do Decreto-Lei n.º 23/95, de 23 de agosto)

Regiões	A		B		C	
	a	b	a	b	a	b
2	202.72	-0.577	162.18	-0.577	243.26	-0.577
5	259.26	-0.562	207.41	-0.562	311.11	-0.562
10	290.68	-0.549	232.54	-0.549	348.82	-0.549
20	317.74	-0.538	254.19	-0.538	381.29	-0.538
50	349.54	-0.524	279.63	-0.524	419.45	-0.524
100	365.62	-0.508	292.50	-0.508	438.75	-0.508



Regiões pluviométricas (anexo IX, do Decreto-Lei n.º 23/95, de 23 de agosto)

ANEXO D

Valores do coeficiente C da fórmula racional

Anexo D

Valores do coeficiente C da fórmula racional (adaptado de Chow et al., 1988)

Tipo de ocupação	Período de Retorno, T_R (anos)					
	2	5	10	25	50	100
Zona urbana						
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95
Betões / telhados	0.75	0.80	0.88	0.88	0.92	0.97
Relvados						
Ocupando menos de 50% da área						
Declive de 0 a 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47
Declive de 2 a 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53
Declive superior a 7%	0.43	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55
Ocupando de 50 a 75% da área						
Declive de 0 a 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41
Declive de 2 a 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Declive superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53
Ocupando mais de 75% da área						
Declive de 0 a 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36
Declive de 2 a 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46
Declive superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51
Zona não urbana						
Terreno cultivado						
Declive de 0 a 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47
Declive de 2 a 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51
Declive superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54
Pastagem						
Declive de 0 a 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41
Declive de 2 a 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Declive superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53
Floresta						
Declive de 0 a 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39
Declive de 2 a 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47
Declive superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52

ANEXO E

Valores de CN_{II}

Anexo E

Nas seguintes tabelas apresentam-se os parâmetros de CN_{II}, para cada tipo de utilização ou cobertura do solo e condições de superfície.

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície	Tipo de solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	segundo o maior declive	64	76	84	88
	segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	segundo as curvas de nível e em terraços	60	71	79	82
Rotações de cultura	segundo o maior declive	62	75	83	87
	segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	segundo as curvas de nível e em terraços	57	70	78	82
Pastagens	pobre	68	79	86	89
	normal	49	69	79	84
	boa	39	61	74	80
	pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	normal, 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
Florestas	muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	abertas ou de baixa transpiração	46	68	78	84
	normal	36	60	70	76
	densas ou de alta transpiração	26	52	62	69
	muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

Valores do número de escoamento (CN) para regiões rurais

Utilização ou cobertura do solo	Condições de superfície		Tipo de solo				
			A	B	C	D	
Zonas cultivadas	sem medidas de conservação do solo		72	81	88	91	
	com medidas de conservação do solo		62	71	78	81	
Pastagens ou baldios	em más condições		68	79	86	89	
	em boas condições		39	61	74	80	
Prado em boas condições			30	58	71	78	
Bosques ou zonas florestais	Cobertura má		45	66	77	83	
	boa cobertura		25	55	70	77	
Relvados, parques, campos de golf, cenutérios, etc.	boas condições, relva cobrindo mais de 75% da área coberta		39	61	74	80	
	condições razoáveis, relva cobrindo de 50% a 75% da área		49	69	79	84	
Zonas comerciais e de escritórios	aproximadamente 85% de área permeável		89	92	94	95	
Zonas industriais	aproximadamente 72% de área impermeável		81	88	91	93	
Zonas residenciais	áreas médias dos lotes	percentagem média impermeável					
			< 500 m ²	65%	77	85	90
		1000 m ²	38%	61	75	83	87
		1300 m ²	30%	57	72	81	86
		2000 m ²	25%	54	70	80	85
		4000 m ²	20%	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.			98	98	98	98	
Arruamentos e estradas	asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98	
	Gravilha		76	85	89	91	
	Terra		72	82	87	89	

Valores do número de escoamento (CN) para regiões urbanas e suburbanas

ANEXO F

**Gráficos, testes de aderência e parâmetros das funções de distribuição,
obtidos através da aplicação EasyFit**

Distribuição Normal

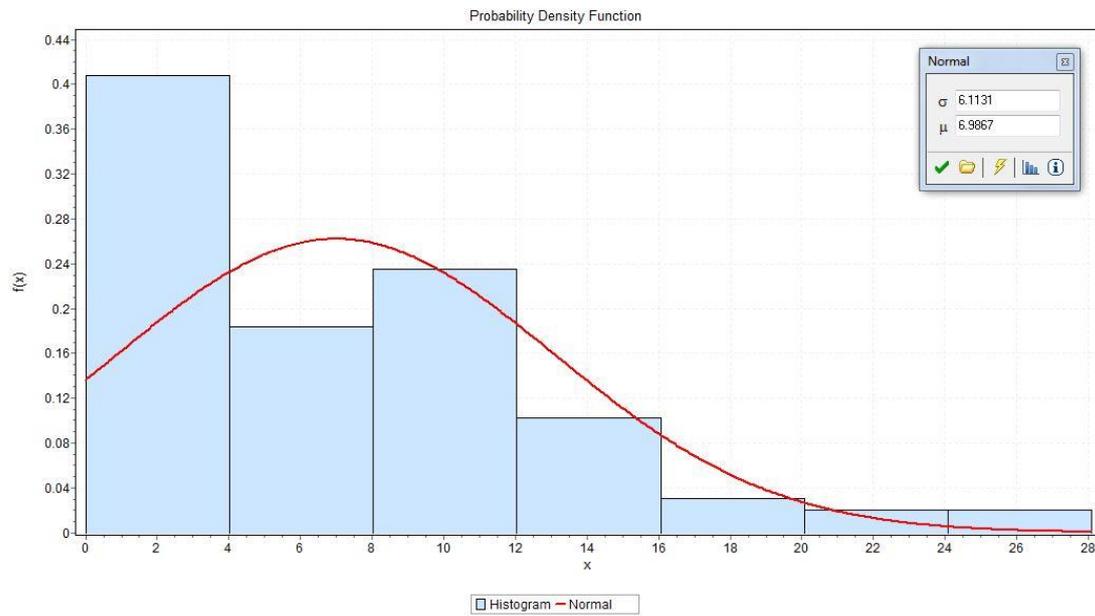


Figura a.i Histograma com f.d. Normal e respectivos parâmetros

Tabela a.i Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Normal [#40]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	98				
Statistic	0.12654				
P-Value	0.07935				
Rank	9				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10668	0.12187	0.13537	0.15137	0.16242
Reject?	Yes	Yes	No	No	No
Anderson-Darling					
Sample Size	98				
Statistic	2.023				
Rank	5				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	Yes	Yes	No	No	No
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	3.1456				
P-Value	0.79036				
Rank	1				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	No	No	No	No	No

Distribuição de Gumbel

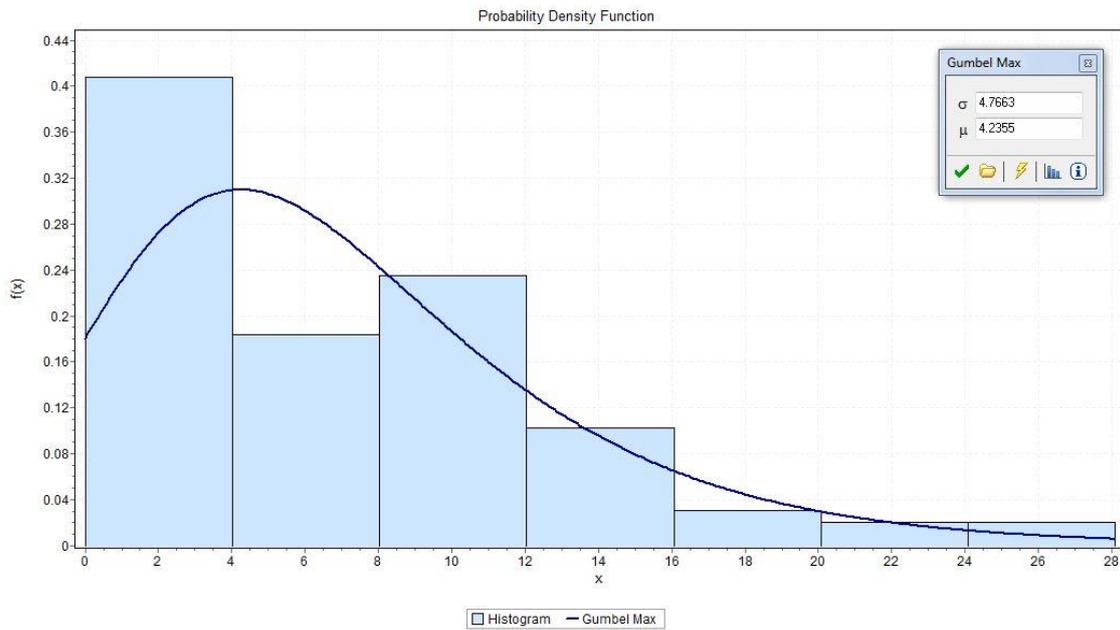


Figura a.ii Histograma com f.d. Gumbel Max e respectivos parâmetros

Tabela a.ii Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Gumbel Max [#25]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	98				
Statistic	0.11432				
P-Value	0.14274				
Rank	4				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10668	0.12187	0.13537	0.15137	0.16242
Reject?	Yes	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Sample Size	98				
Statistic	1.6371				
Rank	4				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	Yes	No	No	No	No
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	9.8777				
P-Value	0.1299				
Rank	8				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	Yes	No	No	No	No

Distribuição de Fréchet

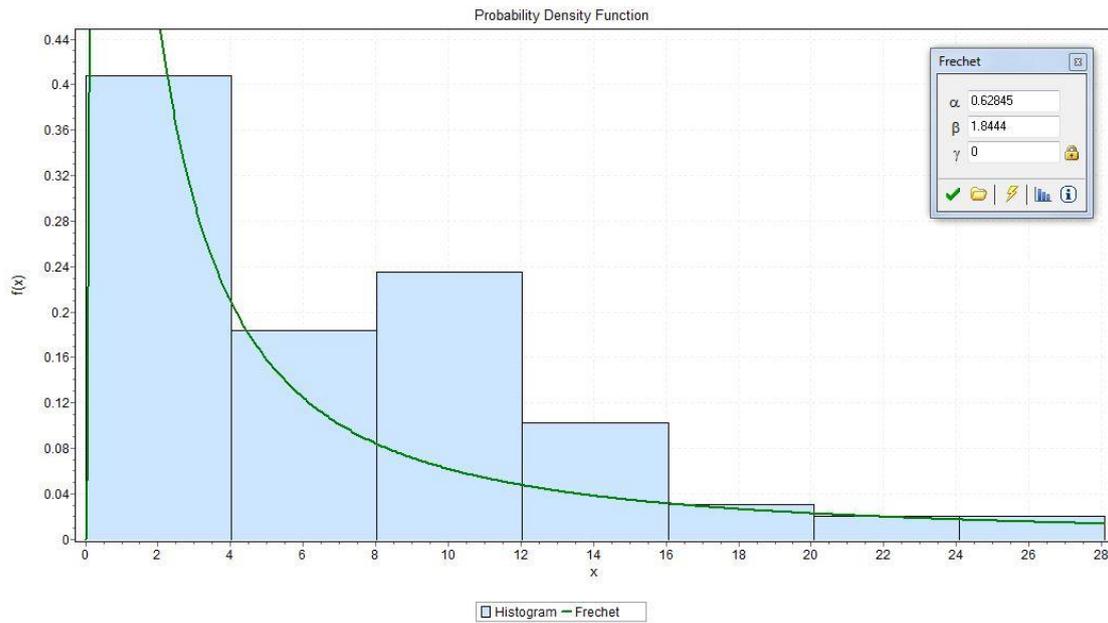


Figura a.iii Histograma com f.d. Fréchet e respectivos parâmetros

Tabela a.iii Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Fréchet [# 18]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	98				
Statistic	0.22437				
P-Value	8.1375E-5				
Rank	43				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10668	0.12187	0.13537	0.15137	0.16242
Reject?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Anderson-Darling					
Sample Size	98				
Statistic	15.826				
Rank	38				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Chi-Squared					
Deg. of freedom	4				
Statistic	39.735				
P-Value	4.9115E-8				
Rank	39				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	5.9886	7.7794	9.4877	11.668	13.277
Reject?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

Distribuição de Weibull

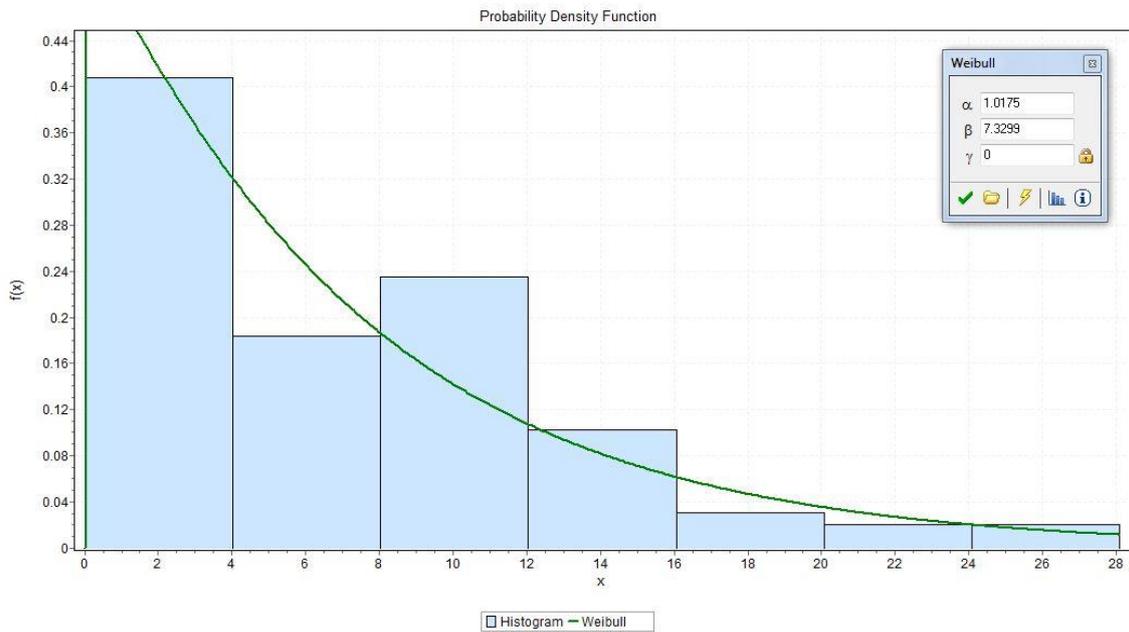


Figura a.iv Histograma com f.d. Fréchet e respectivos parâmetros

Tabela a.iv Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Weibull [#54]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	98				
Statistic	0.15362				
P-Value	0.01744				
Rank	27				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10668	0.12187	0.13537	0.15137	0.16242
Reject?	Yes	Yes	Yes	Yes	No
Anderson-Darling					
Sample Size	98				
Statistic	10.168				
Rank	21				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	32.82				
P-Value	1.1357E-5				
Rank	34				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

Maré astronómica

Distribuição Normal

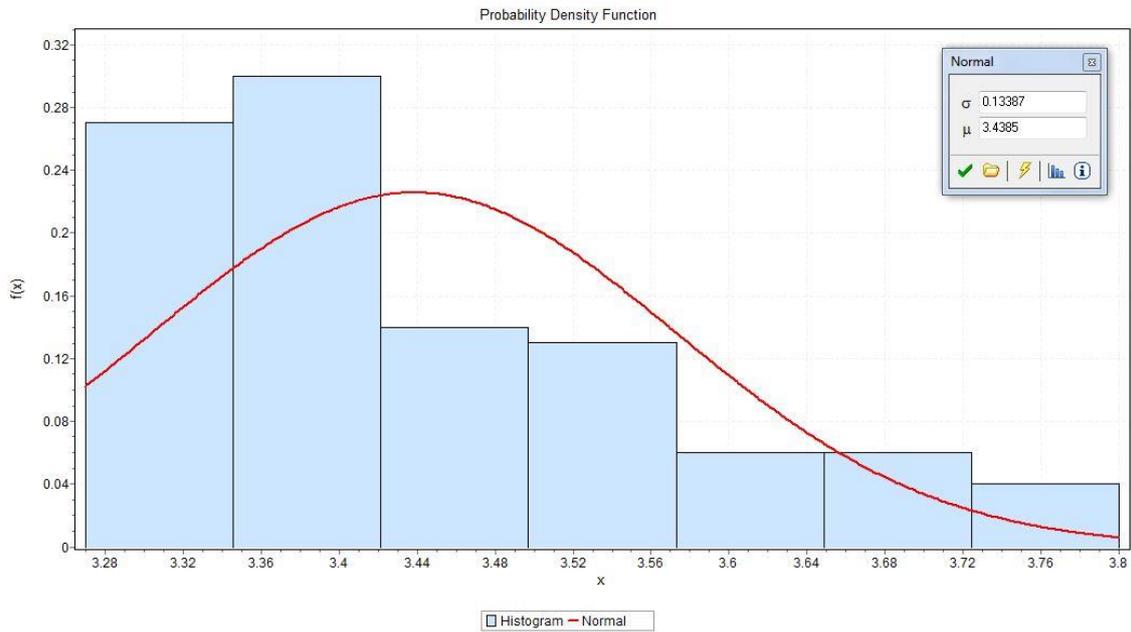


Figura a.v Histograma com f.d. Normal e respetivos parâmetros

Tabela a.v Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Normal [#42]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	100				
Statistic	0.14144				
P-Value	0.03299				
Rank	34				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10563	0.12067	0.13403	0.14987	0.16081
Reject?	Yes	Yes	Yes	No	No
Anderson-Darling					
Sample Size	100				
Statistic	2.7842				
Rank	30				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	Yes	Yes	Yes	No	No
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	14.861				
P-Value	0.02136				
Rank	35				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	Yes	Yes	Yes	No	No

Distribuição Gumbel

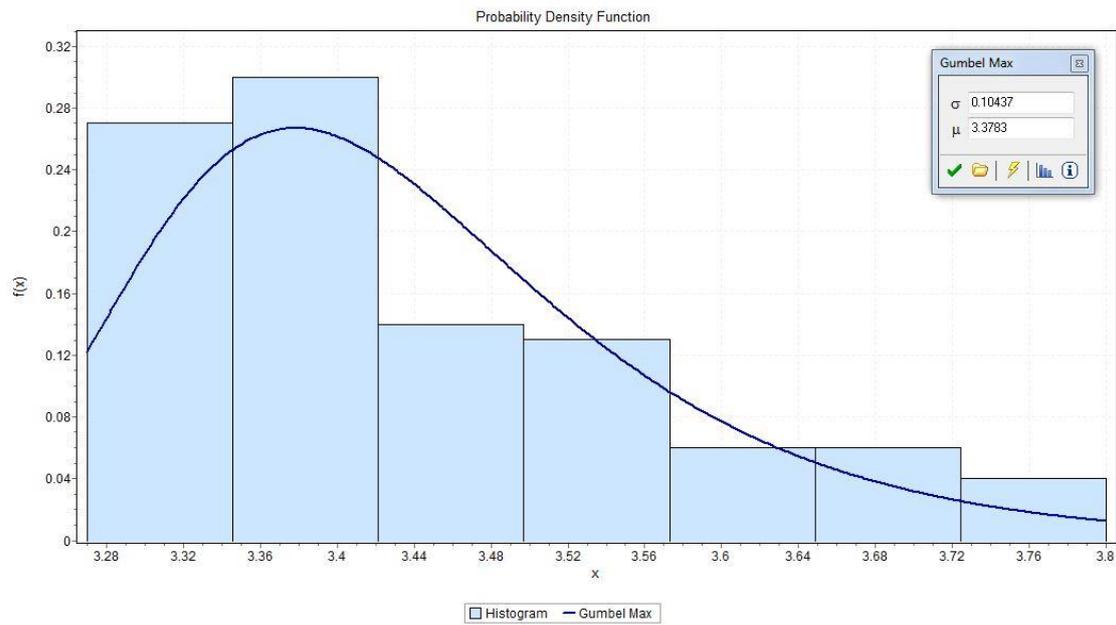


Figura a.vi Histograma com f.d. Gumbel Max e respectivos parâmetros

Tabela a.vi Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Gumbel Max [#24]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	100				
Statistic	0.0908				
P-Value	0.36001				
Rank	18				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10563	0.12067	0.13403	0.14987	0.16081
Reject?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Sample Size	100				
Statistic	0.96313				
Rank	15				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	No	No	No	No	No
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	3.5598				
P-Value	0.736				
Rank	8				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	No	No	No	No	No

Distribuição Fréchet

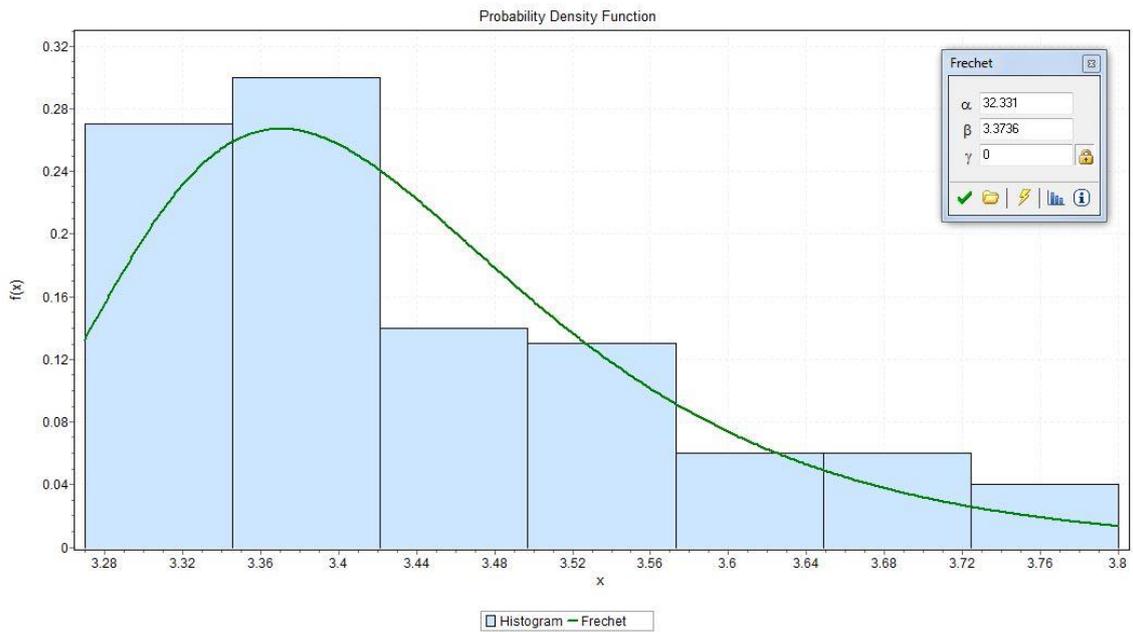


Figura a.vi Histograma com f.d. Fréchet e respetivos parâmetros

Tabela a.vi Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Fréchet [#16]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	100				
Statistic	0.07451				
P-Value	0.60865				
Rank	13				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10563	0.12067	0.13403	0.14987	0.16081
Reject?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Sample Size	100				
Statistic	0.784				
Rank	13				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	No	No	No	No	No
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	2.4578				
P-Value	0.87316				
Rank	5				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	No	No	No	No	No

Distribuição Weibull

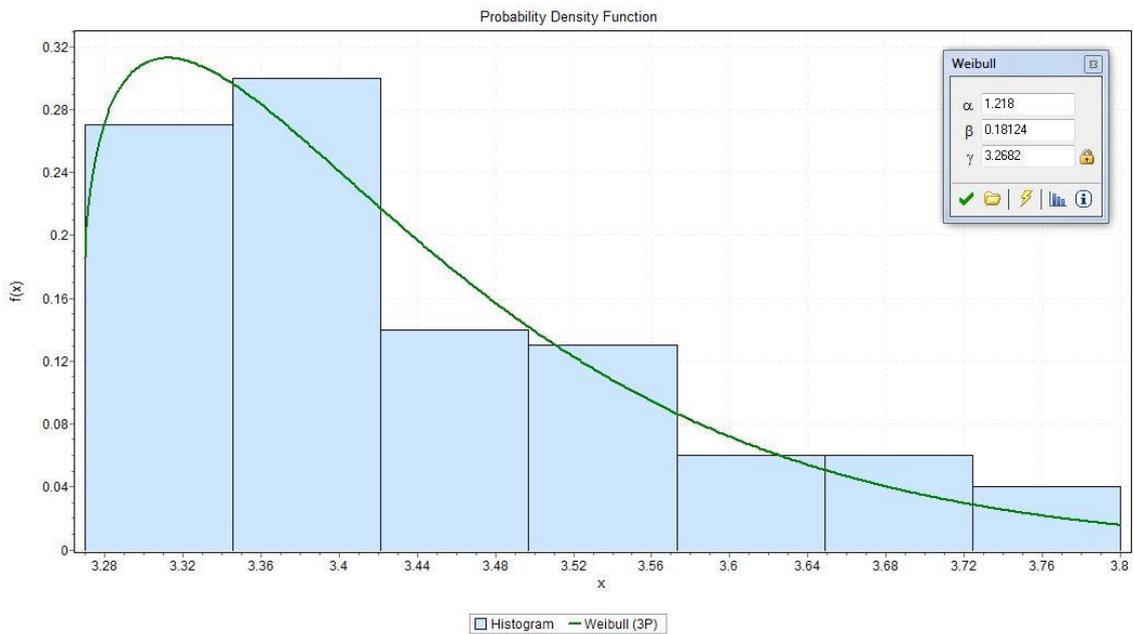


Figura a.vii Histograma com f.d. Fréchet e respetivos parâmetros

Tabela a.vii Testes de aderência Kolmogorov-Smirnov, Anderson-Darling e Chi-Squared

Goodness of Fit - Details [hide]					
Weibull (3P) [#58]					
Kolmogorov-Smirnov					
Sample Size	100				
Statistic	0.05097				
P-Value	0.94553				
Rank	2				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	0.10563	0.12067	0.13403	0.14987	0.16081
Reject?	No	No	No	No	No
Anderson-Darling					
Sample Size	100				
Statistic	0.3096				
Rank	3				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	1.3749	1.9286	2.5018	3.2892	3.9074
Reject?	No	No	No	No	No
Chi-Squared					
Deg. of freedom	6				
Statistic	3.7142				
P-Value	0.71528				
Rank	9				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Critical Value	8.5581	10.645	12.592	15.033	16.812
Reject?	No	No	No	No	No