

DM

**Caracterização, Simulação (à escala)  
e Modelação do Escoamento em Canais Artificiais**  
Aplicação a caso de estudo

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Rafael Freitas Camacho**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

setembro | 2015

**Caracterização, Simulação (à escala)  
e Modelação do Escoamento em Canais Artificiais**  
Aplicação a caso de estudo

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Rafael Freitas Camacho**  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR  
Sérgio António Neves Lousada



Centro de Competência de Ciências Exatas e da Engenharia

**Caracterização, simulação (à escala) e modelação  
do escoamento em canais artificiais. Aplicação a  
caso de estudo.**

Licenciado em Engenharia Civil (Pós-Bolonha)

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

por

**RAFAEL FREITAS CAMACHO**

Orientador

Prof. Doutor Sérgio António Neves Lousada

*(Universidade da Madeira)*

**setembro de 2015**



Título: Caracterização, simulação (à escala) e modelação do escoamento em canais artificiais. Aplicação a caso de estudo.

Palavras-Chave: Canal artificial; Escoamento em superfície livre; Cheias; Prevenção/Gestão; Laboratório de Hidráulica; ArcGis; HEC-RAS.

Keywords: Artificial channel; Free surface flow; Floods; Prevention/Management; Hydraulics Laboratory; ArcGis; HEC-RAS.

Autor: RAFAEL CAMACHO

CCEE - Centro de Ciências Exatas e da Engenharia

Campus Universitário de Penteada

9020-015 Funchal - Portugal. s/n

Telefone +351 291 705 230

Correio eletrónico: [secretariadocentros@uma.pt](mailto:secretariadocentros@uma.pt)

Funchal, Madeira



## AGRADECIMENTOS

Esta dissertação de mestrado representa o culminar de todos os meus anos de estudo e sacrifício. Com o contributo de determinadas pessoas e entidades, esta tarefa tornou-se muito mais fácil, exequível. Agradeço, formalmente:

aos meus pais, cujo sacrifício e apoio constantes me permitiram ser tudo o que sou e ter tudo o que tenho. Devo-vos tanto... encontro em vós a essência da minha educação e força;

ao Professor Doutor Sérgio António Neves Lousada, não só como orientador, mas também como amigo. Agradeço a sua disponibilidade, apoio constante e o rigor na transmissão de conhecimentos fundamentais subjacentes à temática e à metodologia de trabalho;

à reitoria da Universidade da Madeira, por disponibilizar o laboratório de Hidráulica e por proporcionar a oportunidade de aumentar o meu conhecimento na área de Engenharia Civil, subárea de Hidráulica;

a todos os funcionários da Direção Regional (da Madeira) do Ordenamento do Território e Ambiente, que nos atenderam com enorme profissionalismo. Uma especial ressalva ao seu diretor, João José Sales Fernandes Correia, pela cedência dos ficheiros MDT do concelho do Funchal, indispensáveis à prossecução deste trabalho;

a todos os funcionários da Delegação Regional (da Madeira) do Instituto Português do Mar e da Atmosfera que bem nos atenderam, e em especial, ao seu diretor, Victor Manuel Martins Soares Prior, pela partilha dos dados da precipitação diária, nas estações do Funchal e Areeiro. O meu muito obrigado;

ao Professor Ricardo Camacho, pelo seu apoio, simpatia e disponibilidade durante o processo de revisão ortográfica do presente documento;

aos meus amigos e colegas da UMa pela vossa amizade, apoio e boa disposição, em especial ao Roberto Gonçalves, pela prestável partilha de conhecimentos, no decorrer da componente prática desta dissertação.





## RESUMO

Os escoamentos no interior de zonas urbanas, apresentam grande heterogeneidade, pelo que a sua caracterização, requer uma formulação que incorpore explicitamente essa variabilidade espacial.

A caracterização, simulação (à escala) e modelação do escoamento em canais artificiais e a aplicação a um caso de estudo, no Laboratório de Hidráulica da UMa, representa o cerne desta dissertação.

Os objetivos principais desta dissertação são: a caracterização e desenvolvimento de ferramentas de simulação do comportamento do escoamento em canais artificiais, no caso de uma variação súbita dos caudais afluentes, mecanismos de prevenção de cheia; o desenvolvimento de um modelo de simulação hidrodinâmico, considerando os escoamentos variáveis em superfície livre no caso de situações de cheia, na simulação entre as condições variáveis das aflúncias, das condições hidromorfológicas do canal e da instalação e operação dos sistemas e regulação dos escoamentos; e ainda a análise da viabilidade da simulação (modelo) na gestão e prevenção de cheias em canais artificiais.

Numa primeira instância, procede-se à recolha de toda a informação bibliográfica disponível.

Com recurso aos modelos digitais do terreno e ao programa ArcGis, é efetuada toda uma exaustiva caracterização da bacia hidrográfica, relativa ao caso de estudo (canal artificial), a partir da qual foi possível obter os dados inerentes às características geométricas, características de relevo e características de drenagem.

Segue-se a análise da precipitação com recurso a folhas de cálculo e dados fornecidos pelas instituições pertinentes, de forma a obter valores de precipitação média diária e anual para aplicação de fórmulas, tanto para calcular valores de tempo de concentração, bem como caudais.

O próximo passo é selecionar os troços relevantes do canal em estudo e com recurso ao equipamento disponível no Laboratório de Hidráulica da UMa, à folha de cálculo programada e ao programa HEC-RAS procede-se à simulação/modelação/análise desses troços, comparando o resultado/comportamento simulado, com o expectável e entre os vários métodos.

Por fim, são expostas as conclusões, bem como algumas considerações finais e uma listagem de objetivos a manter ou alcançar nos próximos anos, onde se incluem, ações prioritárias e recomendações visando, não só melhorar o processo de caracterização do escoamento em canais artificiais, bem como simplificar a prevenção e gestão de cheias.

### **Palavras-Chave:**

Canal artificial; Escoamento em superfície livre; Cheias; Prevenção/Gestão; Laboratório de Hidráulica; ArcGis; HEC-RAS.



## **ABSTRACT**

The flow inside urban areas has great heterogeneity, whereby the characterization requires a formulation that explicitly incorporates this spatial variability.

The characterization, simulation (to scale) and modeling at UMa's Hydraulics Laboratory of the free surface flow in artificial channels and application to a case study represents the core of this dissertation.

The main objectives for this dissertation are: the characterization and development of simulation tools of the free surface flow behavior in artificial channels, in case of a sudden change in tributary streams, flood prevention mechanisms; the development of a hydrodynamic model simulation, considering the variable free surface flow in the case of a flood event, the simulation between the variable conditions of inflows, hydromorphological conditions of the channel and the installation and operation of systems and regulation of the flows; and also the analysis of the viability of the simulation (model) in management and flood prevention in artificial channels.

In the first instance the main goal is to collect all available bibliographical information.

Using digital terrain models and ArcGis an exhaustive characterization of the watershed on the case study (artificial channel) is made, from which it is possible to obtain data on the geometric characteristics, relief features and drainage characteristics.

The following is the analysis of rainfall, using spreadsheets and data provided by the relevant institutions in order to obtain values of daily and annual average precipitation for applying formulas, both for calculating concentration time values and flow rates.

The next step is to select the relevant sections of the channel under study and using the equipment available in the Hydraulics Laboratory, scheduled spreadsheet and HEC-RAS proceeds to the simulation/modeling/analysis of these sections, comparing the results/simulated behavior with the expected behavior and among themselves.

Finally the conclusions are exposed, as well as some final thoughts and a list of goals to maintain or achieve in the coming years, which includes priority actions and recommendations aimed not only to improve the flow characterization process in artificial channels as well as simplifying the prevention and management of floods.

### **Keywords:**

Artificial channel; Free surface flow; Floods; Prevention/Management; Hydraulics Laboratory; ArcGis; HEC-RAS.



## ÍNDICE DE MATÉRIAS

Capítulo 1 .....	1
Introdução.....	1
1.1. JUSTIFICATIVA .....	2
1.2. METODOLOGIA.....	3
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	4
Capítulo 2 .....	5
Enquadramento teórico.....	5
2.1. BACIA HIDROGRÁFICA .....	6
2.1.1. Delimitação da bacia hidrográfica .....	6
2.1.2. Características fisiográficas da bacia hidrográfica.....	7
2.1.2.1. Características geométricas .....	8
2.1.2.2. Características do sistema de drenagem.....	10
2.1.2.2.1. Constância do escoamento .....	10
2.1.2.2.2. Classificação dos cursos de água .....	11
2.1.2.2.3. Tempo de concentração.....	13
2.1.2.2.4. Densidade de drenagem.....	15
2.1.2.2.5. Densidade hídrica .....	15
2.1.2.2.6. Extensão média do escoamento superficial .....	16
2.1.2.2.7. Sinuosidade do curso de água .....	16
2.1.2.3. Características do relevo .....	16
2.1.2.3.1. Hipsometria.....	16
2.1.2.3.2. Altitude e altura média .....	18
2.1.2.3.3. Coeficiente de massividade e orográfico.....	18
2.1.2.3.4. Inclinação média das vertentes da bacia.....	18
2.1.2.3.5. Perfil longitudinal de um rio .....	20
2.1.2.3.6. Declive médio do curso de água .....	21
2.1.2.3.7. Declive equivalente do curso de água.....	21
2.1.2.3.8. Declive 10-85 do curso de água.....	22
2.1.2.3.9. Índice de relevo.....	22
2.1.2.3.10. Índice de declive da bacia .....	22
2.1.2.3.11. Padrão de drenagem .....	23
2.1.2.4. Geologia, solos e coberto vegetal.....	24
2.2. TIPOS E REGIMES DE ESCOAMENTO.....	26
2.2.1. Variação no tempo.....	26
2.2.2. Variação no espaço .....	26
2.2.3. Número de Froude e de Reynolds .....	27

2.3. CARACTERIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL .....	28
2.4. CAUDAL DE PONTA DE CHEIA .....	29
2.4.1. Considerações gerais .....	29
2.4.1.1. Fórmulas empíricas .....	29
2.4.1.1.1. Fórmula de Forti.....	29
2.4.1.1.2. Fórmula de Iskowski.....	29
2.4.1.1.3. Fórmula de Pagliaro .....	30
2.4.1.1.4. Fórmula de Whistler .....	31
2.4.1.2. Fórmulas cinemáticas.....	31
2.4.1.2.1. Fórmula racional .....	31
2.4.1.2.2. Fórmula de Giandotti.....	33
2.4.1.2.3. Fórmula de Mockus.....	33
2.4.1.2.4. Fórmula de Temez .....	34
2.5. HIDROGRAMAS DE CHEIA.....	37
2.5.1. Considerações gerais .....	37
2.5.2. Hidrograma - forma e fatores que a influenciam.....	38
2.5.2.1. Forma do hidrograma .....	38
2.5.2.2. Fatores que afetam a forma do hidrograma.....	40
2.5.3. Hidrograma unitário e chuva unitária.....	42
2.6. CURVAS DE REGOLFO - CANAIS PRISMÁTICOS.....	45
Capítulo 3 .....	47
Caracterização da área em estudo/enquadramento na região .....	47
3.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....	48
3.2. ENQUADRAMENTO E CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO.....	49
3.2.1. ArcGis 10.2 - Metodologia.....	49
3.2.1.1. Metodologia inicial .....	50
3.2.1.2. Metodologia de análise.....	56
3.2.1.2.1. Área e perímetro .....	56
3.2.1.2.2. Curva hipsométrica .....	56
3.2.1.2.3. Perfil longitudinal do curso de água principal .....	57
3.2.1.2.4. Hierarquização dos cursos de água .....	57
3.2.1.2.5. Comprimento da bacia .....	58
3.2.1.2.6. Declive médio da bacia .....	59
3.2.1.2.7. Estações udométricas .....	59
3.2.2. Caracterização das bacias hidrográficas.....	59
Capítulo 4 .....	63
Procedimento experimental .....	63

Resultados.....	63
4.1. INSTALAÇÕES A UTILIZAR E CARACTERIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS .....	64
4.1.1. Instalações.....	64
4.1.2. Equipamentos.....	65
4.1.2.1. Canal multifunções .....	65
4.1.2.2. Indicador de nível .....	67
4.2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL E TRATAMENTO DE DADOS .....	68
4.2.1. Precipitação .....	68
4.2.1.1. Análise de precipitações intensas.....	68
4.2.1.2. Precipitação média sobre uma bacia hidrográfica.....	68
4.2.1.3. Organização e tratamento de dados.....	71
4.2.1.3.1. Metodologia inicial.....	71
4.2.1.3.2. Análise probabilística .....	73
4.2.2. Modelação .....	76
4.2.2.1. HEC-RAS .....	76
4.2.2.1.1. Inserção de dados.....	76
4.2.2.1.2. Análise .....	78
4.2.2.2. Folha de cálculo .....	80
4.2.2.2.1. Determinação do coeficiente de rugosidade.....	81
4.2.2.3. Laboratório - canal multifunções.....	82
4.2.2.3.1. Processo.....	83
4.2.2.3.2. Efeitos da redução geométrica.....	84
4.3. RESULTADOS .....	84
Capítulo 5 .....	87
Considerações finais.....	87
5.1. ANÁLISE DE RESULTADOS .....	88
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	90
Bibliografia.....	91
Anexos.....	93





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Metodologia adotada. ....	3
Figura 2 - Bacia hidrográfica de Machico - exemplo.....	6
Figura 3 - Limites dos escoamentos superficial e subterrâneo. ....	7
Figura 4 - Bacia alongada ou longitudinal. ....	8
Figura 5 - Bacia arredondada. ....	8
Figura 6 - Bacia radial ou ramificada.....	9
Figura 7 - Curso de água perene. ....	10
Figura 8 - Curso de água intermitente.....	11
Figura 9 - Curso de água efémero. ....	11
Figura 10 - Classificação de Strahler (1957) - exemplo.....	12
Figura 11 - Aplicação do método de Strahler (A) para classificação da rede de drenagem e do método de Shreve (B) para a determinação da magnitude da mesma. ....	13
Figura 12 - Curva hipsométrica - exemplo. ....	17
Figura 13 - Mapa hipsométrico das bacias hidrográficas da ribeira dos Socorridos e da ribeira do Vigário.....	17
Figura 14 - Declividade média de uma bacia (exemplo).....	19
Figura 15 - Perfil longitudinal de um rio com localização das obras hidráulicas. ....	20
Figura 16 - Perfil longitudinal de um rio - exemplo. ....	21
Figura 17 - Retângulo equivalente da bacia hidrográfica de Machico - exemplo. ....	23
Figura 18 - Padrões de drenagem: a) anelar, b) dendrítica, c) paralelo, d) radial, e) retangular, f) treliça. ....	24
Figura 19 - Carta de solos da ilha da Madeira adaptada à bacia de Machico (adaptado de Carta de solos da ilha da Madeira, 1992) - exemplo. ....	25
Figura 20 - Carta geológica da ilha da Madeira adaptada à bacia de Machico (Silveira, Madeira, Ramalho, Fonseca, & Prada, 2010b) - exemplo.....	26
Figura 21 - Secção transversal retangular. ....	28
Figura 22 - Hidrograma (componentes). ....	38
Figura 23 - Forma de um hidrograma tipo.....	39
Figura 24 - Efeitos das características da precipitação e da bacia na forma do hidrograma. ....	41
Figura 25 - Tempo de base constante.....	42
Figura 26 - Princípio de afinidade ou proporcionalidade dos caudais.....	43
Figura 27 - Princípio da aditividade ou interdependência dos caudais simultâneos. ....	43
Figura 28 - Curvas de regolfo em canais prismáticos. Declive fraco ( $f_1$ , $f_2$ e $f_3$ ); Declive forte ( $F_1$ , $F_2$ e $F_3$ ); Declive crítico ( $C_1$ e $C_2$ ); Declive nulo ( $H_2$ e $H_3$ ); Declive negativo ( $N_2$ e $N_3$ ) (Manzanares, 1980).....	46
Figura 29 - Localização das ribeiras de São João, Santa Luzia e João Gomes ..... 49	49
Figura 30 - Aspeto final após a inserção dos ficheiros “.asc”. ....	50
Figura 31 - Aspeto final após união dos ficheiros “.asc”. ....	51
Figura 32 - Aspeto final após executado o comando “Flow direction”. ....	52
Figura 33 - Aspeto final após execução do comando “Flow accumulation”. ....	53
Figura 34 - Caminho a seguir para criação de um novo “shapefile”. ....	54
Figura 35 - Janela para criação de um novo “shapefile”.....	54
Figura 36 - Barra “Standard” e “Editor”.....	55
Figura 37 - Aspeto final das bacias hidrográficas.....	55
Figura 38 - Exemplo de uma “Attribute Table”.....	56
Figura 39 - Barra “3D Analyst”.....	57
Figura 40 - “Raster Calculator”.....	58
Figura 41 - Ferramenta para medições.....	59
Figura 42 - Enquadramento exterior do Laboratório de Hidráulica. ....	64
Figura 43 - Pormenor da entrada do Laboratório de Hidráulica.....	64

Figura 44 - Canal multifunções. ....	65
Figura 45 - Equipamento de ajuste de inclinação. ....	65
Figura 46 - Quadro elétrico, válvula de regulação de caudal e bomba centrífuga. ....	66
Figura 47 - Canal, representação esquemática: 1 - tanque, 2 - medidor de caudal, 3 - bomba centrífuga, 4 - painel elétrico, 5 - ajuste de inclinação, 6 - elemento de entrada, 7 - secção experimental com acessório, 8 - elemento de saída. ....	66
Figura 48 - Indicador de nível. ....	67
Figura 49 - Indicador de nível, representação esquemática: 1 - sonda, 2 - parafuso de fixação para ajuste de altura, 3 - régua, 4 - marca para leitura da altura, 5 - parafusos de fixação do acessório ao canal. ....	67
Figura 50 - Método da média aritmética. ....	69
Figura 51 - Método de Thiessen. ....	70
Figura 52 - Método das Isoietas. ....	71
Figura 53 - Etapas para análise probabilística. ....	73
Figura 54 - Linha de possibilidade udométrica para T=100 anos. ....	75
Figura 55 - Janela principal do programa HEC-RAS. ....	77
Figura 56 - Janela de edição de geometria do canal. ....	77
Figura 57 - Janela de edição de secções. ....	78
Figura 58 - Janela de edição de escoamento uniforme. ....	79
Figura 59 - Janela de edição de condições fronteira. ....	79
Figura 60 - Janela de opções de simulação para escoamento uniforme. ....	80
Figura 61 - Representação esquemática do programa da folha de cálculo. ....	81
Figura 62 - Canal multifunções com pontos (a laranja) e indicador de nível com agulha a 9 cm, a contar do início do canal. ....	83
Figura 63 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de São João. ....	85
Figura 64 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de São João. ....	86
Figura 65 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de São João. ....	86
Figura A.66 - Delimitação das bacias hidrográficas. ....	94
Figura A.67 - Hierarquização da rede de drenagem (Strahler). ....	95
Figura A.68 - Hierarquização da rede de drenagem (Shreve). ....	96
Figura A.69 - Mapa hipsométrico das bacias hidrográficas. ....	97
Figura A.70 - Mapa de declives das bacias hidrográficas. ....	98
Figura A.71 - Perfil longitudinal da ribeira de São João. ....	99
Figura A.72 - Curva hipsométrica da ribeira de São João. ....	99
Figura A.73 - Perfil longitudinal da ribeira de Santa Luzia. ....	100
Figura A.74 - Curva hipsométrica da ribeira de Santa Luzia. ....	100
Figura A.75 - Perfil longitudinal da ribeira de João Gomes. ....	101
Figura A.76 - Curva hipsométrica da ribeira de João Gomes. ....	101
Figura A.77 - Carta de usos e ocupação do solo da ilha da Madeira. ....	102
Figura A.78 - Planta de ordenamento do PDM do Funchal. ....	103
Figura A.79 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de Santa Luzia. ....	106
Figura A.80 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de Santa Luzia. ....	106
Figura A.81 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de Santa Luzia. ....	106
Figura A.82 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de João Gomes. ....	107
Figura A.83 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de João Gomes. ....	107

Figura A.84 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de João Gomes. ....	107
Figura A.85 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de união da ribeira de Santa Luzia e João Gomes. ....	108
Figura A.86 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de união da ribeira de Santa Luzia e João Gomes. ....	108
Figura A.87 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de união da ribeira de Santa Luzia e João Gomes. ....	108



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Razão de bifurcação - exemplo.....	12
Tabela 2 - Grau de urbanização correspondente ao parâmetro $\mu$ (Pelaez, 1978). ....	14
Tabela 3 - Classificação do relevo segundo a inclinação média das vertentes. ....	20
Tabela 4 - Coeficiente $K_{ls}$ (adaptado de Lencastre & Franco, 1992). ....	30
Tabela 5 - Coeficiente $m_l$ (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).....	30
Tabela 6 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas urbanas (adaptado de Chow, 1964). ....	31
Tabela 7 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas agrícolas (adaptado de Chow, 1964). ....	32
Tabela 8 - Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (Wright-McLaughlin, 1969). ....	32
Tabela 9 - Valores do parâmetro $\lambda$ da fórmula de Giandotti (adaptado de Lencastre e Franco, 1992). ....	33
Tabela 10 - Valor do número de escoamento, CN, em bacias urbanas e suburbanas para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo (Lencastre & Franco, 2006). ....	35
Tabela 11 - Valor do número de escoamento, CN, em bacias rurais para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo (Mata-Lima, 2007). ....	36
Tabela 12 - Síntese das características físicas da ilha da Madeira (PGRH, 2014). ....	48
Tabela 13 - Curva hipsométrica. ....	56
Tabela 14 - Perfil longitudinal e parâmetros relacionados com o anterior. ....	57
Tabela 15 - Resumo das características das bacias hidrográficas. ....	60
Tabela 16 - Valores adotados para determinados coeficientes existentes nas fórmulas para cálculo do caudal. ....	61
Tabela 17 - Precipitação máxima diária e anual.....	72
Tabela 18 - Precipitação máxima a 1, 2, 3, 4 e 5 dias.....	72
Tabela 19 - Leis estatísticas. ....	74
Tabela 20 - Fator de probabilidade. ....	74
Tabela 21 - Precipitações máximas para uma dada duração, período de retorno e lei probabilística.....	74
Tabela 22 - Precipitação em função da duração. ....	75
Tabela 23 - Identificação e descrição dos botões utilizados para obtenção de gráficos/tabelas.....	80
Tabela 24 - Relações entre o caso “real” (r) e o modelo (m). ....	84
Tabela 25 - Resumo dos resultados obtidos para a secção referente à ribeira de São João. ....	85
Tabela A.26 - Resumo dos resultados obtidos para a secção referente à ribeira de Santa Luzia. ....	104
Tabela A.27 - Resumo dos resultados obtidos para a secção referente à ribeira de João Gomes.....	104
Tabela A.28 - Resumo dos resultados obtidos para a secção de união (ribeira de S. Luzia e João Gomes). ....	104
Tabela A.29 - Medições das alturas de água no modelo.....	105



## ÍNDICE DE EQUAÇÕES

(eq. 1).....	9
(eq. 2).....	10
(eq. 3).....	10
(eq. 4).....	12
(eq. 5).....	12
(eq. 6).....	13
(eq. 7).....	14
(eq. 8).....	14
(eq. 9).....	14
(eq. 10).....	14
(eq. 11).....	15
(eq. 12).....	15
(eq. 13).....	15
(eq. 14).....	16
(eq. 15).....	16
(eq. 16).....	16
(eq. 17).....	18
(eq. 18).....	18
(eq. 19).....	18
(eq. 20).....	18
(eq. 21).....	19
(eq. 22).....	19
(eq. 23).....	19
(eq. 24).....	21
(eq. 25).....	21
(eq. 26).....	21
(eq. 27).....	22
(eq. 28).....	22
(eq. 29).....	22
(eq. 30).....	22
(eq. 31).....	23
(eq. 32).....	23
(eq. 33).....	23
(eq. 34).....	26
(eq. 35).....	27
(eq. 36).....	27
(eq. 37).....	29
(eq. 38).....	29
(eq. 39).....	30
(eq. 40).....	31
(eq. 41).....	31
(eq. 42).....	32
(eq. 43).....	33
(eq. 44).....	33
(eq. 45).....	34
(eq. 46).....	34
(eq. 47).....	34
(eq. 48).....	37
(eq. 49).....	37
(eq. 50).....	37

(eq. 51) .....	38
(eq. 52) .....	39
(eq. 53) .....	44
(eq. 54) .....	44
(eq. 55) .....	44
(eq. 56) .....	44
(eq. 57) .....	44
(eq. 58) .....	45
(eq. 59) .....	45
(eq. 60) .....	68
(eq. 61) .....	69
(eq. 62) .....	73
(eq. 63) .....	73
(eq. 64) .....	73
(eq. 65) .....	73
(eq. 66) .....	74
(eq. 67) .....	81
(eq. 68) .....	81



## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### SÍMBOLOS

C	Coeficiente da fórmula racional que depende do tipo e da ocupação do solo da bacia hidrográfica
$C_f$	Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno
$C_{mass}$	Coeficiente de massividade
CN	Número de curva ou número de escoamento (do inglês “Curve Number”)
$C_o$	Coeficiente orográfico
D	Chuva útil
$D_h$	Densidade hídrica
$D_m$	Declive médio do curso de água
$D_r$	Densidade de drenagem
E	Capacidade de campo
F	Capacidade de infiltração
$F_r$	Número de Froude
G	Aceleração gravítica
H	Altura uniforme
$\bar{H}$	Altura média da bacia
I	Inclinação (salvo fig. 25; nesse caso intensidade da precipitação)
I	Intensidade da precipitação
$i_{10-85}$	Declive 10-85 do curso de água
$I_d$	Índice de declive
$i_q$	Declive equivalente do curso de água
$i_{relevo}$	Índice de relevo
$K_C$	Coeficiente de compacidade
$K_f$	Coeficiente de forma
$K_L$	Índice de alongamento
L	Comprimento do curso de água
$L_b$	Comprimento da bacia
$L_D$	Comprimento da diretriz
$l_e$	Largura equivalente
$L_e$	Comprimento equivalente
$L_t$	Comprimento total dos cursos de água
N	Número de cursos de água
$n_r$	Porosidade
Q	Caudal
$\bar{P}$	Precipitação média
$\bar{P}_S$	Percurso médio
$R_b$	Razão de bifurcação
$R_e$	Número de Reynolds
$R_h$	Raio hidráulico
S	Sinuosidade
$t_c$	Tempo de concentração
U	Velocidade característica
$\bar{u}$	Velocidade média
$\bar{Z}$	Altitude média da bacia
$Z_{eq}$	Altura equivalente do curso de água
M	Razão entre a área impermeável da bacia e a área total

## ABREVIATURAS

AMC	<i>Antecedent Moisture Condition</i>
CN	<i>Curve Number</i>
DROTA	Direção Regional do Ordenamento do Território e Ambiente
GUI	<i>Graphical User Interface</i>
HEC-RAS	<i>U.S. Army Corps of Engineers' River Analysis System</i>
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
IPMA	Instituto Português do Mar e da Atmosfera
LPU	Linha de Possibilidade Udométrica
MDT	Modelo Digital do Terreno
RAM	Região Autónoma da Madeira
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
Uma	Universidade da Madeira
UTM	<i>Universal Transverse Mercator</i>

# Capítulo 1

## Introdução

## 1.1. JUSTIFICATIVA

O entendimento dos fenômenos de cheia que ocorrem em canais alterados pelo Homem, no interior de zonas urbanas, representa um aspecto fulcral na segurança e comodidade da população.

Este fenômeno ocorre quando a água dos cursos de água ou dos sistemas de drenagem de águas pluviais galgam as secções de escoamento e ocupam áreas urbanas (como arruamentos, passeios, zonas comerciais, áreas industriais, habitações). As consequências associadas a este tipo de acontecimento dependem das características fisiográficas e climáticas da bacia hidrográfica, bem como dos fatores antropogénicos, como a ocupação do solo da bacia e o grau de ocupação das zonas potencialmente inundáveis.

Cada vez mais verifica-se a ocorrência de precipitações intensas que se traduziram em cheias severas (com especial foco na RAM). Segundo análises de modelos de alterações climáticas, está previsto um aumento na frequência e intensidade destes eventos, trazendo dificuldades e prejuízos às populações. As modificações previstas da precipitação terão impactos no ciclo urbano da água (como, por exemplo, quantidade de água interceptada, precipitada, infiltrada, escoada), sendo necessário incorporá-las no planeamento e gestão da água nas áreas urbanas, especialmente no que diz respeito à conceção e gestão de sistemas de drenagem. Contudo, as incertezas sobre o impacto dessas mudanças da precipitação vão continuar ainda durante muito tempo.

A concentração de edifícios, estradas e população nas zonas envolventes dos cursos de água levam a alterações sucessivas do leito original (transversal e longitudinalmente) que por sua vez intensificam as consequências que advêm de uma cheia espontânea (problema recorrente na RAM). Estes eventos de cheia têm origem em precipitações intensas de curta duração (várias horas ou minutos), criando uma variação de caudal abrupta que, nas condições certas, provoca a obstrução do canal por arrastamento de detritos e o galgamento dos muros de contenção (cheias rápidas ou repentinas, aluviões) ou, então, em precipitações abundantes ao longo de vários dias ou semanas (cheias lentas ou progressivas).

Existe, então, a necessidade de conhecer em profundidade o comportamento das águas superficiais nas áreas urbanas e da interação destas com os sistemas de drenagem, bem como a necessidade de caracterizar o escoamento (essencialmente variável) em canais artificiais, através de modelos de simulação hidrodinâmicos, de forma a poder criar ferramentas mais aprimoradas, que auxiliem na prevenção e gestão de cheias.

Assim sendo há que cumprir determinados objetivos:

- caracterizar e desenvolver ferramentas de simulação do comportamento do escoamento em canais artificiais, no caso de uma variação súbita dos caudais afluentes, mecanismos de prevenção de cheia;
- desenvolver um modelo de simulação hidrodinâmico, considerando os escoamentos variáveis em superfície livre no caso de situações de cheia, na simulação entre as condições variáveis das afluências, das condições hidromorfológicas do canal e da instalação e operação dos sistemas e regulação dos escoamentos;
- analisar a viabilidade da simulação (modelo) na gestão e prevenção de cheias em canais artificiais.

## 1.2. METODOLOGIA

A estratégia metodológica utilizada é a quantitativa, a qual se caracteriza por ser nomotética (metodologia que se ocupa do estabelecimento de leis gerais ou do estudo dos fenómenos recorrentes, especialmente dos naturais), pois enfatiza o desenvolvimento da investigação dentro de protocolos estabelecidos e técnicas específicas. Situa-se no âmbito do método das ciências em geral, baseado no teste de hipóteses, logo viável para a área de Engenharia Civil, subárea de Hidráulica.

Numa primeira instância procede-se à recolha de toda a informação bibliográfica disponível. Durante esta pesquisa foi revelado que as variáveis principais são: o tempo de concentração, a precipitação e o caudal. Todos os outros parâmetros são específicos para caracterizar bacias hidrográficas e, a partir desses, obter os valores de tempo de concentração e caudais.

Com recurso aos modelos digitais do terreno e ao programa ArcGis, é efetuada toda uma exaustiva caracterização da bacia hidrográfica relativa ao caso de estudo (canal artificial), a partir da qual foi possível obter os dados relativos às características geométricas, características de relevo e características de drenagem.

Segue-se a análise da precipitação, com recurso a folhas de cálculo e dados fornecidos pelas instituições pertinentes, de forma a obter valores de precipitação média diária e anual para aplicação de fórmulas, tanto para calcular valores de tempo de concentração, bem como caudais.

O próximo passo é selecionar os troços relevantes do canal em estudo e, com recurso ao equipamento disponível no Laboratório de Hidráulica da Uma, à folha de cálculo programada e ao programa HEC-RAS, procede-se à simulação/modelação/análise desses troços, comparando o resultado/comportamento simulado com o expectável.

O presente trabalho final de mestrado foi desenvolvido de acordo com o organigrama apresentado na Figura 1, tendo-se iniciado por uma pesquisa e revisão bibliográfica, sobre a temática a ser abordada, seguida de uma análise visual às zonas em estudo, bem como, através da recolha e tratamento de mapas digitais terrestres através do *software* ArcGis. Procede-se posteriormente à organização, tratamento e análise de todos os resultados/dados obtidos, com o auxílio do *software* HEC-RAS e folhas de cálculo (Excel). Como etapa final, foram expostas as conclusões relativas ao trabalho desenvolvido.

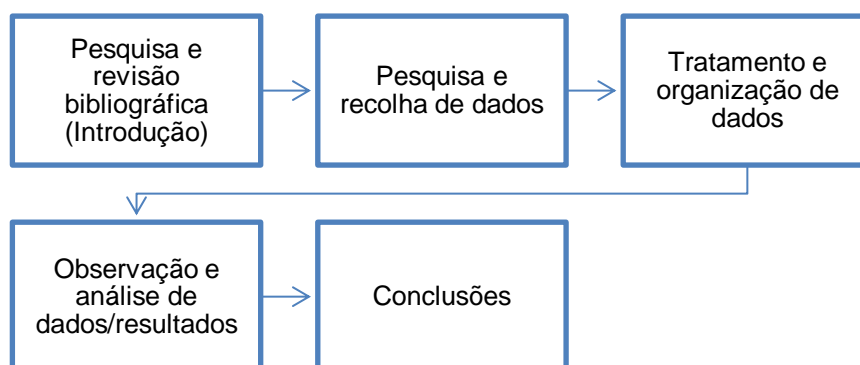


Figura 1 - Metodologia adotada.

### 1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho final de mestrado inclui 5 capítulos, cujo conteúdo é apresentado seguidamente de forma sumária:

- no presente capítulo, justifica-se a elaboração da presente dissertação, os objetivos, a metodologia e a estrutura da dissertação.
- no capítulo 2, apresenta-se toda a base teórica do trabalho, nomeadamente conceitos e teorias que constituem todos os elementos necessários à interpretação e análise de resultados.
- no capítulo 3, caracteriza-se a área em estudo e o seu enquadramento na região, salientando a informação mais relevante.
- no capítulo 4, procede-se à descrição das instalações e equipamentos utilizados no decorrer dos ensaios experimentais, bem como à caracterização do procedimento experimental e tratamento de dados desenvolvido em cada etapa. Analisam-se e discutem-se os dados obtidos experimentalmente no âmbito da dissertação.
- finalmente, no capítulo 5 listam-se as principais considerações finais retiradas no decorrer de todo o trabalho e apontam-se as diversas possibilidades de desenvolvimento da investigação efetuada.
- em anexo, encontram-se de forma ordenada outros documentos criados no decorrer do trabalho final de mestrado.

## Capítulo 2

### Enquadramento teórico

## 2.1. BACIA HIDROGRÁFICA

Por bacia hidrográfica de um curso de água, entende-se a área de captação natural da água precipitada, cujo escoamento converge para uma secção única de saída - secção de referência.

Uma bacia hidrográfica é sempre referida a uma secção qualquer de um curso de água. Quando não se indica a secção em estudo, supõe-se que se trata da totalidade da bacia, em relação à foz ou à confluência com outro curso de água mais importante. Ex.: bacia hidrográfica do rio Zêzere, bacia hidrográfica do rio Mondego, ou bacia hidrográfica de Machico.

A precipitação que cai sobre as vertentes, tende a infiltrar-se totalmente no solo até à sua saturação superficial. A taxa de infiltração decresce e se a precipitação não cessar, começa a ser cada vez maior o escoamento superficial em direção à rede hidrográfica. Esta, por sua vez, encarregar-se-á de transportar a água até à secção de saída. Na secção de referência o hidrograma resultante incorpora, para além do escoamento superficial, a contribuição subterrânea, em regra desfasada no tempo, relativamente à ocorrência da precipitação.

Apresenta-se, a título de exemplo, a bacia hidrográfica de Machico.

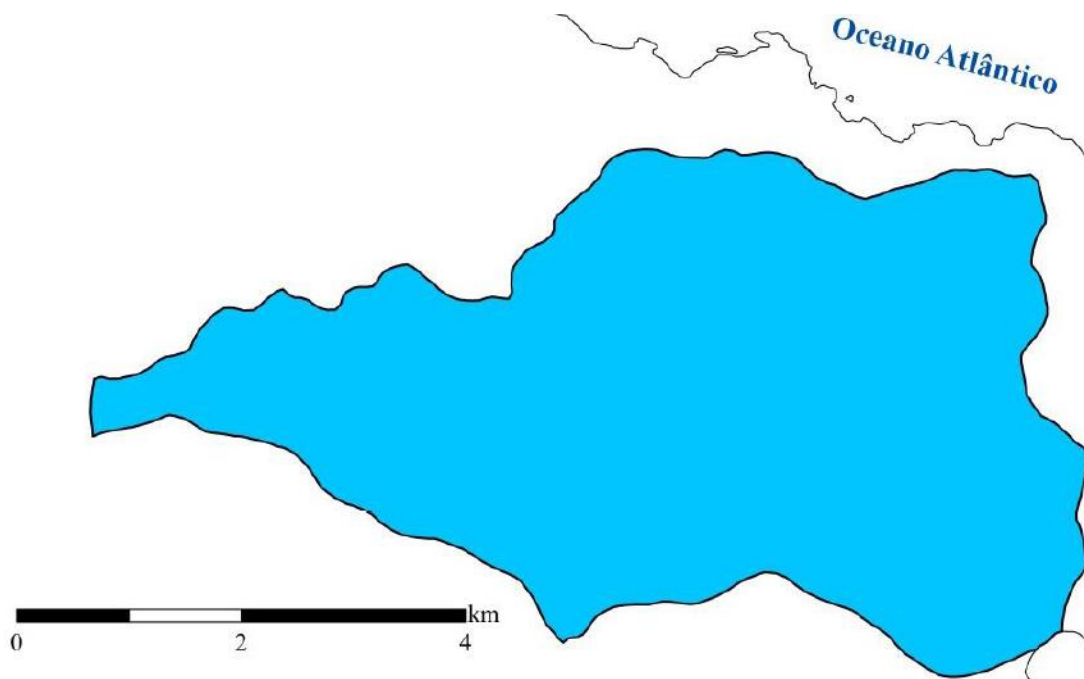


Figura 2 - Bacia hidrográfica de Machico - exemplo.

### 2.1.1. Delimitação da bacia hidrográfica

Em terrenos impermeáveis ou impermeabilizados pela ação do Homem, os limites das bacias hidrográficas coincidem com as linhas de cumeada (ou de festo, ou de separação de águas). Em solos permeáveis, a existência de escoamentos subterrâneos torna a delimitação das bacias menos linear. Nas situações em que se verifique a existência no subsolo de formações cársicas ou de origem vulcânica, a linha de contorno



topograficamente definida - linha de separação de águas superficial - pode diferir consideravelmente da linha de separação de águas subterrânea (Figura 3).

Em bacias de reduzida dimensão, o acréscimo para escoamento das bacias adjacentes em resultado da não coincidência entre as linhas de separação de águas superficial e subterrânea, pode ser percentualmente significativo. Nas grandes bacias, a importância dos acréscimos ou decréscimos de escoamento resultantes desta forma é geralmente pequena.



Figura 3 - Limites dos escoamentos superficial e subterrâneo.

Em termos práticos, por uma questão de facilidade, a delimitação das bacias hidrográficas faz-se com recurso apenas à topografia dos terrenos. Nesse processo há que respeitar um conjunto de regras, a saber:

- escolher uma escala adequada - como ordem de grandeza, pode admitir-se que para uma bacia com 1000 km<sup>2</sup> de área, a escala 1:25000 será adequada, para bacias menores, a escala 1:10000 e maiores, a escala 1:50000.
- a linha de contorno (ou divisória) deve cortar perpendicularmente as curvas de nível.
- na passagem de uma curva de nível para outra, se a altitude aumenta, então a linha de contorno corta a curva de nível pela sua parte convexa; se a altitude diminui, as curvas de nível são cortadas pela sua parte côncava.
- a linha divisória não pode cruzar os cursos de água, salvo no local da secção de referência da bacia.

### 2.1.2. Características fisiográficas da bacia hidrográfica

Consideram-se características fisiográficas de uma bacia hidrográfica, aqueles elementos que podem ser retirados a partir de cartas, fotografias aéreas ou imagens de satélite. Hidrologicamente interessa caracterizar a bacia em termos geométricos, relativamente ao sistema de drenagem e ao relevo. Considera-se de igual importância os aspetos condicionantes do comportamento hidrológico da bacia, como por exemplo, a sua constituição geológica, o tipo de solos presentes e cobertura vegetal predominante. A caracterização assim efetuada permite encontrar afinidades entre as diferentes bacias hidrográficas e, conseqüentemente, regionalizar alguns dados e parâmetros hidrológicos.

### 2.1.2.1. Características geométricas

A principal característica geométrica a considerar é a **área de drenagem (A)**. Esta deve resultar da projeção horizontal da bacia uma vez definidos os respetivos contornos. A área é normalmente expressa em km<sup>2</sup> ou hectares. A caracterização da **forma** das bacias hidrográficas prende-se com a sua maior ou menor propensão a concentrar o escoamento superficial em resposta à ocorrência de precipitações intensas. A forma planimétrica da bacia pode exercer grande influência no regime do curso de água, principalmente nos caudais de cheia.

Uma bacia alongada ou longitudinal é constituída por uma única linha de água principal, de grande desenvolvimento mas de pequena largura, recebendo linhas tributárias de pequena importância.

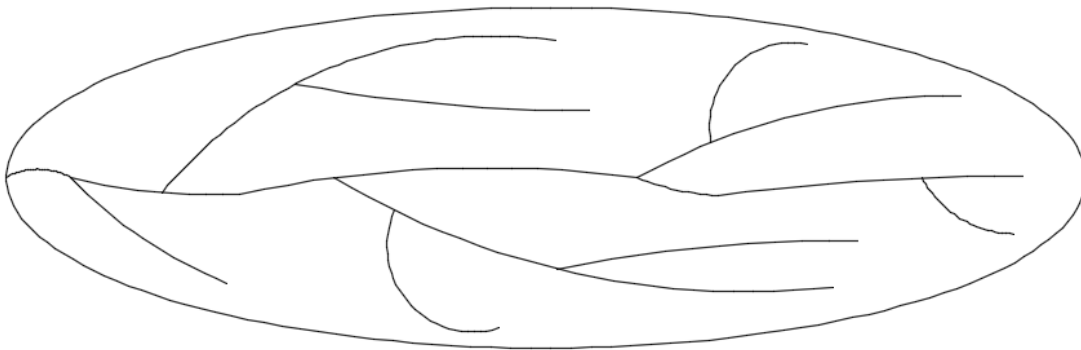


Figura 4 - Bacia alongada ou longitudinal.

Uma bacia arredondada é formada por várias linhas de água de importância sensivelmente igual que se reúnem concentricamente para dar origem a uma linha de água final, relativamente curta.

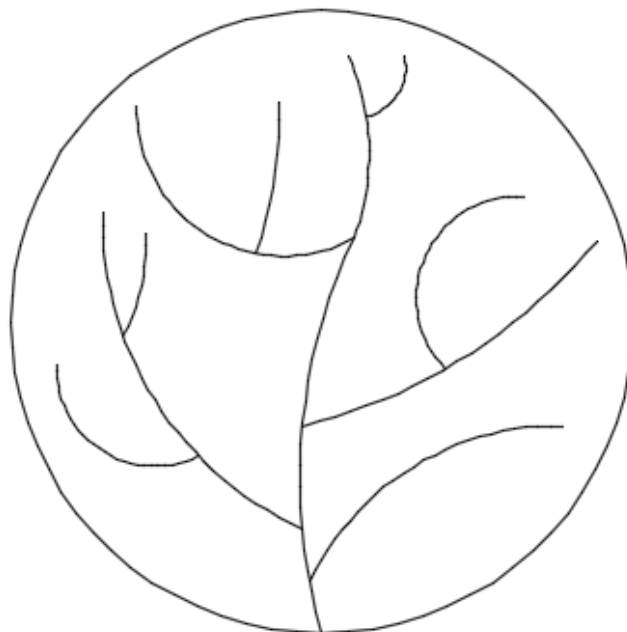


Figura 5 - Bacia arredondada.

Uma bacia radial ou ramificada apresenta várias bacias parciais alongadas que se reúnem numa linha de água final.

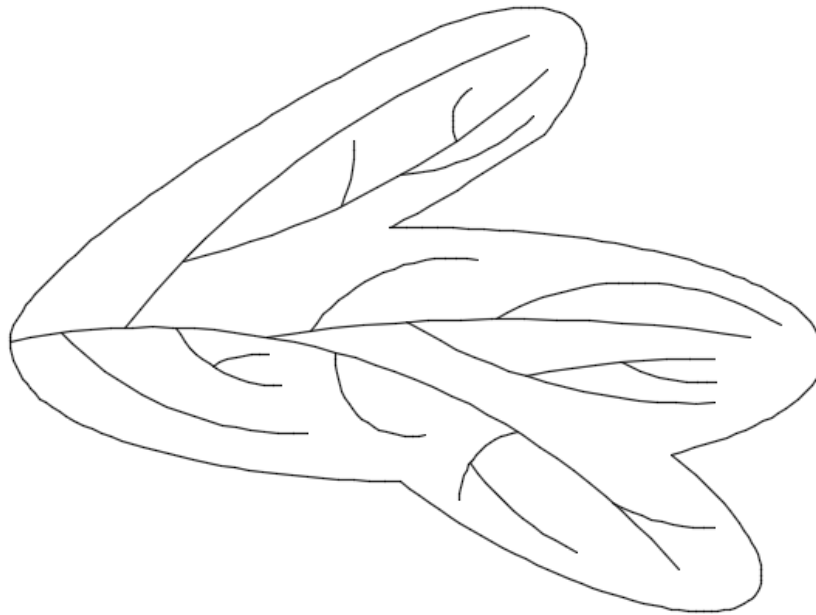


Figura 6 - Bacia radial ou ramificada.

Verificando-se a igualdade de todas as outras condições, o caudal de cheia das bacias mais alongadas será menor do que o das bacias mais arredondadas.

Nas bacias arredondadas a concentração das águas faz-se muito mais rapidamente, dando origem a um caudal máximo de cheia maior, embora de menor duração.

Numa bacia arredondada a ocorrência de eventos de cheias é mais acentuada já que a forma favorece a maior concentração do escoamento, em contraponto ao que se passa se a bacia for alongada.

No sentido de quantificar a forma das bacias, pode recorrer-se a alguns índices quantitativos:

1. **Índice de compacidade (ou índice de Gravelius),  $K_c$**  - relação entre o perímetro da bacia (em km),  $P$ , e o perímetro de uma bacia com igual área (em  $\text{km}^2$ ),  $A$ , mas, com forma circular. A área e o perímetro da bacia circular serão respetivamente,  $A = \pi r^2$  e  $P = 2\pi r$ , logo:

$$K_c = P / 2\sqrt{\pi \times A} \quad (\text{eq. 1})$$

Este coeficiente é adimensional não dependendo o seu valor do tamanho da bacia. No mínimo é igual à unidade o que corresponderia estarmos na presença de uma bacia circular. Por isso, e em igualdade dos restantes fatores, a tendência para grandes cheias é mais marcada em bacias com  $K_c$  próximos da unidade. Valores de  $K_c$  iguais ou inferiores a 1.13 traduzem, geralmente, bacias arredondadas.

**2. Factor de alongamento,  $K_L$**  - considerando um retângulo equivalente à bacia em estudo, este fator traduz a relação entre o comprimento,  $L_e$ , e a largura,  $l_e$ , desse mesmo retângulo equivalente; a bacia é considerada alongada para valores superiores a 2.

$$K_L = L_e / l_e \quad (\text{eq. 2})$$

Com:

$$L_e = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,128} \cdot \left| 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right|$$

$$l_e = \frac{K_c \sqrt{A}}{1,128} \cdot \left| 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right|$$

**3. Factor de forma,  $K_f$**  - traduz a relação entre a largura média,  $l$ , e o comprimento da bacia,  $L_b$ . A largura média da bacia é definida pela razão entre o comprimento da bacia e a sua área,  $A$ . Assim,  $K_f$  será:

$$K_f = l / L_b = A / L_b^2 \quad (\text{eq. 3})$$

Uma bacia com um factor de forma baixo encontra-se menos sujeita à ocorrência de cheias, que outra do mesmo tamanho, mas com um factor de forma maior, já que na bacia alongada a probabilidade de ocorrência de chuvas intensas cobrindo a totalidade da bacia é pequena. Por outro lado, em tal bacia, a contribuição de cada uma dos afluentes chega ao curso de água principal e conseqüentemente à secção de referência, em tempos desencontrados atenuando, assim, os picos de escoamento. No limite  $K_f$  será igual a 1 (um), correspondendo a uma bacia quadrada.

### 2.1.2.2. Características do sistema de drenagem

#### 2.1.2.2.1. Constância do escoamento

Os cursos de água podem ser classificados em três grandes categorias, tendo em conta o seu regime de escoamento: **perenes**, **intermitentes** e **efémeros**.

Os cursos de água **perenes** escoam água durante todo o ano. Nas nossas condições, onde praticamente não chove durante a estação seca, o escoamento é mantido graças às reservas subterrâneas, que vão alimentando, continuamente, os cursos de água, mesmo durante as secas mais severas (Figura 7).

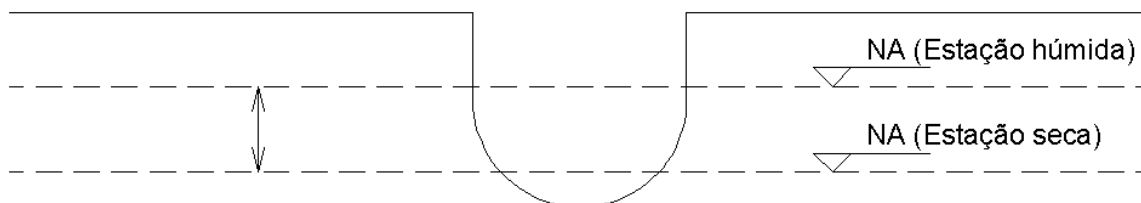


Figura 7 - Curso de água perene.

Curso de água **intermitente** é a classificação que recebem aqueles cursos de água que geralmente escoam durante a estação húmida, mas que acabam por secar no período estival. Durante o período das chuvas, o nível freático sobe acima do nível inferior do leito,

produzindo escoamento. Durante a época seca, o nível freático desce para além do nível do leito e o escoamento acaba por cessar. Pode ocorrer escoamento mas apenas em resultado de precipitação pontual (Figura 8).

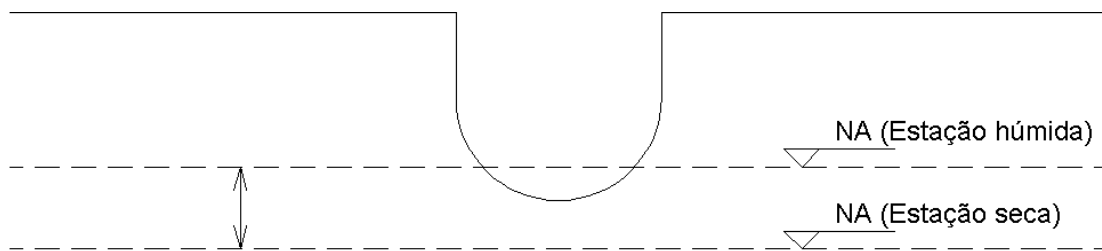


Figura 8 - Curso de água intermitente.

Um curso de água diz-se **efémero**, quando transporta apenas escoamento superficial, em resposta a um evento de precipitação. Os períodos de escoamento são curtos e ocorrem durante ou imediatamente após a ocorrência de precipitação. Não há qualquer contribuição subterrânea para o escoamento, porque as subidas do nível freático nunca atingem o leito (Figura 9).

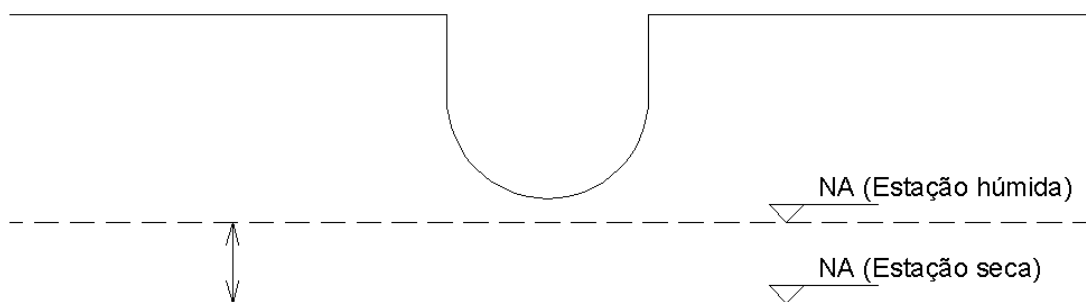


Figura 9 - Curso de água efémero.

#### 2.1.2.2.2. Classificação dos cursos de água

A necessidade de rápida localização e identificação dos cursos de água constituintes da rede hidrográfica de uma região ou país, tem levado ao estabelecimento de classificações que traduzam o seu grau de ramificação ou bifurcação. Apresentam-se duas das mais utilizadas.

##### 1. Classificação de Strahler

Os cursos de água são ordenados de acordo com uma classificação que reflete o grau de ramificação ou bifurcação existente dentro de uma bacia hidrográfica. Segundo a classificação de Strahler considera-se que:

- a) cursos de água sem tributários são de 1ª ordem;
- b) quando dois cursos de água da mesma ordem confluem, a ordem sobe 1. Caso contrário, prevalece a maior ordem.

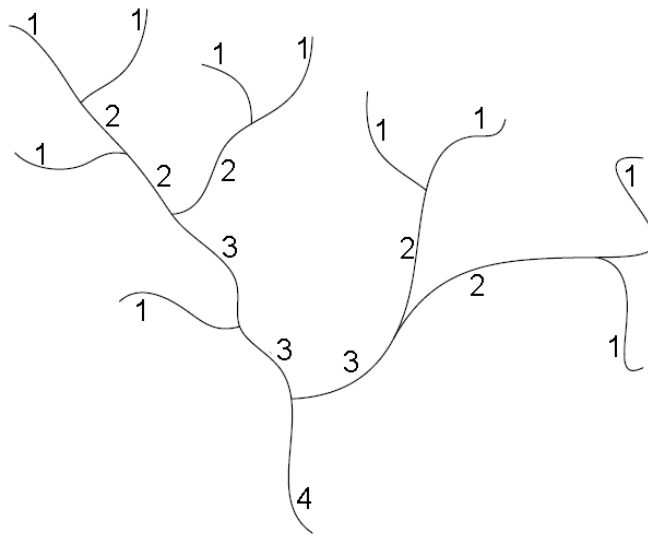


Figura 10 - Classificação de Strahler (1957) - exemplo.

A razão de bifurcação ( $R_b$ ) é definida como a relação entre o número de canais de uma dada ordem ( $N_i$ ) e o número de canais de ordem imediatamente superior ( $N_{i+1}$ ) e varia, geralmente, entre 2 e 4.

$$R_b = N_i / N_{i+1} \quad (\text{eq. 4})$$

E assim uma dada bacia de ordem  $i$ ,  $i-1$  valores de  $R_b$  podem ser determinados, conforme se ilustra na seguinte tabela:

Tabela 1 - Razão de bifurcação - exemplo.

Ordem, $i$	$N_i$	$R_b$
1	10	2.5
2	4	2.0
3	2	2.0
4	1	-
-	$\bar{R}_b =$	2.2

O valor médio dos  $R_b$ 's individuais da bacia representa a razão de bifurcação média para a bacia.

$$\bar{R}_b = \sqrt[i-1]{\prod_{i=1}^{i-1} \frac{N_i}{N_{i+1}}} = \sqrt[i-1]{N_1} \quad (\text{eq. 5})$$

## 2. Classificação de Shreve

A classificação de Shreve é semelhante à de Strahler, ainda assim difere no seguinte aspecto:

- as magnitudes são somadas todas as vezes que há a junção de duas linhas de água. Por exemplo, quando 2 linhas de 2.<sup>a</sup> magnitude se unem, o trecho a jusante

recebe a designação de 4.<sup>a</sup> magnitude. Desta forma, no método de Shreve, algumas magnitudes podem não existir. A Figura 11 ilustra a diferença de aplicação destes dois métodos sobre a rede de drenagem de uma bacia.

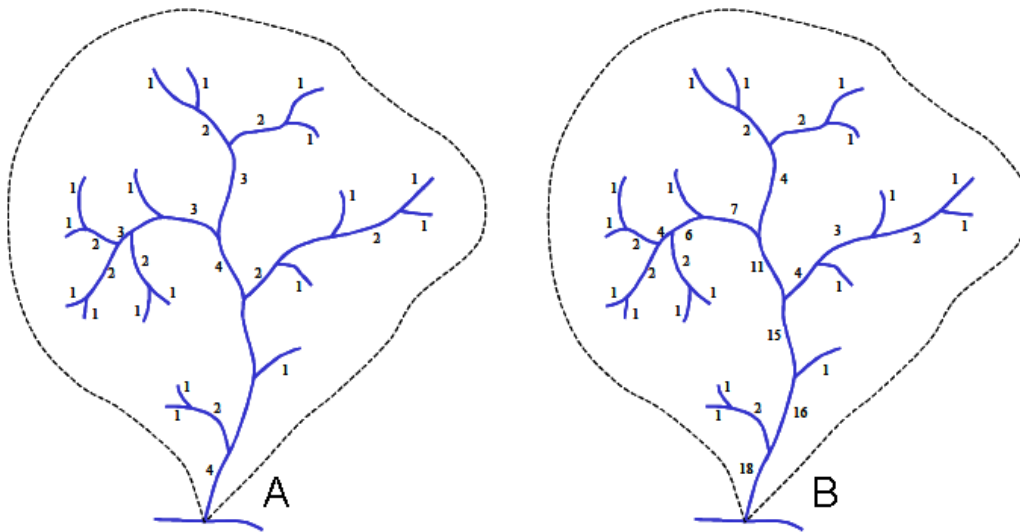


Figura 11 - Aplicação do método de Strahler (A) para classificação da rede de drenagem e do método de Shreve (B) para a determinação da magnitude da mesma.

#### 2.1.2.2.3. Tempo de concentração

O tempo de concentração de uma bacia,  $t_c$ , é o tempo necessário para que toda a sua área contribua para o escoamento superficial na secção de saída; também pode ser definido como o tempo necessário para que uma gota de água caída no ponto hidráulicamente mais afastado da bacia chegue à secção de saída. É considerado como uma característica constante da bacia, independentemente das características da precipitação.

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

Seguidamente são apresentadas as diversas expressões a partir das quais se define o tempo de concentração para uma determinada secção (ponto selecionado da bacia hidrográfica).

#### 1. Témez

A fórmula de Témez foi testada estada em bacias americanas e espanholas, obtendo-se resultados próximos da realidade. Em conjunto com a fórmula de Giandotti são as mais usadas em Portugal. A fórmula é apresentada da seguinte forma:

$$t_c = (L/i^{0.25})^{0.76} \quad (\text{eq. 6})$$

Em que:

$t_c$  - tempo de concentração (h);

L - comprimento do curso de água principal (km);

i - inclinação média do curso de água principal.

No entanto se quisermos o tempo de concentração para uma determinada secção, então a fórmula é reescrita da seguinte forma:

$$t_c = 0.3 \times (L/i^{0.25})^{0.76} \quad (\text{eq. 7})$$

Ainda, (Pelaez, 1978) refere que esta fórmula pode ser utilizada em bacias urbanas, desde que essas mesmas zonas se encontrem dispersas pela bacia hidrográfica e não concentradas, sendo que para tal é necessário ajustar o tempo de concentração, dado que a urbanização tende a favorecer o escoamento superficial. Para a consideração deste fator, Temez propõe o ajustamento do tempo de concentração para bacias urbanas,  $t_c'$ , de acordo com a seguinte expressão:

$$t_c' = \frac{t_c}{1 + 3 \cdot \sqrt{\mu \cdot (2 - \mu)}} \quad (\text{eq. 8})$$

Onde  $t_c$  (em horas) é o tempo de concentração calculado para bacias naturais e  $\mu$  (adimensional) é um parâmetro relativo ao grau de impermeabilização da bacia.

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

$$\mu = \frac{A_{imp}}{A_{total}} \quad (\text{eq. 9})$$

Na Tabela 2, a título representativo, apresenta-se o valor do parâmetro,  $\mu$ , e o respetivo grau de urbanização considerado.

Tabela 2 - Grau de urbanização correspondente ao parâmetro  $\mu$  (Pelaez, 1978).

Grau de Urbanização	$\mu$
<b>Pequeno</b>	$\mu < 0.05$
<b>Moderado</b>	$0.05 < \mu < 0.15$
<b>Grande</b>	$0.15 < \mu < 0.30$
<b>Muito Desenvolvido</b>	$\mu > 0.30$

Limitações:

- Esta expressão é válida para bacias de área inferior a 3000 km<sup>2</sup>.

## 2. Ven Te Chow

$$t_c = 0.8773 \times (L/\sqrt{i})^{0.64} \quad (\text{eq. 10})$$

Em que:

$t_c$  - tempo de concentração (h);



L - comprimento da maior linha de água da bacia (km);  
i - inclinação média do curso de água principal;

Limitações:

- Esta expressão é válida para bacias de área compreendida entre os 1,1 e os 19 km<sup>2</sup>.

### 3. Giandotti

$$t_c = \frac{(4 \times \sqrt{A}) + (1.5 \times L)}{0.8 \times \sqrt{\bar{H}}} \quad (\text{eq. 11})$$

Em que:

$t_c$  - tempo de concentração (h);

A - área da bacia hidrográfica para um determinado ponto (km<sup>2</sup>);

L - comprimento da maior linha de água da bacia para um determinado ponto (km);

$\bar{H}$  - altura média da bacia, medida a partir da cota da secção em estudo (m).

Limitações:

- Não foram detetadas limitações durante a pesquisa/revisão bibliográfica.

### 4. Tempo de concentração médio

O tempo de concentração médio nada mais é do que a média entre todos os valores para o tempo e concentração obtidos pelas fórmulas mencionadas anteriormente:

$$\bar{t}_c = \frac{\sum t_{c,i}}{n} \quad (\text{eq. 12})$$

#### 2.1.2.2.4. Densidade de drenagem

Caracterizar a rede de drenagem de uma bacia hidrográfica passa também por quantificá-la na sua extensão. Esta quantificação faz-se com recurso a um índice que relaciona o comprimento total,  $L_t$ , dos cursos de água, (sejam eles perenes, intermitentes ou efémeros) com a respetiva área de drenagem, A. A este índice dá-se o nome de **densidade de drenagem**,  $D_r$ :

$$D_r = L_t / A \quad (\text{eq. 13})$$

A densidade de drenagem fornece uma boa indicação da eficiência da drenagem natural da bacia. Em termos genéricos, os valores da densidade de drenagem variam entre 0.5 km/km<sup>2</sup>, para bacias mal drenadas, a 3.5 km/km<sup>2</sup> ou mais, para bacias muito bem drenadas. Estas últimas, e em igualdade dos restantes fatores, acabam por corresponder a bacias com maior tendência para a ocorrência de cheias, ao favorecerem o transporte da água em detrimento da infiltração.

#### 2.1.2.2.5. Densidade hídrica

Este índice relaciona o número total de cursos de água existentes na bacia, N, com a respetiva área da bacia, A. A este índice dá-se o nome de **densidade hídrica**,  $D_h$ :

$$D_h = N/A \quad (\text{eq. 14})$$

#### 2.1.2.2.6. Extensão média do escoamento superficial

O **percurso médio do escoamento superficial**,  $\bar{P}_s$ , numa bacia, traduz a distância média, em km, que a água da chuva tem que percorrer até atingir o curso de água mais próximo. O seu valor é aproximadamente um quarto do inverso da densidade de drenagem:

$$\bar{P}_s = A/4L_t \approx 1/4D_r \quad (\text{eq. 15})$$

#### 2.1.2.2.7. Sinuosidade do curso de água

É a relação entre o comprimento do rio principal,  $L$ , e o comprimento da diretriz  $L_D$ . A **sinuosidade** é uma característica que controla a velocidade do rio.

$$S = L/L_D \quad (\text{eq. 16})$$

Uma sinuosidade igual à unidade significa que o rio tem um traçado retilíneo.

#### 2.1.2.3. Características do relevo

O relevo corresponde às variações que se verificam à superfície da Terra. As principais características de uma bacia, neste aspeto em particular, são a declividade da bacia, a altitude média e a declividade do rio principal. A temperatura, precipitação e evaporação assumem valores variáveis em função da altitude da bacia e a velocidade do escoamento superficial é determinada pela declividade do terreno, isto mostra a importância e a necessidade de caracterizar o relevo na medida em que influencia significativamente os fatores hidrológicos.

##### 2.1.2.3.1. Hipsometria

A caracterização hipsométrica de uma bacia hidrográfica passa pela quantificação das áreas por classes de altitudes, estabelecendo, assim, a distribuição das respetivas frequências altimétricas.

O modo mais comum de fazer esta caracterização consiste em graficamente, representar a função  $A = f(Z)$  a qual traduz a área da bacia (acima da altitude  $Z$ , expressa em unidades de área, ou em percentagem da área total - **curva hipsométrica da bacia** (Figura 12).

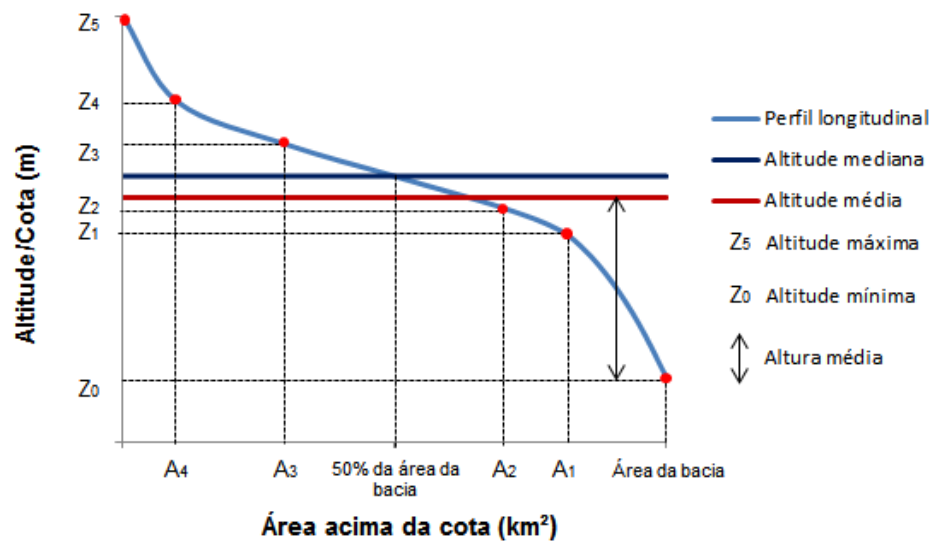


Figura 12 - Curva hipsométrica - exemplo.

Atualmente, com recurso à cartografia digital e às ferramentas associadas aos Sistemas de Informação Geográfica (SIG), o estudo da hipsometria dos terrenos passou a ser facilitado devido à existência de cartografia hipsométrica. A título de exemplo veja-se a Figura 13, obtida a partir do mapa topográfico das bacias hidrográficas da ribeira dos Socorridos e da ribeira do Vigário.

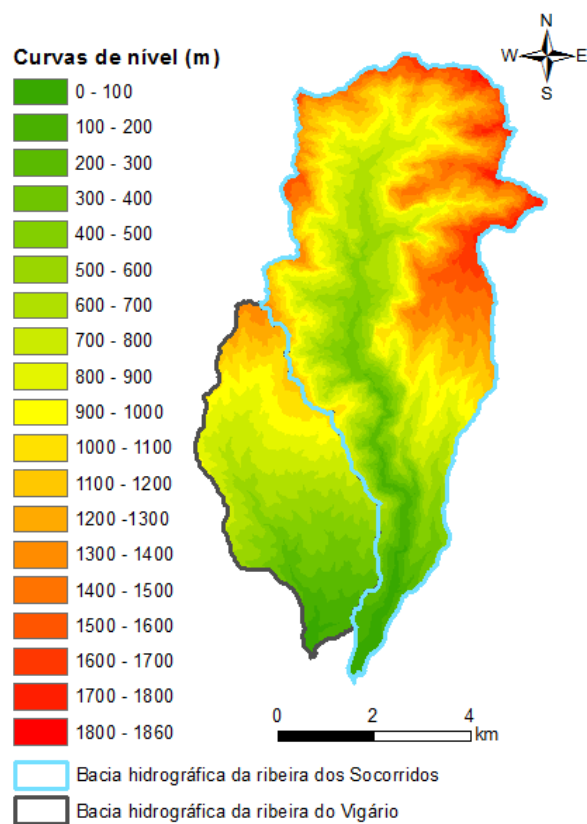


Figura 13 - Mapa hipsométrico das bacias hidrográficas da ribeira dos Socorridos e da ribeira do Vigário.

#### 2.1.2.3.2. Altitude e altura média

A altitude média,  $\bar{Z}$ , em metros, resulta do somatório dos produtos da altitude média entre duas curvas de nível consecutivas,  $\bar{Z}_i$ , e do valor da respetiva área,  $A_i$ , pelo valor da área total da bacia,  $A$ :

$$\bar{Z} = \frac{\sum \bar{Z}_i \times A_i}{A} \quad (\text{eq. 17})$$

Da mesma forma se define a altura média,  $\bar{H}$ , considerando nesse caso a referência de origem das alturas, a cota da secção de referência da bacia,  $Z_{min}$ . Assim temos:

$$\bar{H} = \frac{\sum \bar{H}_i \times A_i}{A} = \bar{Z} - Z_{min} \quad (\text{eq. 18})$$

#### 2.1.2.3.3. Coeficiente de massividade e orográfico

O coeficiente de massividade representa a relação entre a altura média,  $\bar{H}$ , em metros, pelo valor da área total da bacia,  $A$  em quilómetros quadrados, sendo assim:

$$C_{mass} = \bar{H}/A \quad (\text{eq. 19})$$

O coeficiente orográfico representa a relação entre a altura média ao quadrado,  $\bar{H}^2$ , em metros, pelo valor da área total da bacia,  $A$  em quilómetros quadrados, sendo assim:

$$C_o = \bar{H}^2/A \quad (\text{eq. 20})$$

#### 2.1.2.3.4. Inclinação média das vertentes da bacia

A magnitude dos picos da enchente, a maior ou menor oportunidade de infiltração e suscetibilidade para erosão dos solos dependem da rapidez com que ocorre o escoamento sobre terrenos da bacia.

Um dos métodos para determinar a declividade de uma bacia é o das quadrículas associadas a um vetor. Este método consiste em determinar a distribuição percentual das declividades dos terrenos por meio de uma amostragem estatística de declividades normais às curvas de nível num grande número de pontos da bacia. Estes pontos são localizados num mapa topográfico da bacia por meio de uma quadrícula transparente que se coloca em cima do mapa. Um processo mais rigoroso, para se determinar a declividade média de uma bacia consiste no seguinte exemplo:

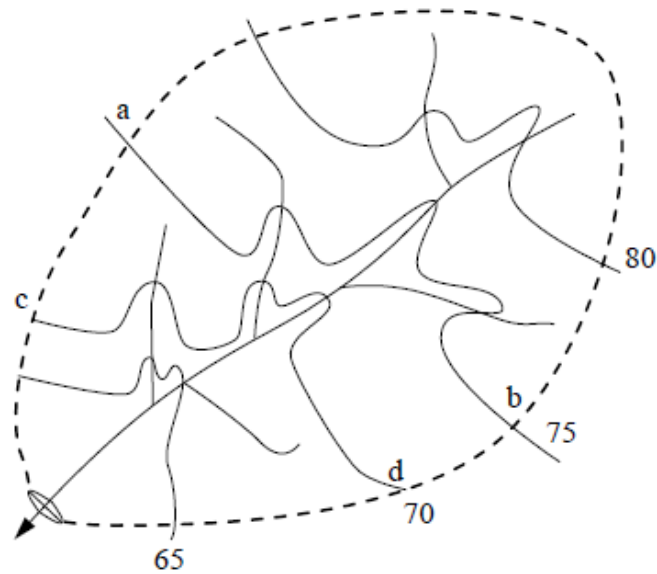


Figura 14 - Declividade média de uma bacia (exemplo).

Em que:

- $a_1$  - área da faixa a b c d;
- $c_1$  - comprimento da curva de nível da cota 75;
- $e_1$  - largura média da faixa a b c d ( $a_1/c_1$ );
- $i_1$  - declividade média da faixa a b c d;
- $I$  - declividade média da bacia hidrográfica;
- $D$  - equidistância entre curvas de nível;
- $A$  - área total da bacia hidrográfica;
- $L$  - comprimento total das curvas de nível.

$$i_1 = D/e_1 = D \times c_1/a_1 \quad (\text{eq. 21})$$

Considerando a média ponderada das declividades em relação às áreas:

$$I = \frac{D \times c_1}{a_1} - \frac{a_1}{A} + \frac{D \times c_2}{a_2} - \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{D \times c_n}{a_n} - \frac{a_n}{A} \quad (\text{eq. 22})$$

$$I = \frac{D}{A} (c_1 + c_1 + \dots + c_1) = \frac{D \times L}{A} \quad (\text{eq. 23})$$

Ou seja, a declividade média de uma bacia hidrográfica é igual ao produto da equidistância natural entre as curvas de nível pelo comprimento total das mesmas, dividido pela área da bacia hidrográfica.

De acordo com a inclinação média das vertentes, o relevo pode ser classificado, de acordo com a tabela seguinte:

Tabela 3 - Classificação do relevo segundo a inclinação média das vertentes.

Tipo de relevo	Inclinação
<b>Plano</b>	0% - 2%
<b>Levemente ondulado</b>	2% - 5%
<b>Ondulado</b>	5% - 10%
<b>Muito ondulado</b>	10% - 20%
<b>Montanhoso</b>	20% - 50%
<b>Muito montanhoso</b>	50% - 100%
<b>Escarpado</b>	> 100%

2.1.2.3.5. Perfil longitudinal de um rio

O perfil longitudinal do curso de água relaciona, em cada ponto, as cotas do seu leito com a distância do ponto à foz. No traçado gráfico do perfil longitudinal é usual assinalar as obras hidráulicas mais relevantes (barragens, açudes, confluências, etc.). Na Figura 15 é apresentado o perfil longitudinal de um rio hipotético.

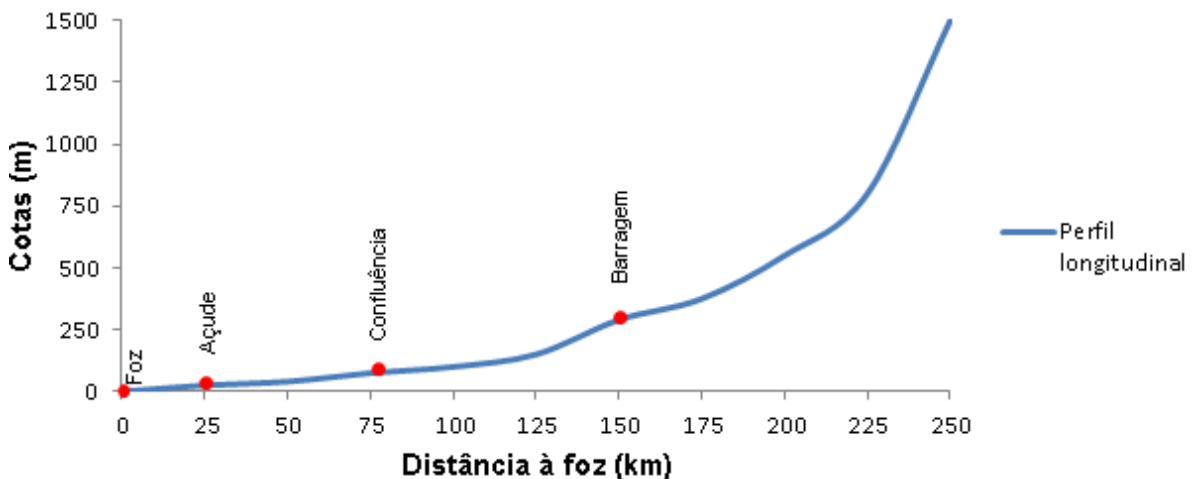


Figura 15 - Perfil longitudinal de um rio com localização das obras hidráulicas.

Também, pode ser obtido dos mapas topográficos desde que apresentem curvas de nível suficientes para se conseguir uma boa conformação do terreno. Cartas topográficas com equidistância de curvas de nível de 10 m, já nos dão um bom perfil longitudinal.

A velocidade de escoamento de um rio depende, fundamentalmente, da inclinação do talvegue. Quanto maior a inclinação do talvegue maior será a velocidade da água. Declividade ou inclinação, entre dois pontos de um talvegue, é o quociente entre o desnível e o comprimento reduzido do horizonte, ou seja é a tangente do ângulo de inclinação, veja-se a Figura 16:

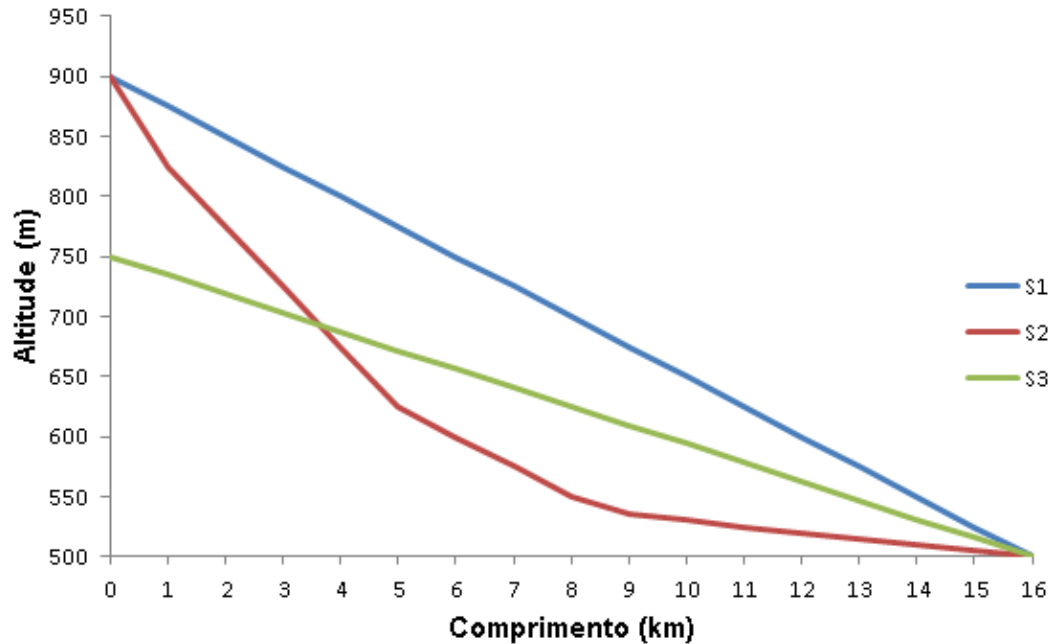


Figura 16 - Perfil longitudinal de um rio - exemplo.

Sendo:

S1 - Une a nascente à foz, dá-nos a declividade máxima, sempre teórica;

S2 - Declividade média. A área do triângulo formado pelos eixos coordenados e a reta correspondente à inclinação média, é igual à área definida pelos eixos coordenados e o perfil longitudinal do rio;

S3 - Declividade equivalente constante. Obtém-se através da média harmónica ponderada da raiz quadrada das diversas declividades:

$$S_3 = \left( \frac{\sum L_i}{\sum L_i / S_i} \right) \quad (\text{eq. 24})$$

#### 2.1.2.3.6. Declive médio do curso de água

Este valor é obtido tendo em conta a diferença de altitudes (ou alturas),  $\Delta Z$ , em metros, entre o ponto mais elevado e o ponto mais baixo do curso de água principal e o seu comprimento total,  $L$ , em quilómetros:

$$D_m = \frac{\Delta z}{1000 \times L} \quad (\text{eq. 25})$$

#### 2.1.2.3.7. Declive equivalente do curso de água

Este valor dá-nos o declive da reta que, intersecando o perfil longitudinal, delimita acima e abaixo do mesmo, áreas iguais. A fórmula utilizada é a que se segue:

$$i_q = \frac{Z_{eq} - Z_{min}}{L} \quad (\text{eq. 26})$$

Com:

$$Z_{eq} = \frac{1}{L} \sum_{i=0}^{n-1} (Z_i + Z_{i+1}) \cdot (X_{i+1} - X_i) - Z_{min} \quad (\text{eq. 27})$$

#### 2.1.2.3.8. Declive 10-85 do curso de água

Este parâmetro elimina os trechos de menor e maior declividade, isto é, o trecho que se localiza nos 15% finais e 10% iniciais do comprimento total do curso de água:

$$i_{10-85} = \frac{Z_{85} - Z_{10}}{0,75 \times L} \quad (\text{eq. 28})$$

#### 2.1.2.3.9. Índice de relevo

Este índice é expresso através da razão entre a diferença de altitudes em metros (entre o ponto mais elevado e o ponto mais baixo da bacia),  $\Delta Z$ , e o comprimento da mesma,  $L_b$ , em quilômetros:

$$i_{relevo} = \frac{\Delta z}{1000 \times L_b} \quad (\text{eq. 29})$$

Quanto maior o valor do índice de relevo, mais rápido a água chegará à foz, pois este “indicador de inclinação” influencia de forma significativa a velocidade de escoamento.

#### 2.1.2.3.10. Índice de declive da bacia

A determinação da declividade média da bacia encontra-se hoje facilitada com recurso aos SIG e à cartografia digital. As ferramentas SIG, possibilitam a obtenção do Modelo Digital do Terreno (MDT), a partir dos elementos topográficos e da rede hidrográfica, e daí, determinar um valor de declive associado a cada uma das malhas constituintes do MDT. O declive médio da bacia pode, então, ser determinado estatisticamente a partir daqueles valores.

Na ausência de meios para a realização do procedimento acima referido existem, definidos na bibliografia, alguns índices de declive para a bacia desde que, previamente, se determine o correspondente retângulo equivalente.

O retângulo equivalente de uma bacia hidrográfica é definido como o retângulo cuja área e perímetro coincidem com a área e perímetro da bacia. O comprimento,  $L_e$ , e a largura,  $l_e$ , do retângulo equivalente de uma bacia de área  $A$  e perímetro  $P$ , obtêm-se a partir do seguinte sistema de equações:

$$\begin{cases} L_e \times l_e = A \\ 2 \times (L_e + l_e) = P \end{cases} \quad (\text{eq. 30})$$

A resolução deste sistema de equações em função de  $L_e$ , e  $l_e$ , permite obter:



$$\begin{cases} L_e = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \times A}}{4} \\ l_e = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 \times A}}{4} \end{cases} \quad (\text{eq. 31})$$

Na Figura 17 apresenta-se o retângulo equivalente da bacia hidrográfica de Machico.

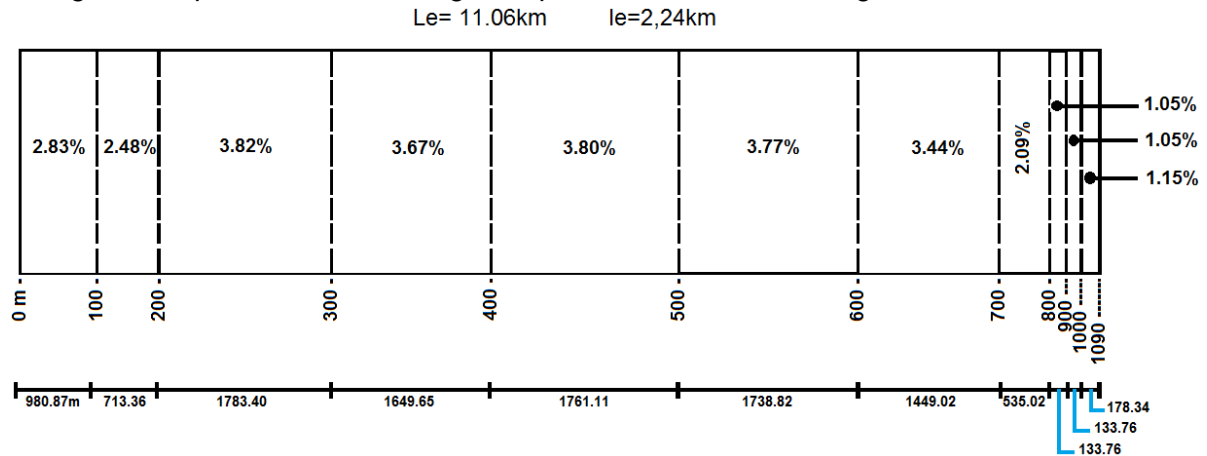


Figura 17 - Retângulo equivalente da bacia hidrográfica de Machico - exemplo.

Paralelamente ao lado menor do retângulo encontram-se traçadas as curvas de nível. A distância,  $x_i$ , que separa duas curvas de nível consecutivas, é diretamente proporcional à área,  $a_i$ , entre elas, tal que:

$$x_i = \frac{a_i}{l_e} \quad (\text{eq. 32})$$

Conhecido o retângulo equivalente da bacia, o índice de declive,  $I_d$ , pode ser obtido por:

$$I_d = \sqrt{\frac{\sum \Delta Z_i \times \frac{A_i}{A}}{1000 \times L_e}} \quad (\text{eq. 33})$$

Onde  $\Delta Z_i$  e  $A_i$  representam, respetivamente, a diferença de altitude e a área entre duas curvas de nível consecutivas. O valor  $\Delta Z_i$  de é constante e igual à equidistância, à exceção do primeiro valor, que correspondera à diferença entre o ponto de cota mais baixa e a primeira curva de nível, e do ultimo valor, relativo à diferença entre o ponto de maior cota e a última curva de nível da bacia.

#### 2.1.2.3.11. Padrão de drenagem

Os padrões de drenagem dizem respeito ao arranjo dos cursos de água, o que é influenciado pela natureza e disposição das camadas rochosas, pela geomorfologia da região e pelas diferenças de declive. Os principais padrões de drenagem são:

- drenagem anelar** - assemelha-se a anéis de aparência igual aos que surgem na secção de um tronco de uma árvore.

- b) **drenagem dendrítica ou dendróide** - assim designada por se assemelhar a uma árvore (do grego dendros - árvore). Desenvolve-se em rochas de resistência uniforme.
- c) **drenagem paralela** - os cursos de água escoam, quase paralelamente, uns aos outros. É também denominada equina ou rabo-de-cavalo. Localizada em áreas onde há presença de vertentes com declividades acentuadas ou onde existam formas estruturais que originem a ocorrência de espaçamentos irregulares.
- d) **drenagem radial** - cursos de água que se encontram dispostos, como raios de uma roda, em relação a um ponto central (ponto culminante). Típica de cones de antigos vulcões.
- e) **drenagem retangular** - é uma modificação da anterior e é uma consequência da influência exercida pelas falhas ou pelo sistema de juntas.
- f) **drenagem em treliça** - caracterizada por ter rios principais, que correm paralelos, e por rios secundários (também paralelos entre si) que desaguam perpendicularmente nos primeiros. É típica em estruturas com falhas.

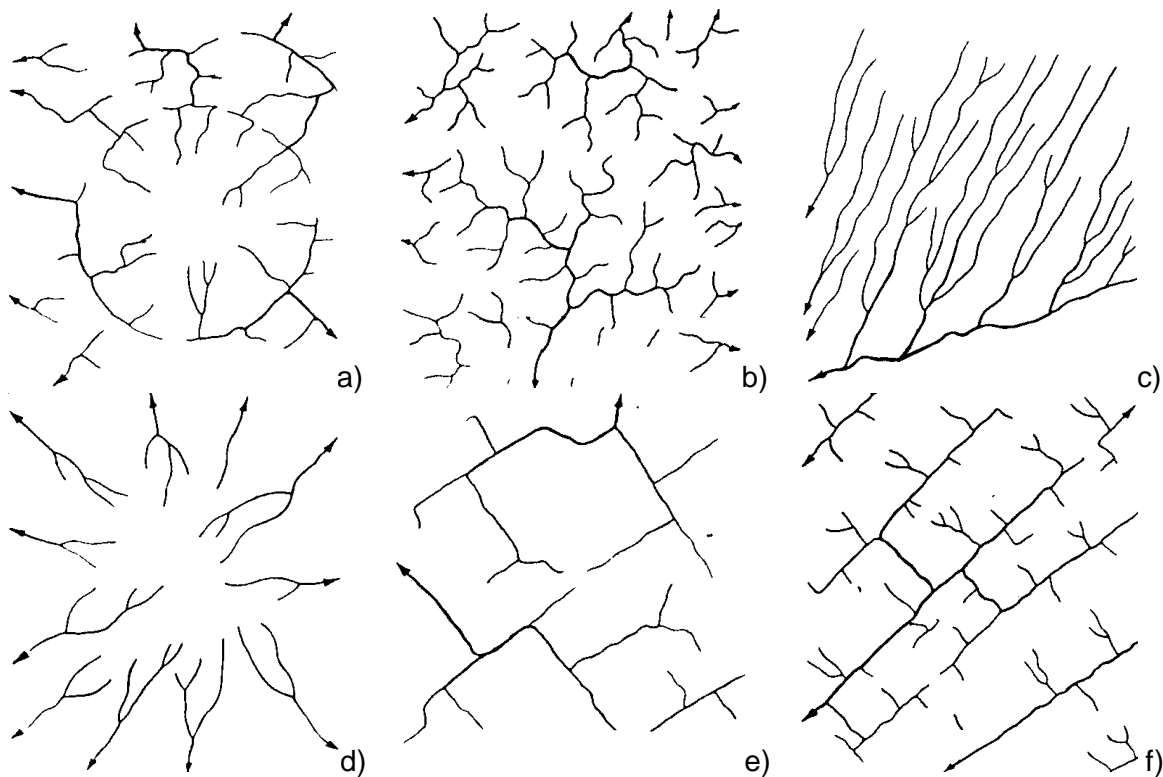


Figura 18 - Padrões de drenagem: a) anelar, b) dendrítica, c) paralelo, d) radial, e) retangular, f) treliça.

#### 2.1.2.4. Geologia, solos e coberto vegetal

As características geológicas da bacia condicionam fortemente a geração da rede de drenagem, o tipo de solo presente e conseqüentemente a distribuição e o movimento da água na bacia.

O regime de escoamento da bacia, em igualdade de outros fatores, é tanto mais constante quanto maior for a permeabilidade dos seus solos e formações geológicas (porque é favorecido o armazenamento nos aquíferos) e, pelo contrário, mais irregular, com hidrogramas caracterizados por picos acentuados em resposta à precipitação, quando a permeabilidade é baixa.

As características dos solos que mais condicionam o movimento da água na bacia são a capacidade de infiltração (geralmente crescente com a granulometria) e a capacidade de retenção (geralmente crescente com a diminuição da granulometria).

A consideração do coberto vegetal da bacia e do uso do solo, fatores que condicionam fortemente o escoamento e a infiltração, têm também grande importância na análise do comportamento hidrológico das bacias hidrográficas.

Nas figuras seguintes apresentam-se, a título de exemplo, a carta de solos e a carta geológica adaptadas à bacia hidrográfica de Machico. A carta de usos e ocupação do solo da ilha da Madeira é apresentada em anexo (Figura A.77).

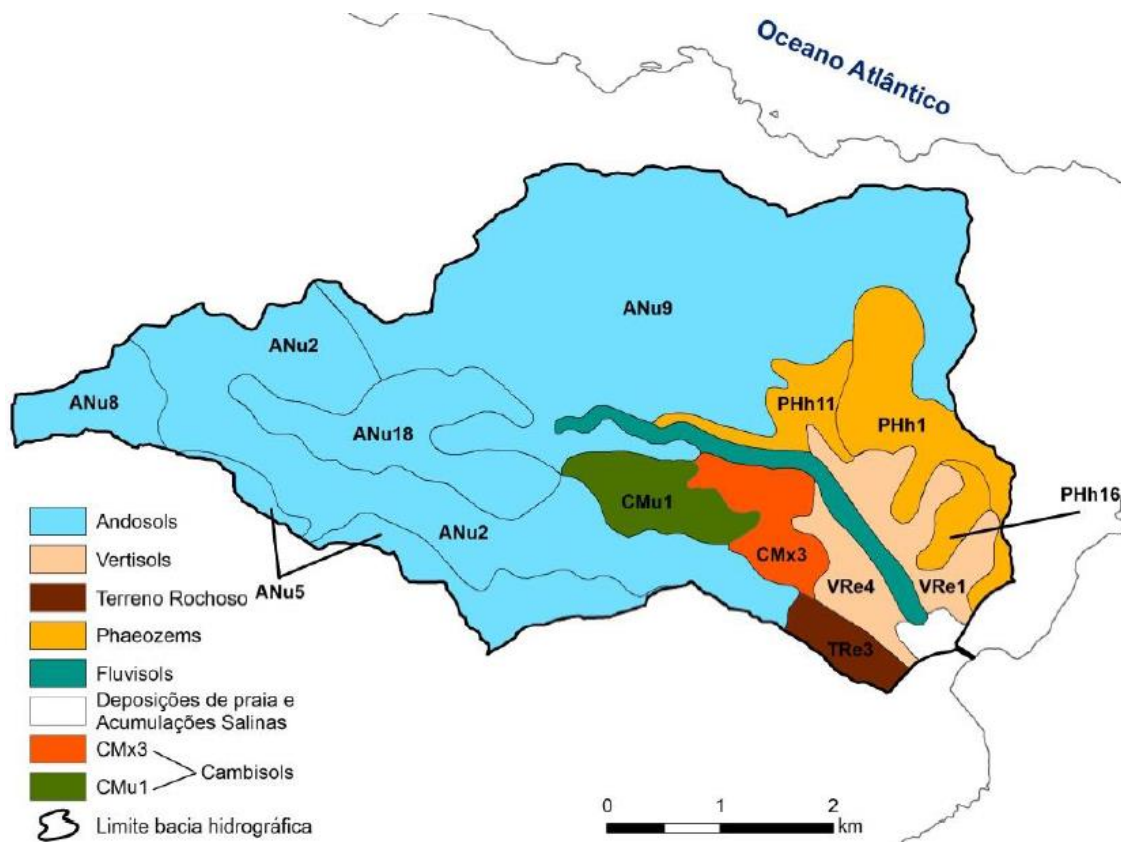


Figura 19 - Carta de solos da ilha da Madeira adaptada à bacia de Machico (adaptado de Carta de solos da ilha da Madeira, 1992) - exemplo.

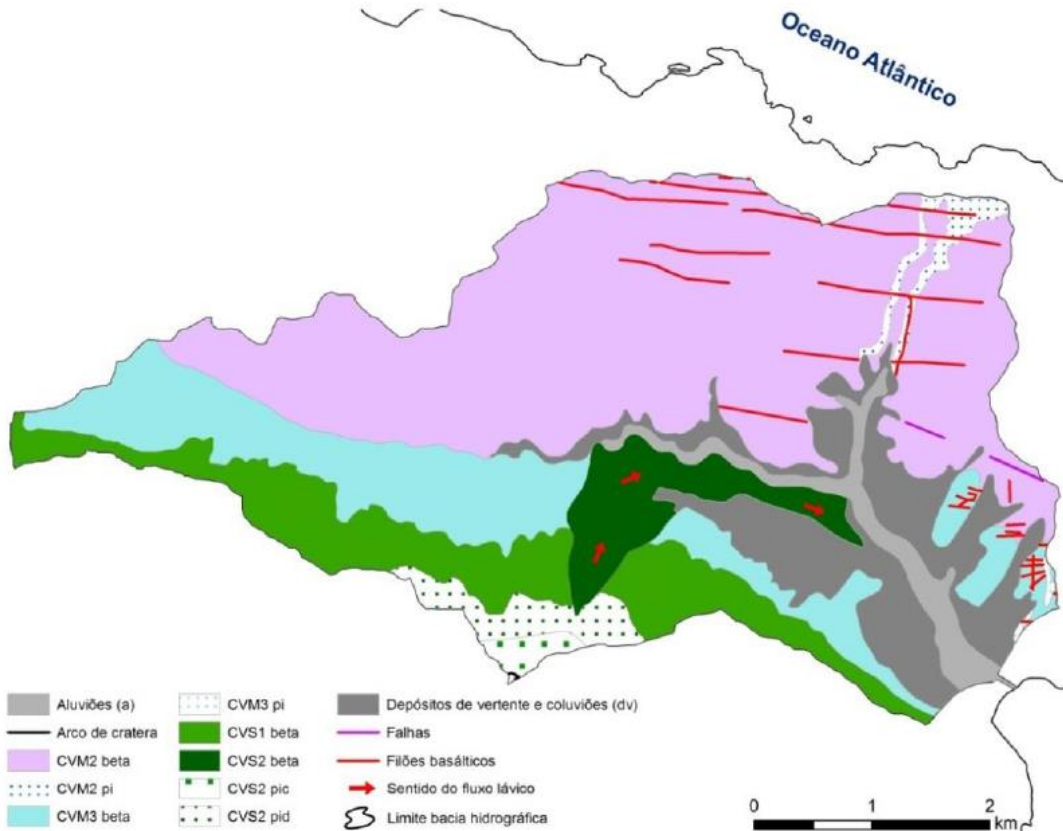


Figura 20 - Carta geológica da ilha da Madeira adaptada à bacia de Machico (Silveira, Madeira, Ramalho, Fonseca, & Prada, 2010b) - exemplo.

## 2.2. TIPOS E REGIMES DE ESCOAMENTO

### 2.2.1. Variação no tempo

Em relação à variação no tempo, o escoamento pode ser considerado:

- a) permanente - se as velocidades média,  $\bar{u}$  e pontual,  $u$ , bem como a profundidade,  $h$ , permanecerem invariáveis no tempo em grandeza e direção. Assim, o caudal, segundo a (eq. 34), permanece constante entre todas as secções do canal.

$$Q = \bar{u} \times S \quad (\text{eq. 34})$$

- b) não permanente - se a profundidade,  $h$ , bem como os restantes parâmetros do escoamento variarem com o tempo. Nestas circunstâncias, o caudal deixa de ser constante

### 2.2.2. Variação no espaço

Em relação à variação no espaço, o escoamento pode ser considerado:

- a) Uniforme - se a profundidade,  $h$ , bem como os restantes parâmetros se mantiverem invariáveis em todas as secções do canal. Neste caso, as linhas de fundo e da superfície livre são paralelas.
- b) Não uniforme (ou variado) - se a profundidade e os restantes parâmetros variarem de uma secção para outra. Um escoamento não uniforme pode ser permanente ou não permanente. Podemos dividi-lo em duas subclasses:
  - a. Gradualmente variado - se a profundidade e os restantes parâmetros variarem muito lentamente de uma secção para outra.
  - b. Rapidamente variado - se a profundidade e os restantes parâmetros variarem rapidamente, por vezes com descontinuidades.

### 2.2.3. Número de Froude e de Reynolds

O número de Froude é um número adimensional, utilizado na hidráulica de escoamentos em superfície livre, que representa a razão entre uma velocidade característica e a velocidade de onda gravitacional ou a razão entre as forças de inércia e as forças de gravidade (por unidade de volume, numa dada secção e num dado instante) e separa os tipos de regime de escoamento em três tipos de acordo com sua relação com o nível crítico da água no canal. Uma forma de classificar o escoamento é através do número de Froude ( $F_r$ ), dado pela equação:

$$F_r = u / \sqrt{g \times h} \quad (\text{eq. 35})$$

Em que:

$u$  - representa a velocidade característica (m/s);

$g$  - representa a aceleração gravítica ( $\text{m/s}^2$ );

$h$  - representa a profundidade hidráulica (m), resultante da equação  $h=A/B$  (sendo  $A$  a área da secção transversal,  $\text{m}^2$ , e  $B$  a largura da superfície livre, m).

Desta forma podemos classificar o escoamento como:

- 1) Escoamento fluvial (lento) - se  $F_r < 1$ ;
- 2) Escoamento torrencial (rápido) - se  $F_r > 1$ ;
- 3) Escoamento crítico - se  $F_r = 1$ .

O coeficiente, número ou módulo de Reynolds (abreviado como  $R_e$ ), é um número adimensional, usado em mecânica dos fluidos, para o cálculo do regime de escoamento de determinado fluido sobre uma superfície. O número de Reynolds ilustra, matematicamente, a importância das forças de viscosidade na geração de um fluxo e, no caso de um canal, é dado pela seguinte equação:

$$R_e = u \times R_h / \nu \quad (\text{eq. 36})$$

Em que:

$u$  - representa a velocidade característica (m/s);

$R_h$  - representa o raio hidráulico (m), razão entre a área da secção molhada ( $A$ , em  $\text{m}^2$ ) e o perímetro molhado da mesma ( $P$ , em m);

$\nu$  - representa a viscosidade cinemática do fluido, ( $\text{m}^2/\text{s}$ );

Desta forma podemos classificar o escoamento como:

- a) Escoamento laminar - se  $Re < 500$ ;
- b) Escoamento turbulento - se  $Re > 2000$ ;
- c) Escoamento de transição - se  $500 < Re < 2000$ .

Por conseguinte, da combinação dos valores dos números de Froude e Reynolds resultam os seguintes quatro regimes de escoamento:

- a) Fluvial/Laminar -  $F_r < 1$  e  $Re < 500$ ;
- b) Fluvial/Turbulento -  $F_r < 1$  e  $Re > 2000$ ;
- c) Torrencial/Laminar -  $F_r > 1$  e  $Re < 500$ ;
- d) Torrencial/Turbulento -  $F_r > 1$  e  $Re > 2000$ .

### 2.3. CARACTERIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

No caso de escoamentos em canais, o conhecimento da secção transversal do escoamento (perpendicular à direção do escoamento) é de fundamental importância, pois os elementos geométricos envolvidos devem ter relações definidas com os elementos hidráulicos. A caracterização será referente a uma secção transversal retangular, relativa à secção avaliada nesta dissertação.

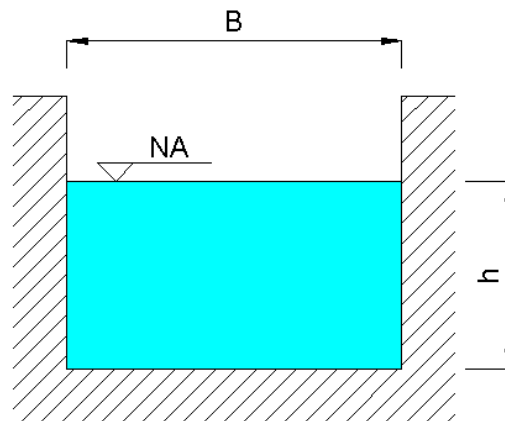


Figura 21 - Secção transversal retangular.

Características da secção transversal:

- **Profundidade, h:** distância entre o ponto mais baixo da seção transversal do canal e a superfície livre do líquido.
- **Largura na superfície, B:** distância entre margem esquerda e direita, medida na superfície livre.
- **Área molhada, A:** área da seção transversal perpendicular à direção do escoamento ( $A=B \times h$ ).
- **Perímetro molhado P:** comprimento da linha de contorno da área molhada ( $P=B+2h$ ).
- **Raio hidráulico,  $R_H$ :** relação entre área molhada e perímetro molhado ( $R_H=A/P$ ).

## 2.4. CAUDAL DE PONTA DE CHEIA

### 2.4.1. Considerações gerais

O caudal de ponta cheia é um dado importante para a avaliação preliminar do risco de cheia e pode ser determinado a partir de:

- fórmulas empíricas - tendo em conta a experiência acumulada e a área da bacia hidrográfica;
- fórmulas cinemáticas - tendo em conta as noções de tempo de concentração e precipitação crítica (precipitação que origina o maior caudal de ponta para um determinado tempo de concentração);
- fórmulas estatísticas - tendo em conta a análise de um conjunto de valores referentes a uma dada secção.

Serão apresentadas, nos subcapítulos subsequentes, alguns exemplos de fórmulas existentes para o cálculo do caudal de ponta. Como é óbvio, nem todas serão utilizadas nesta dissertação, seja por questões de limitação da área da bacia ou do tempo de concentração para as quais estas produzem melhores resultados; apenas se quer dar a conhecer as inúmeras possibilidades de cálculo e sua adequabilidade.

#### 2.4.1.1. Fórmulas empíricas

Este tipo de abordagem, apesar de não ser a mais recomendada, pode ser usado para a determinação de cheias excepcionais, quando não se possui informação suficiente. Seguem-se alguns exemplos de fórmulas empíricas.

##### 2.4.1.1.1. Fórmula de Forti

$$Q_p = A_b \cdot \left( b \cdot \frac{500}{A_b + 125} + c \right) \quad (\text{eq. 37})$$

Em que:

$Q_p$  - caudal de ponta de cheia ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$A_b$  - área da bacia hidrográfica ( $\text{km}^2$ );

$b, c$  - constantes que têm, respetivamente, os valores de 2,35 e 0,5 para uma precipitação máxima diária menor que 200 mm, e os valores de 3,25 e 1,00 para uma precipitação máxima diária compreendida entre 200 mm e 400 mm.

Limitações:

- Resultados aceitáveis em bacias hidrográficas cuja área seja inferior a  $1000\text{km}^2$ .

##### 2.4.1.1.2. Fórmula de Iskowski

$$Q_p = K_{IS} \cdot m_I \cdot \bar{P} \cdot A_b \quad (\text{eq. 38})$$

Em que:

$K_{is}$  - coeficiente variável entre 0.800 e 0.017, dependendo da categoria dos solos, da cobertura vegetal e do relevo (Tabela 4);  
 $m_1$  - coeficiente variável com a área da bacia (Tabela 5);  
 $\bar{P}$  - precipitação média anual (m);  
 $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>).

**Tabela 4 - Coeficiente  $K_{is}$  (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).**

Orografia da bacia	Valores do coeficiente $K_{is}$			
	Categoria I	Categoria II	Categoria III	Categoria IV
Zona baixa e pantanosa	0.017	0.030	-	-
Zona levemente ondulada	0.025	0.040	-	-
Zona em parte plana e em parte com colinas	0.030	0.055	0.100	-
Zona com colinas não muito íngremes	0.035	0.070	0.125	-
Zona de montes altos / pouco inclinados	0.060	0.160	0.360	0.600
Zona de montes altos / média inclinação	0.070	0.185	0.460	0.700
Zona de montes altos / muito inclinados	0.080	0.210	0.600	0.800

Nota:  
 Categoria I - Terreno muito permeável com grande vegetação ou completamente cultivado;  
 Categoria II - Terreno de colina ou montanha com vegetação normal, e os de planície levemente ondulada, mas pouco permeável;  
 Categoria III - Terreno impermeável com vegetação normal em colina escarpada ou montanhosa;  
 Categoria IV - Terreno impermeável com escassa ou nenhuma vegetação.

**Tabela 5 - Coeficiente  $m_1$  (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).**

$A_b$ (km <sup>2</sup> )	1	10	40	70	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
$m_1$	10.0	9.0	8.23	7.60	7.40	6.87	6.55	6.22	5.90	5.60	5.35	5.12	4.90	4.70

Principais características:

- uma das primeiras fórmulas empíricas a considerar a precipitação na bacia hidrográfica;
- fórmula de validade regional, fornecendo o valor do caudal de ponta de cheia em função da área da bacia, de fatores climáticos e fisiográficos;
- em Portugal, a sua utilização conduz a caudais inferiores aos reais.

Limitações:

- Resultados aceitáveis em bacias hidrográficas cuja área seja inferior a 1000km<sup>2</sup>.

#### 2.4.1.1.3. Fórmula de Pagliaro

$$Q_p = A_b \cdot \left( \frac{2900}{90 + A_b} \right) \quad (\text{eq. 39})$$

Em que:

$A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>).

Limitações:

- Resultados aceitáveis em bacias hidrográficas cuja área seja inferior a 1000km<sup>2</sup>.



## 2.4.1.1.4. Fórmula de Whistler

$$Q_p = A_b \cdot \left( \frac{1538}{259 + A_b} + 0,054 \right) \quad (\text{eq. 40})$$

Sendo:

$A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>).

Limitações:

- Resultados aceitáveis em bacias hidrográficas cuja área esteja compreendida entre 1000 e 12000 km<sup>2</sup>.

## 2.4.1.2. Fórmulas cinemáticas

## 2.4.1.2.1. Fórmula racional

$$Q_p = C \cdot I \cdot A_b \quad (\text{eq. 41})$$

Em que:

C - coeficiente da fórmula racional que depende do tipo e da ocupação do solo da bacia hidrográfica (Tabela 6 e Tabela 7);

I - intensidade média da precipitação para determinada frequência de ocorrência e com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica (mm/h);

$A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>).

Tabela 6 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas urbanas (adaptado de Chow, 1964).

Áreas Urbanas	
Ocupação do solo	C
<b>Zonas verdes:</b>	
relvados em solos arenosos	0.05 - 0.20
relvados em solos pesados	0.15 - 0.35
parques e cemitérios	0.10 - 0.35
campos desportivos	0.20 - 0.35
<b>Zonas comerciais:</b>	
centro da cidade	0.70 - 0.95
Periferia	0.50 - 0.70
<b>Zonas residenciais:</b>	
vivendas no centro da cidade	0.30 - 0.50
vivendas na periferia	0.25 - 0.40
prédios de apartamentos	0.50 - 0.70
<b>Zonas industriais:</b>	
indústria dispersa	0.50 - 0.80
indústria concentrada	0.60 - 0.90
Vias férreas	0.20 - 0.40
<b>Ruas e estradas:</b>	
asfaltadas	0.70 - 0.90
de betão	0.80 - 0.95
de tijolo	0.70 - 0.85
Passeios	0.85 - 0.85
Telhados	0.75 - 0.95
Baldios	0.10 - 0.30

Tabela 7 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas agrícolas (adaptado de Chow, 1964).

Áreas Agrícolas			
Tipos de solos	C		
	Cobertura da bacia		
	Culturas	Pastagens	Bosques e florestas
Com capacidade de infiltração superior à média; usualmente arenosos.	0.20	0.15	0.10
Com capacidade de infiltração média; sem camadas de argila; solos francos ou similares.	0.40	0.35	0.30
Com capacidade de infiltração inferior à média; solos argilosos pesados ou com uma camada argilosa junto à superfície; solos delgados sobre rocha impermeável	0.50	0.45	0.40

O coeficiente C não corresponde necessariamente a um “coeficiente de escoamento” (relação entre volumes do escoamento e da precipitação que o origina). O objetivo é demonstrar os efeitos, no caudal de ponta de cheia, da retenção superficial, da infiltração e do armazenamento nos leitos. Depende, por isso, do tipo hidrológico do solo, da ocupação do solo e do período de retorno.

Os valores do coeficiente de escoamento, apresentados anteriormente, correspondem a um período de retorno compreendido entre 5 e 10 anos; para precipitações de intensidade menos frequente será necessário corrigir o coeficiente de escoamento por intermédio de um coeficiente de ajustamento,  $C_f$ , (Wright-McLaughlin, 1969). De referir que o produto do coeficiente de escoamento pelo coeficiente de ajustamento não pode exceder a unidade. Assim, a fórmula racional passa a ser definida por:

$$Q_p = C \cdot C_f \cdot I \cdot A_b \quad (\text{eq. 42})$$

Em que  $C_f$  é o coeficiente de ajustamento definido através da seguinte forma:

Tabela 8 - Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (Wright-McLaughlin, 1969).

Período de retorno, T (anos)	Coeficiente de ajustamento, $C_f$
25	1.10
50	1.20
100	1.25

Principais características:

- fórmula mais utilizada e divulgada à escala mundial;
- resultados aceitáveis e seguros, desde que se tome em consideração as suas limitações, a adequação dos seus parâmetros de base e a correta definição dos procedimentos da sua aplicação;
- requer o conhecimento da área e tipo de ocupação do solo da bacia hidrográfica, do tempo de concentração e da curva de possibilidade odométrica ou curvas IDF para um dado período de retorno.

## Limitações:

- simplificações de natureza hidrológica - admitir a precipitação como invariável no espaço e no tempo e considerar a transformação precipitação-escoamento como sendo uma relação linear traduzida por um coeficiente de escoamento constante;
- simplificações de natureza hidráulica - considerar que o caudal de ponta de cheia só ocorre quando toda a bacia está a contribuir para o escoamento;
- em Portugal esta formulação tem sido utilizada, com resultados satisfatórios, em bacias cuja área é inferior a 25 km<sup>2</sup>.

## 2.4.1.2.2. Fórmula de Giandotti

$$Q_p = \frac{\lambda \cdot A_b \cdot h_{max}}{t_c} \quad (\text{eq. 43})$$

Sendo:

 $\lambda$  - parâmetro em função da área (Tabela 9); $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>); $h_{max}$  - altura de precipitação para uma duração igual ao tempo de concentração e um determinado período de retorno (mm); $t_c$  - tempo de concentração (h).

Na Tabela 9 estão indicados os valores do parâmetro  $\lambda$  em função da área da bacia e os coeficientes de escoamento equivalentes da fórmula racional. No entanto, para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 300 km<sup>2</sup> e entre 300 e 500 km<sup>2</sup>, o valor do parâmetro  $\lambda$  equivale a um coeficiente de escoamento da fórmula racional maior ou igual à unidade, o que não faz sentido, visto que o dito coeficiente é um coeficiente redutor (Quintela, 1982). Desta forma, Lencastre e Franco (1992) referem que alguns autores sugerem a utilização de  $\lambda=0.244$ , a que corresponde um valor de  $C=0.81$ .

Tabela 9 - Valores do parâmetro  $\lambda$  da fórmula de Giandotti (adaptado de Lencastre e Franco, 1992).

$A_b$ (km <sup>2</sup> )	$\lambda$	C (equivalente)
Até 300	0.346	1.25
300 – 500	0.277	1.00
500 – 1000	0.197	0.71
1000 - 8000	0.100	0.36
8000 - 20000	0.076	0.27
20000 - 70000	0.055	0.20

## 2.4.1.2.3. Fórmula de Mockus

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot A_b \cdot P_e}{\sqrt{t_c} + 0,6 \cdot t_c} \quad (\text{eq. 44})$$

Sendo:

 $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>); $P_e$  - precipitação efetiva (cm); $t_c$  - tempo de concentração (h).

Segundo esta fórmula admite-se que o valor máximo do caudal de ponta de cheia, para uma dada frequência, corresponde à precipitação útil com duração  $t_r=2t_c^{1/2}$ .

Limitações:

- Aplicável a bacias cujo tempo de concentração seja inferior a 4 horas.

#### 2.4.1.2.4. Fórmula de Temez

$$Q_p = \frac{C \cdot I \cdot A_b}{3} \quad (\text{eq. 45})$$

Sendo:

C - coeficiente de escoamento da fórmula de Temez (eq. 46);

I - intensidade média de precipitação (mm/h);

$A_b$  - área da bacia hidrográfica ( $\text{km}^2$ ).

$$C = \frac{(P_d - P_0) \cdot (P_d + 23 \cdot P_0)}{(P_d + 11 \cdot P_0)^2} \quad (\text{eq. 46})$$

Sendo:

$P_d$  - precipitação máxima diária (mm);

$P_0$  - parâmetro relativo às perdas diárias iniciais da precipitação antes de se iniciar o escoamento superficial (mm). Os valores mais frequentes de  $P_0$  variam entre 24 mm e 35 mm (eq. 47).

$$P_0 = \frac{5080}{CN} - 50,8 \quad (\text{eq. 47})$$

O coeficiente CN - parâmetro adimensional designado número de curva ou número de escoamento (CN, do inglês "Curve Number"), que relaciona e descreve o comportamento hidrológico dos vários tipos de solo, a sua utilização e as condições de superfície.

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

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

- tipo A (baixo potencial de escoamento superficial), solos com elevada transmissividade, caracterizando-se pela elevada capacidade de infiltração mesmo quando completamente humedecidos. Incluem-se principalmente, neste tipo, areias profundas com drenagem boa ou excessiva;
- tipo B (potencial de escoamento superficial abaixo da média), este tipo de solos possuem uma transmissividade média, caracterizando-se por intensidades de infiltração moderadas, quando completamente humedecidos. Incluem-se neste tipo, solos medianamente profundos, com textura moderadamente fina e moderadamente grosseira e medianamente drenadas;
- tipo C (potencial de escoamento superficial acima da média), solos que possuem uma transmissividade baixa, caracterizando-se por baixas intensidades de infiltração

quando totalmente humedecidos. Este tipo corresponde essencialmente a solos com camadas impermeáveis subjacentes e solos com textura moderadamente fina;

- tipo D (potencial de escoamento superficial elevado), este tipo de solos possuem uma transmissividade muito baixa, sendo caracterizados por intensidades de infiltração muito baixas quando completamente humedecidos. São exemplo deste tipo, solos argilosos expansíveis, solos com o nível freático permanentemente próximo da superfície e solos com substratos impermeáveis a pouca profundidade.

Na Tabela 10, apresentam-se os números de escoamento (CN), para os diferentes tipos de solo e para as condições de humidade AMC-II (situação média na época de cheias) e para as diferentes utilizações do solo segundo o Soil Conservation Service.

**Tabela 10 - Valor do número de escoamento, CN, em bacias urbanas e suburbanas para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo (Lencastre & Franco, 2006).**

Utilização ou cobertura do solo		Tipo de solo			
		A	B	C	D
<b>Terras lavradas:</b>					
não cultivadas		72	81	88	91
Cultivadas		62	71	78	81
<b>Pastagens:</b>					
Pobres		68	79	86	89
Boas		39	61	74	80
Prados em boas condições		30	58	71	78
<b>Florestas:</b>					
pouco densas		45	66	77	83
Densas		25	55	70	77
<b>Espaços abertos, relvados, campos de golfe, cemitérios, etc.:</b>					
boas condições: cobertura com 75% ou mais de relva		39	61	74	80
fracas condições: cobertura com 50% a 75% de relva		49	69	79	84
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Zonas industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
<b>Zonas residenciais:</b>					
Tamanho dos lotes (média) (m2)		Imper. (média) (%)			
500		65		77	85
1000		38		61	75
1300		30		57	72
2000		25		54	70
4000		20		51	68
Lotes de parques pavimentados, telhados, passeios, etc.		98	98	98	98
<b>Ruas, estradas:</b>					
pavimentadas, com sarjetas e coletores		98	98	98	98
Empedradas		76	85	89	91
terra batida		72	82	87	89

Na Tabela 11, apresentam-se os valores do número de escoamento, CN, para bacias rurais.

**Tabela 11 - Valor do número de escoamento, CN, em bacias rurais para as condições de humidade AMC-II e diferentes utilizações do solo (Mata-Lima, 2007).**

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

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

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

Os valores do número do escoamento apresentados na Tabela 10 e Tabela 11, correspondem à condição AMC-II, quando as condições de humidade do solo se aproximam dos seus limites inferior ou superior, respetivamente AMC-I e AMC-III, os valores do CN deverão ser corrigidos de acordo com as equações (eq. 48) e (eq. 49), utilizando a parte inteira sem arredondamento do valor calculado, obtendo-se respetivamente CNI e CNIII. (Lencastre & Franco, 2006); (Methods & Durrans, 2003)

$$CNI = \frac{4,2 \cdot CNII}{10 - 0,058 \cdot CNII} \quad (\text{eq. 48})$$

$$CNIII = \frac{23 \cdot CNII}{10 + 0,13 \cdot CNII} \quad (\text{eq. 49})$$

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

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

$$CN = \frac{\sum_{i=1}^n CN_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (\text{eq. 50})$$

Onde CN (adimensional) é o número do escoamento da bacia,  $CN_i$  (adimensional) é o número do escoamento para a sub-bacia  $i$  e  $A_i$  ( $m^2$ ) é a área correspondente à sub-bacia  $i$ .

Principais características:

- Considera-se que a intensidade de precipitação útil é constante e que o caudal máximo de uma bacia hidrográfica se verifica quando toda a bacia está a contribuir, ou seja, quando a duração da precipitação iguala o tempo de concentração.

Limitações:

- Resultados aceitáveis em bacias hidrográficas cuja área seja inferior a  $75 \text{ km}^2$ .

## 2.5. HIDROGRAMAS DE CHEIA

### 2.5.1. Considerações gerais

Um hidrograma é a representação gráfica da variação da vazão em relação ao tempo. Ao isolar picos do hidrograma podemos analisar alguns fenômenos de interesse em Hidrologia, como por exemplo, cheias. Na análise de um hidrograma, para uma dada secção de um curso de água, podem ser consideradas as seguintes componentes do escoamento nessa mesma secção (Figura 22):

- escoamento de base, básico ou escoamento subterrâneo (contribuição do lençol de água subterrânea);
- escoamento direto ou escoamento superficial;
- escoamento intermédio ou escoamento hipodérmico;
- escoamento resultante da precipitação sobre a rede hidrográfica.

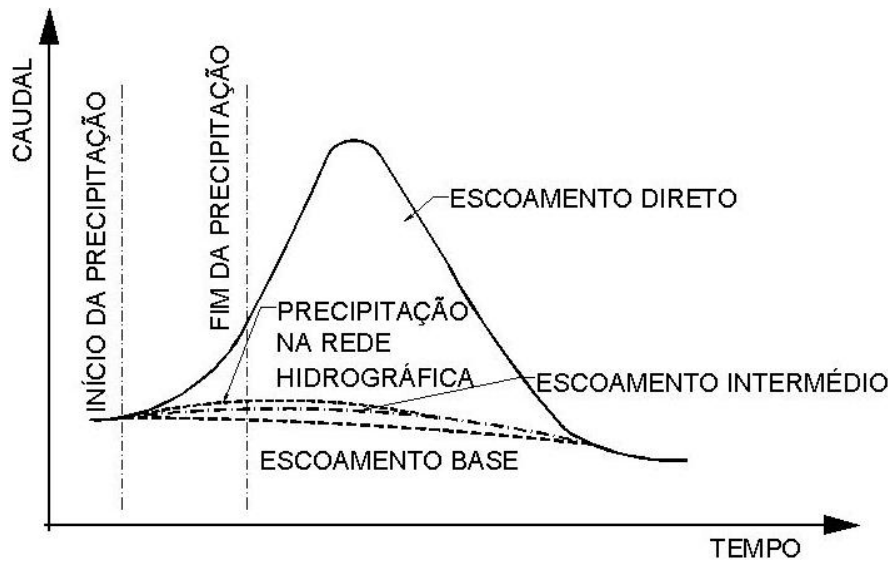


Figura 22 - Hidrograma (componentes).

Quer o escoamento de base, quer o intermédio, podem ser expressos por uma exponencial do tipo:

$$Q_t = Q_0 \cdot e^{-at} \quad (\text{eq. 51})$$

Em que:

$Q_t$  - caudal numa secção qualquer num dado instante  $t$ ;

$Q_0$  - caudal no início do período considerado;

$a$  - coeficiente considerado característico das formações locais.

Usualmente, na análise de hidrogramas, é apenas considerado o escoamento direto e o escoamento de base, uma vez que as restantes componentes são desprezáveis face à relevância das enunciadas anteriormente.

## 2.5.2. Hidrograma - forma e fatores que a influenciam

### 2.5.2.1. Forma do hidrograma

Após uma precipitação isolada ocorrida na respetiva bacia hidrográfica, o hidrograma registado tem geralmente a forma de uma campânula assimétrica, onde podem ser consideradas as seguintes quatro partes distintas (Figura 23):

- a curva de crescimento - correspondente ao aumento de caudal motivada pelo incremento do escoamento, e que ocorre durante o tempo de crescimento ou tempo para a ponta,  $t_p$ ;
- a ponta do hidrograma - que é o respetivo valor máximo;
- a curva de decrescimento - correspondente à diminuição progressiva do escoamento direto, e que ocorre durante o tempo de decrescimento,  $t_d$ . A soma dos tempos de crescimento e decrescimento corresponde ao tempo de base do hidrograma,  $t_b$ ;
- a curva de esgotamento - correspondente ao decréscimo exponencial do escoamento de base, depois de terem cessado as contribuições das restantes componentes do escoamento superficial.



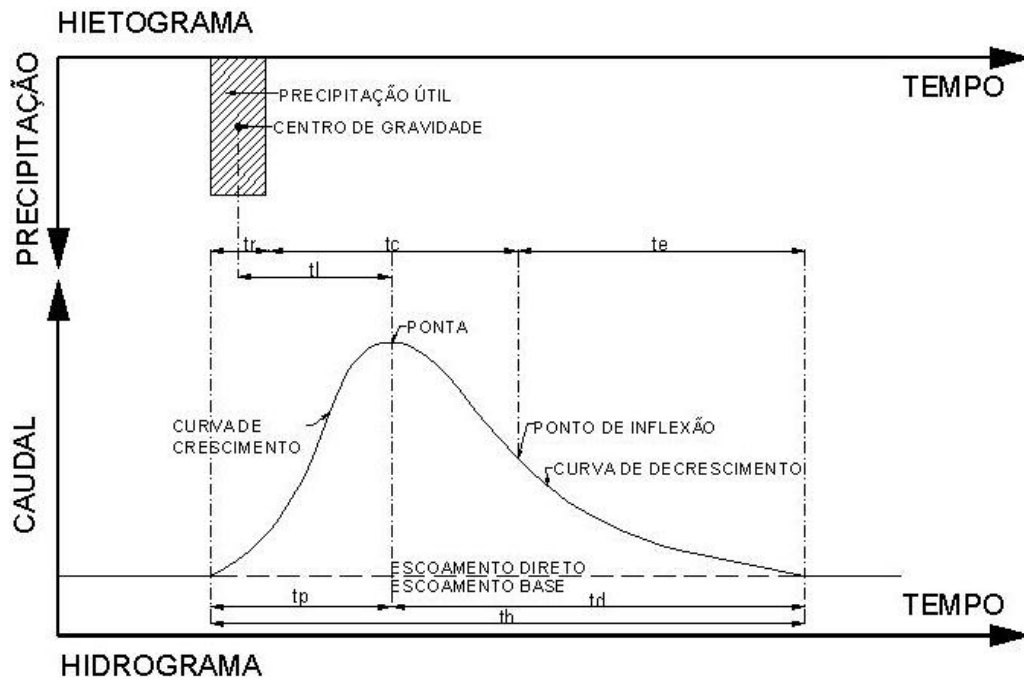


Figura 23 - Forma de um hidrograma tipo.

A partir da figura anterior podemos fazer as seguintes análises:

- o tempo de resposta da bacia,  $t_l$ , corresponde ao intervalo de tempo definido pelos instantes associados ao centro de gravidade da precipitação útil e à ponta do hidrograma. Representa o desfasamento entre a curva cronológica dos caudais na secção em estudo e a dos caudais correspondentes à precipitação, repartida uniformemente por toda a bacia, no momento em que ela ocorre;
- o tempo de precipitação,  $t_r$ , corresponde ao tempo durante o qual, ocorre a fração útil da precipitação que origina o escoamento direto do hidrograma.
- o tempo de concentração de uma bacia,  $t_c$ , já foi analisado de forma completa no subcapítulo 2.1.2.2.3, assim que não será abordado de novo nesta secção.
- o tempo de esvaziamento da rede hidrográfica,  $t_e$ , está compreendido entre a ocorrência do ponto de inflexão na curva de decrescimento e o instante em que o escoamento direto cessa; corresponde à passagem, numa dada secção, do volume de água armazenado na rede durante o evento de precipitação. O respetivo valor depende, quer de fatores fixos (características geométricas dos canais da rede), quer de fatores variáveis (características da precipitação).
- o tempo de base do hidrograma,  $t_b$ , corresponde à passagem do escoamento direto numa dada secção. Para uma precipitação útil, uniformemente repartida sobre toda a bacia, o escoamento direto ocorre imediatamente após o início daquela e só termina quando, depois da contribuição final do ponto mais afastado chegar à secção de saída, e passar por essa mesma secção de saída todo o volume de água armazenado na própria rede durante o evento de precipitação. O tempo de base do hidrograma, que foi já referido como a soma dos tempos de crescimento e decrescimento, pode igualmente ser considerado como a soma dos tempos de precipitação, de concentração da bacia e de esvaziamento da rede, isto é:

$$t_b = t_p + t_d = t_r + t_c + t_e \quad (\text{eq. 52})$$

### 2.5.2.2. Fatores que afetam a forma do hidrograma

Nesta secção serão descritos os fatores que afetam a forma do diagrama, salientando que os fatores relativos à precipitação (forma, intensidade, duração e distribuição) influenciam predominantemente a definição da curva de crescimento do hidrograma e os fatores fisiográficos da bacia (área, forma, densidade de drenagem, relevo, solos e geologia) influenciam a curva de decrescimento.

No que diz respeito à precipitação importa definir os seguintes parâmetros:

- intensidade da precipitação ( $i$ ) - o quociente entre a altura de precipitação e o intervalo de tempo considerado;
- taxa de infiltração - taxa a que a água entra no solo;
- capacidade de infiltração ( $f$ ) - taxa máxima de infiltração (quando à superfície do solo existe água disponível para o processo da infiltração - provindo tal água de precipitação, pode afirmar-se que a taxa de infiltração iguala a capacidade de infiltração, se esta capacidade for inferior à intensidade da precipitação; caso contrário, ocorrerá uma taxa de infiltração igual à intensidade da precipitação);
- capacidade de campo ( $e$ ) - é o teor de humidade (razão entre o volume de água de um solo e o seu volume total) de um solo natural que tenha sido saturado e deixado drenar livremente, ou seja, a quantidade residual de água que um solo consegue reter contra a ação da gravidade (água ligada aos grãos por forças de adesão, de coesão ou de capilaridade);
- porosidade ( $n_r$ ) - relação entre o volume dos poros preenchidos por fluidos e o volume total da amostra.

Na Figura 24 estão esquematizados os efeitos de alguns dos fatores anteriormente referidos, os quais se passam a descrever:

- a)  $i \leq f$  e  $e \leq n_r$  - hidrograma de um curso de água perene composto unicamente pelo escoamento de base. A ocorrência de precipitação cuja intensidade seja inferior à capacidade de infiltração do solo ( $i \leq f$  - ausência de escoamento direto) e numa situação em que a capacidade de campo seja inferior à porosidade do solo ( $e \leq n_r$  - ausência de escoamento intermédio), provoca apenas uma subida impercetível de caudal, devida unicamente à precipitação sobre o próprio curso de água.
- b)  $i \leq f$  e  $e > n_r$  - hidrograma de um curso de água resultante da ocorrência de um escoamento intermédio. Se a intensidade da precipitação é inferior à capacidade de infiltração do solo ( $i \leq f$  - não existe escoamento direto), mas se a respetiva capacidade de campo estiver satisfeita ( $e > n_r$ ), a água infiltrada vai originar escoamento intermédio e aumentar a contribuição do escoamento de base.
- c)  $i > f$  e  $e \leq n_r$  - hidrograma de um curso de água resultante da ocorrência de um escoamento direto. Se a capacidade de campo dos solos da bacia não está satisfeita ( $e \leq n_r$  - ausência de escoamento intermédio), mas se a intensidade de precipitação excede a capacidade de infiltração do solo ( $i > f$ ), o aumento do caudal no rio é devido unicamente ao escoamento superficial.
- d)  $i > f$  e  $e > n_r$  - hidrograma resultante de uma situação em que, quer a capacidade de campo dos solos da bacia está satisfeita ( $e > n_r$ ), quer a intensidade de precipitação excede a capacidade de infiltração ( $i > f$ ); nesta situação ocorrem todas as componentes consideradas na constituição do escoamento superficial, isto é, o aumento do caudal do rio é devido ao escoamento direto, intermédio e de base.
- e) e f) - hidrogramas resultantes da ocorrência de precipitações de igual valor, mas com diferente distribuição espacial, na mesma bacia.
- g) e h) - hidrogramas resultantes do mesmo valor de precipitação em bacias de área idêntica, mas de forma diferente.

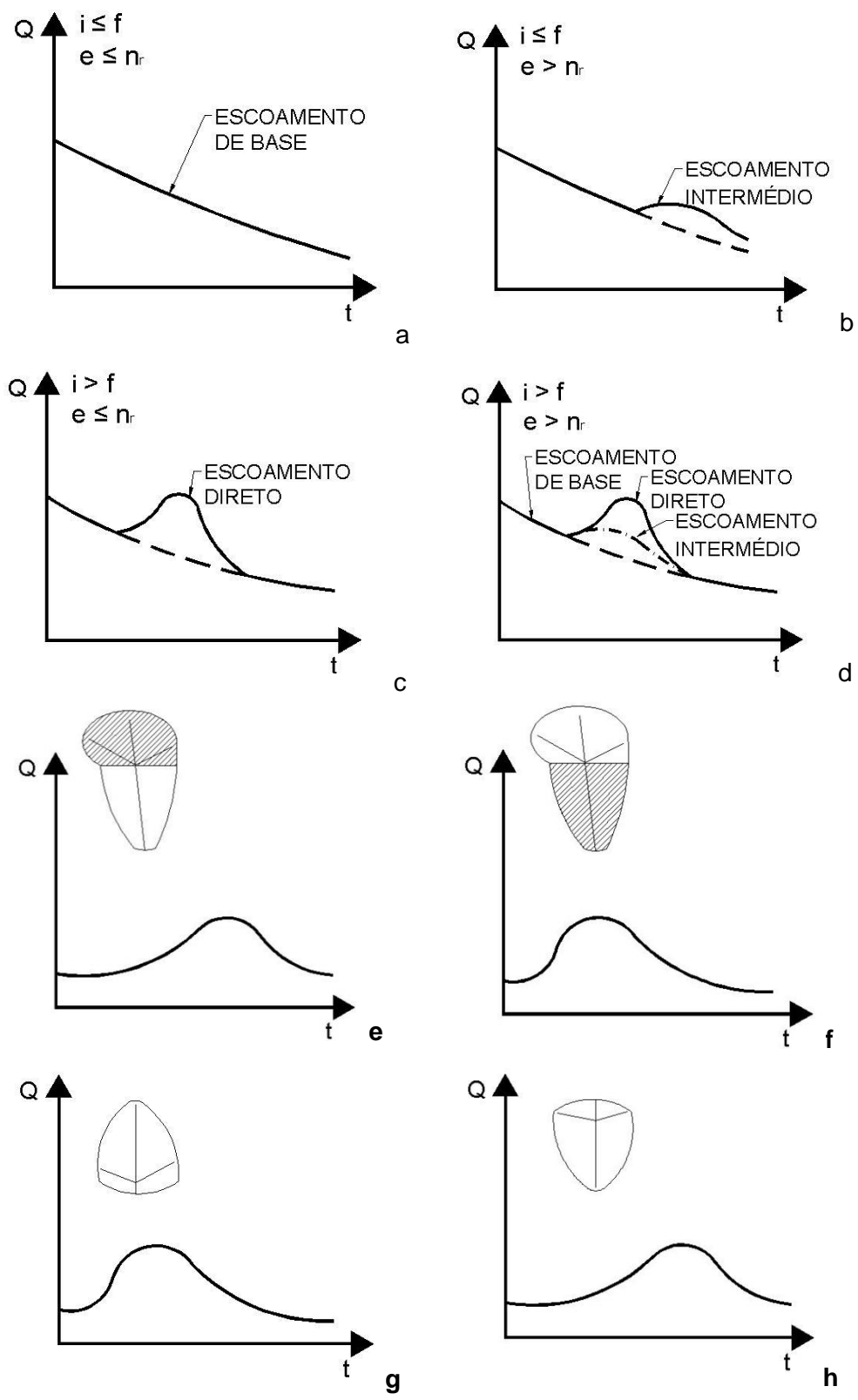


Figura 24 - Efeitos das características da precipitação e da bacia na forma do hidrograma.

### 2.5.3. Hidrograma unitário e chuva unitária

O método mais utilizado para determinação do hidrograma de cheia tem por base o conceito de hidrograma unitário, o qual resulta de um escoamento superficial (unitário) correspondente a 1 cm de altura de água sobre toda a bacia.

No caso particular de bacias hidrográficas em que a precipitação útil tenha intensidade constante no tempo e distribuição uniforme sobre toda a bacia, o tempo base ou duração do hidrograma resultante da precipitação útil com uma dada duração, permanece constante. Para uma dada bacia hidrográfica, o hidrograma unitário reflete a constância das características da bacia, ou seja, em igualdade dos restantes fatores, o hidrograma produzido na bacia, em resposta a uma determinada precipitação útil, é sempre o mesmo.

O hidrograma unitário é regulado por três princípios:

#### 1º Princípio - Tempo de base constante

Os hidrogramas resultantes de chuvas de iguais durações, mas com diferentes alturas, terão o mesmo tempo de base e ordenadas proporcionais à altura da precipitação útil.

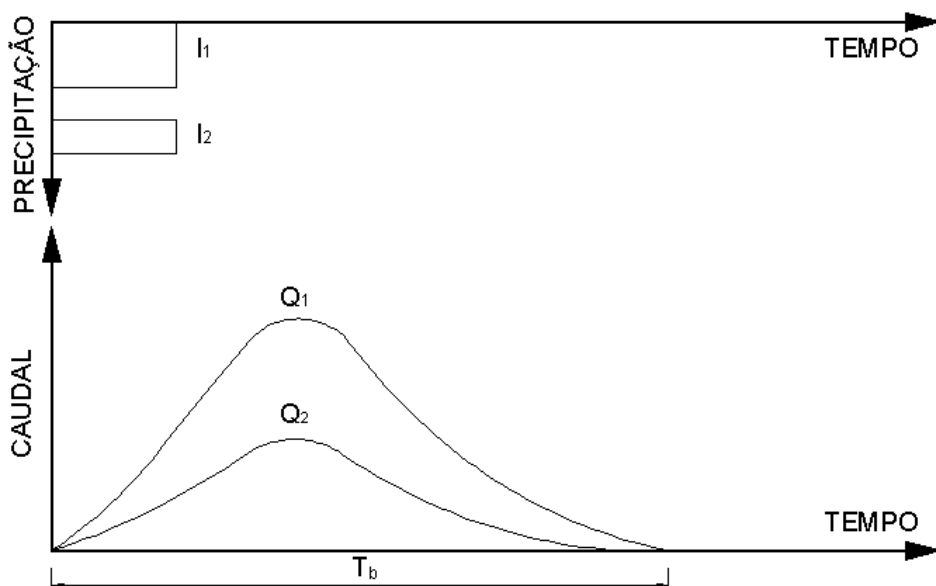


Figura 25 - Tempo de base constante.

Pela Figura 25 verifica-se que, numa bacia hidrográfica, a duração do escoamento superficial é a mesma para chuvas uniformemente distribuídas e de igual duração, qualquer que seja o volume escoado.

#### 2º Princípio - Princípio de afinidade ou proporcionalidade dos caudais

Uma chuva unitária,  $h_1$ , produz o escoamento direto  $V_1$  e outra chuva unitária,  $h_2$ , produz o escoamento  $V_2$ . Atendendo aos hidrogramas presentes na Figura 26 é possível observar uma afinidade entre  $V_1$  e  $V_2$  em relação ao tempo e também entre quaisquer ordenadas, como por exemplo os pontos  $A_1$  e  $A_2$  referidos ao instante  $T$ .

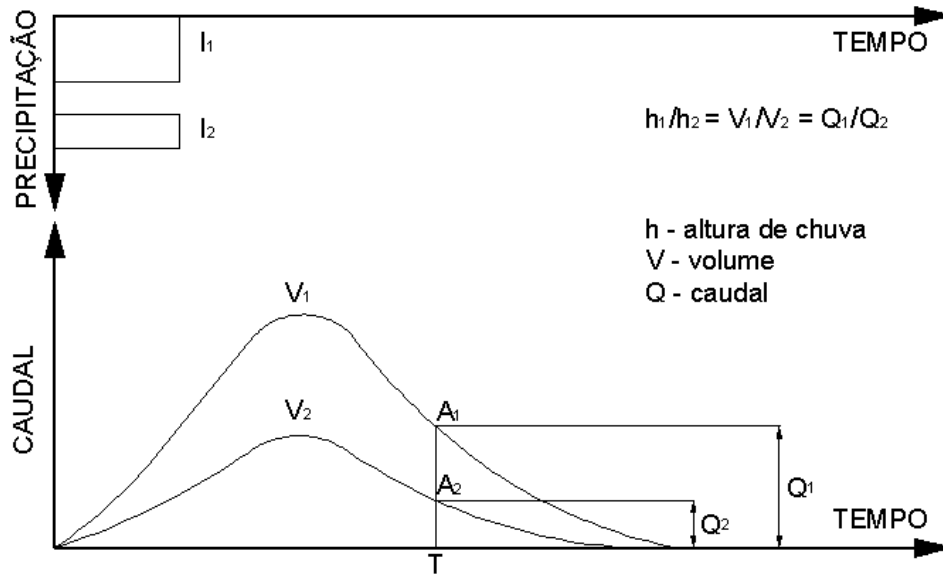


Figura 26 - Princípio de afinidade ou proporcionalidade dos caudais.

Assim, conhecendo o hidrograma unitário para uma determinada duração D de uma chuva unitária, pode-se determinar o hidrograma para uma outra chuva de intensidade diferente e com a mesma duração da primeira.

### 3º Princípio - Princípio da aditividade ou interdependência dos caudais simultâneos

O tempo de escoamento direto de uma dada chuva não depende do escoamento direto provocado por uma chuva anterior.

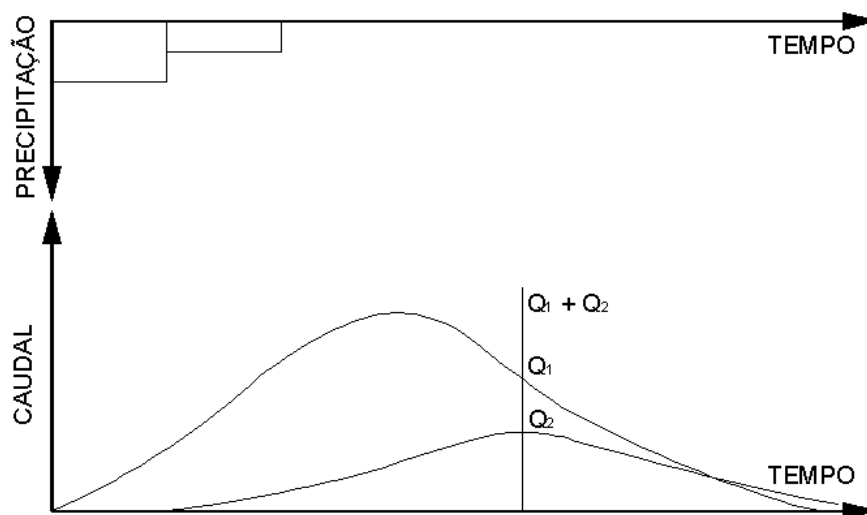


Figura 27 - Princípio da aditividade ou interdependência dos caudais simultâneos.

Deste modo, o hidrograma total é obtido somando as ordenadas dos hidrograma parciais correspondentes a cada uma das chuvas.

Outro conceito importante é o da chuva unitária. Considerando D a chuva útil (que se supõe uniforme no tempo e no espaço) caindo sobre uma bacia cujo tempo de concentração é  $t_c$ , temos que o tempo base,  $t_b$ , é:

$$t_b = D + t_c + t_e \quad (\text{eq. 53})$$

De acordo com os princípios 1 e 2 os hidrogramas que provêm de chuvas uniformes, com a mesma duração, terão o mesmo tempo de base e os caudais serão proporcionais às intensidades das chuvas e correspondentes aos respectivos escoamentos.

A experiência mostra que se a duração da chuva,  $t_p$ , for suficientemente inferior ao tempo de concentração,  $t_c$ , podem ser aplicados os princípios mencionados anteriormente para casos de chuvas não uniformes mas “semelhantes”, ou seja, com a mesma distribuição temporal e espacial.

Na prática considera-se o tempo D como um quinto do tempo de concentração,  $t_c$ , e as chuvas com tempo D são chamadas de chuvas unitárias.

Como já mencionando na secção anterior, o escoamento num hidrograma unitário corresponde ao volume gerado por uma lâmina de água de 10 mm de espessura, uniformemente distribuída sobre toda a bacia para uma chuva unitária de duração D.

No hidrograma de escoamento superficial, a área sob a curva representa, o volume total escoado, que matematicamente corresponde a:

$$V_e = \int Q \cdot \delta t \quad (\text{eq. 54})$$

Como a chuva é considerada uniformemente distribuída sobre a bacia hidrográfica de área A, a altura da lâmina de água será:

$$h = \left(\frac{V_e}{A}\right) = \frac{1}{A} \cdot \int Q \cdot \delta t \quad (\text{eq. 55})$$

Na prática é atribuído a  $\Delta t$  o valor em que a variação do caudal possa ser linear e fica:

$$h = \frac{1}{A} \cdot \sum_0^t Q \cdot \Delta t = \frac{\text{área do hidrograma}}{\text{área da bacia}} \quad (\text{eq. 56})$$

Em que:

$\Delta t$  - período de tempo decorrido entre duas observações de vazão, o qual deve ser constante no hidrograma;

Q - vazão medido no período  $\Delta t$ ;

h - altura média da lâmina de água.

Se dividirmos todas as ordenadas Q do hidrograma em estudo, pela altura média, h, obtemos o hidrograma unitário:

$$\frac{1}{A} \cdot \sum \left(\frac{Q}{h} \cdot \Delta t\right) = 1 \quad (\text{eq. 57})$$

## 2.6. CURVAS DE REGOLFO - CANAIS PRISMÁTICOS

As curvas de regolfo traduzem o andamento da superfície livre em canais que transportam caudal constante. O seu cálculo requer a resolução de uma equação diferencial ordinária de 1.<sup>a</sup> ordem sujeita a uma condição de fronteira. O cálculo é necessariamente numérico e pode ser levado a cabo por diversos métodos.

O estudo das curvas de regolfo tem por base a análise das velocidades do escoamento e do controlo do mesmo. Desta forma é possível proceder à classificação do escoamento em três regimes: crítico, lento e rápido. No caso de o escoamento se encontrar em regime crítico a propagação de pequenas perturbações ocorre com velocidade igual à do escoamento, sendo a velocidade de propagação para montante nula, enquanto que, para jusante, corresponde ao dobro da velocidade de escoamento. Por outro lado, se o escoamento se encontrar em regime rápido, as pequenas perturbações apenas se propagam para jusante, sendo a velocidade de propagação para montante inferior à velocidade do escoamento. Por fim, se o escoamento se encontrar em regime lento, as perturbações propagam-se para montante e para jusante (Quintela, 1981).

A definição das curvas de regolfo tem por base uma equação diferencial (eq. 58) que relaciona a altura líquida da secção com a coordenada da secção em que essa altura ocorre. A (eq. 58) tem por base o teorema de *Bernoulli*, para o caso de escoamentos permanentes em superfície livre e com caudal constante (Manzanares, 1980).

$$\frac{dH}{ds} = \sin \theta - I \quad (\text{eq. 58})$$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\sin \theta - I}{\lambda(1 - F_r^2)} \quad (\text{eq. 59})$$

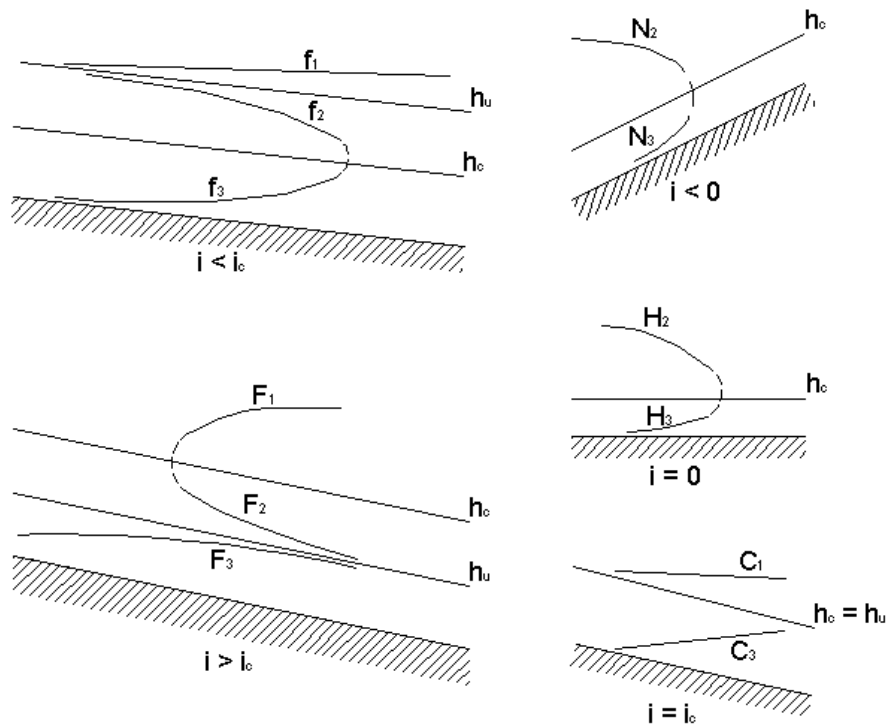
A (eq. 59) constitui a forma geral da equação diferencial de regolfo para canais prismáticos, podendo ainda ser simplificada no caso de o ângulo ( $\theta$ ) ser reduzido. Nestes casos pode proceder-se à seguinte aproximação:  $\sin \theta \approx i$ . O coeficiente ( $\lambda$ ) é dado por  $\lambda = \cos \theta$ , podendo neste caso aproximar-se à unidade uma vez que se admite que o ângulo ( $\theta$ ) assume um valor reduzido (Manzanares, 1980).

O estudo e definição das diferentes curvas de regolfo, com caudal constante em canais prismáticos, são possíveis através da equação diferencial (eq. 59), obtendo-se as curvas apresentadas na Figura 28. No entanto, é necessário proceder-se à classificação prévia dos declives das estruturas de desvio (Manzanares, 1980):

- declive nulo (canal horizontal);
- declive negativo (canal ascendente no sentido do escoamento);
- declive positivo (canal descendente no sentido do escoamento).

O declive positivo pode ainda dividir-se em três grupos que não dependerão somente das características do canal mas também do caudal que nele se escoar (Manzanares, 1980):

- declive crítico, se o escoamento uniforme for crítico;
- declive fraco, se o escoamento uniforme for lento;
- declive forte, se o escoamento uniforme for rápido.



**Figura 28 - Curvas de regolfo em canais prismáticos. Declive fraco ( $f_1$ ,  $f_2$  e  $f_3$ ); Declive forte ( $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$ ); Declive crítico ( $C_1$  e  $C_2$ ); Declive nulo ( $H_2$  e  $H_3$ ); Declive negativo ( $N_2$  e  $N_3$ ) (Manzanares, 1980).**

A análise das diferentes curvas de regolfo representadas na Figura 28 admite, como hipótese, que a perda de carga unitária é função decrescente com a altura. Assim, esta análise perde validade quando (Manzanares, 1980):

- o canal apresenta secção fechada, podendo apresentar para o mesmo caudal duas soluções de altura uniforme;
- o canal apresenta secção composta podendo apresentar duas soluções de altura crítica para o mesmo caudal, na vizinhança da descontinuidade da secção.



## Capítulo 3

### Caracterização da área em estudo/enquadramento na região

### 3.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O Arquipélago da Madeira situa-se no Atlântico Norte, entre a latitude de 30° 01' N e 33° 08' N e a longitude de 15° 41' W e 17° 16' W. O Arquipélago da Madeira, com uma área total de 802 km<sup>2</sup> é constituído pelas ilhas da Madeira (742 km<sup>2</sup>), do Porto Santo (43 km<sup>2</sup>), Desertas (14 km<sup>2</sup>) e Selvagens (3 km<sup>2</sup>). Na Tabela 12 apresenta-se uma síntese das principais características físicas da ilha da Madeira.

Tabela 12 - Síntese das características físicas da ilha da Madeira (PGRH, 2014).

Características físicas	
<b>Altitude média</b>	646 m
<b>Pico mais alto</b>	Pico Ruivo (1862 m)
<b>Declive médio</b>	56%
<b>Perímetro</b>	177.3 km
<b>Área</b>	742 km <sup>2</sup>
<b>Solos predominantes</b>	Andossolos (42%)
<b>Temperatura média diária:</b>	
<b>Máxima (agosto)</b>	23 °C
<b>Mínima (fevereiro)</b>	5.4 °C
<b>Ventos predominantes:</b>	
<b>Direção</b>	N-NE
<b>Velocidade média máxima (e direção)</b>	30 km/h (S-SW)
<b>Precipitação anual média ponderada</b>	1628 mm

O Arquipélago da Madeira possui certas condições que contribuem para a ocorrência de cheias potencialmente perigosas. Enumeram-se as principais:

- no arquipélago existem cerca de 126 bacias hidrográficas que ocupam a quase totalidade da região (741 km<sup>2</sup>) e cerca de 94% dessas bacias têm uma área inferior a 25 km<sup>2</sup>;
- as 7 maiores bacias (excetuando as do Funchal) correspondem a 40% da área da ilha. Se tivermos em conta as do Funchal a percentagem sobe para os 45%;
- as ribeiras possuem, em geral, comprimentos curtos (inferiores a 21 km) e o tempo de concentração das bacias é relativamente baixo (inferior a 2 horas);
- o relevo vigoroso favorece a impulsão vertical das massas de ar tropical marítimo, normalmente incidentes de sudoeste;
- a rápida convergência do escoamento superficial para os canais fluviais, densidade de drenagem elevada;
- substrato geológico vulcânico muito alterado e, por isso, pouco permeável;
- vales encaixados de fundo estreito, favorecendo maior interação entre os movimentos de vertente e a dinâmica fluvial.

A precipitação intensa de curta duração, ao nível da região, é o fator que desencadeia as cheias mais perigosas, causados pela conjugação de vários fatores como:

- enfraquecimento do anticiclone dos Açores durante o Inverno.
- aumento da passagem de centros de baixas pressões com sistemas frontais associados.

- aumento da circulação meridiana e invasões de ar frio em altitude, formando vales de baixas pressões e respetivas depressões estacionárias (gotas de ar frio); forte atividade convectiva.
- grande gradiente térmico entre a baixa e média troposfera.

### 3.2. ENQUADRAMENTO E CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Neste subcapítulo é apresentado o *software* ArcGis 10.2 como ferramenta essencial para a caracterização das bacias hidrográficas consideradas e obtenção agilizada de parâmetros que, de outra forma, constituiriam um desafio muito maior.

Ainda nesta secção é apresentado o resumo das características das bacias hidrográficas em estudo e algumas observações adicionais.

Apresenta-se seguidamente a localização dos três cursos, no centro do Funchal:



Figura 29 - Localização das ribeiras de São João, Santa Luzia e João Gomes

#### 3.2.1. ArcGis 10.2 - Metodologia

A partir dos ficheiros MDT (Modelo Digital do Terreno) em formato “.asc”, informação geográfica cedida pela Direção Regional do Ordenamento do Território e Ambiente (DROTA), foi possível efetuar uma análise rápida e o mais viável possível das três bacias hidrográficas consideradas nesta dissertação, por forma a obter todos os parâmetros característicos necessários para o desenvolvimento da mesma.

Nos próximos subcapítulos expõe-se o procedimento para a obtenção de determinados parâmetros a partir do *software* ArcGis.

### 3.2.1.1. Metodologia inicial

O primeiro passo é seleccionar os ficheiros “.asc” e arrastar para a “Table of Contents” e seguidamente seleccionar as coordenadas que identificam a região em estudo que, neste caso, segue o seguinte processo: com o botão direito do rato carregar em cima de “Layers” e seleccionar “Properties” - escolher “Coordinate System” - “Projected Coordinate System” - UTM - Oceans - Madeira\_1936\_UTM\_Zone\_28N, obtendo-se o ficheiro final:

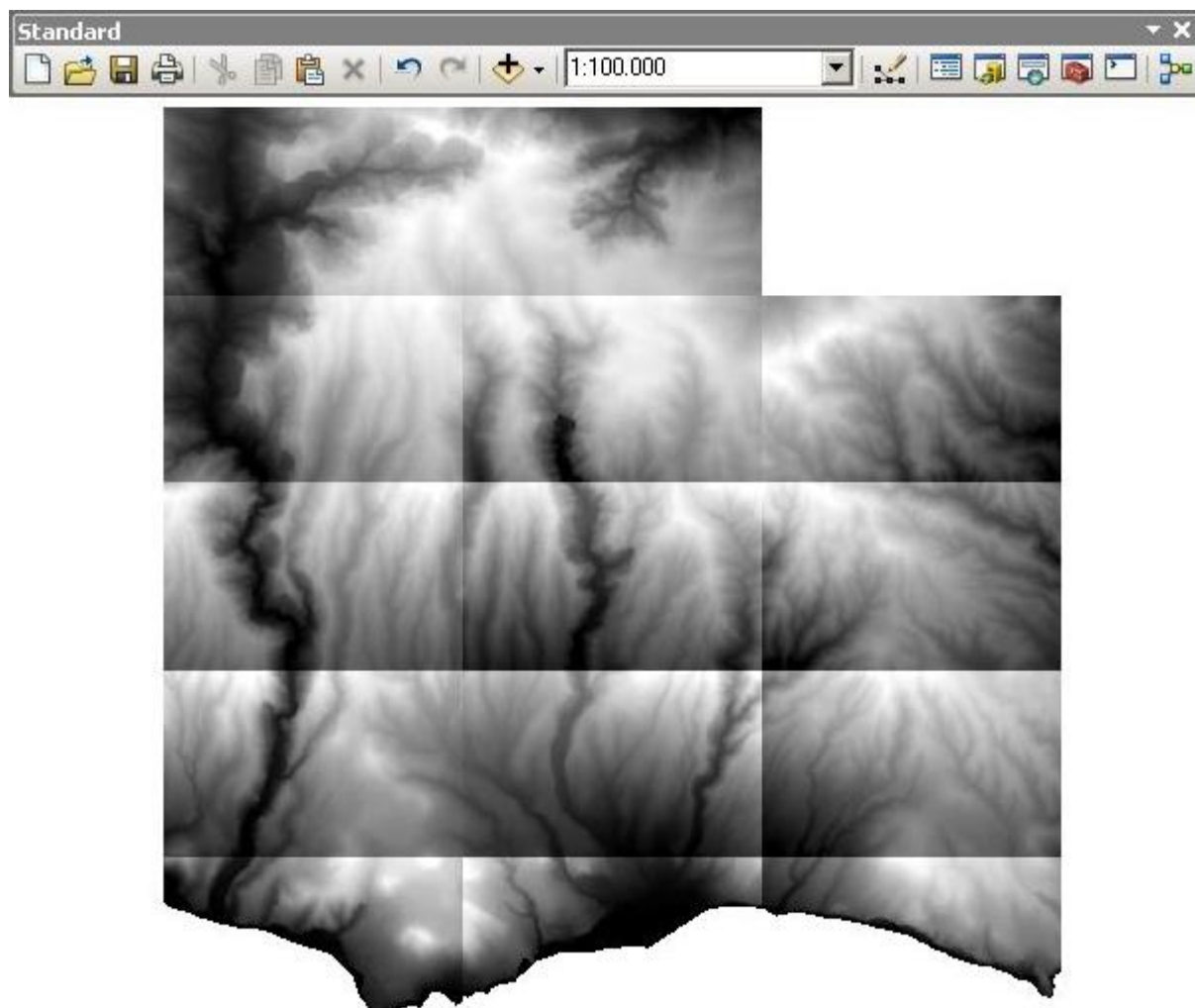


Figura 30 - Aspetto final após a inserção dos ficheiros “.asc”.

Seguidamente é necessário fundir os ficheiros “.asc” num único ficheiro (Figura 31) chamado “mosaico”, para simplificação; para tal no menu principal seleccionamos “Windows” - “Image Analysis” - Seleccionar todos os ficheiros relevantes e no separador “Processing” clicar no botão em frente a “Blend”.

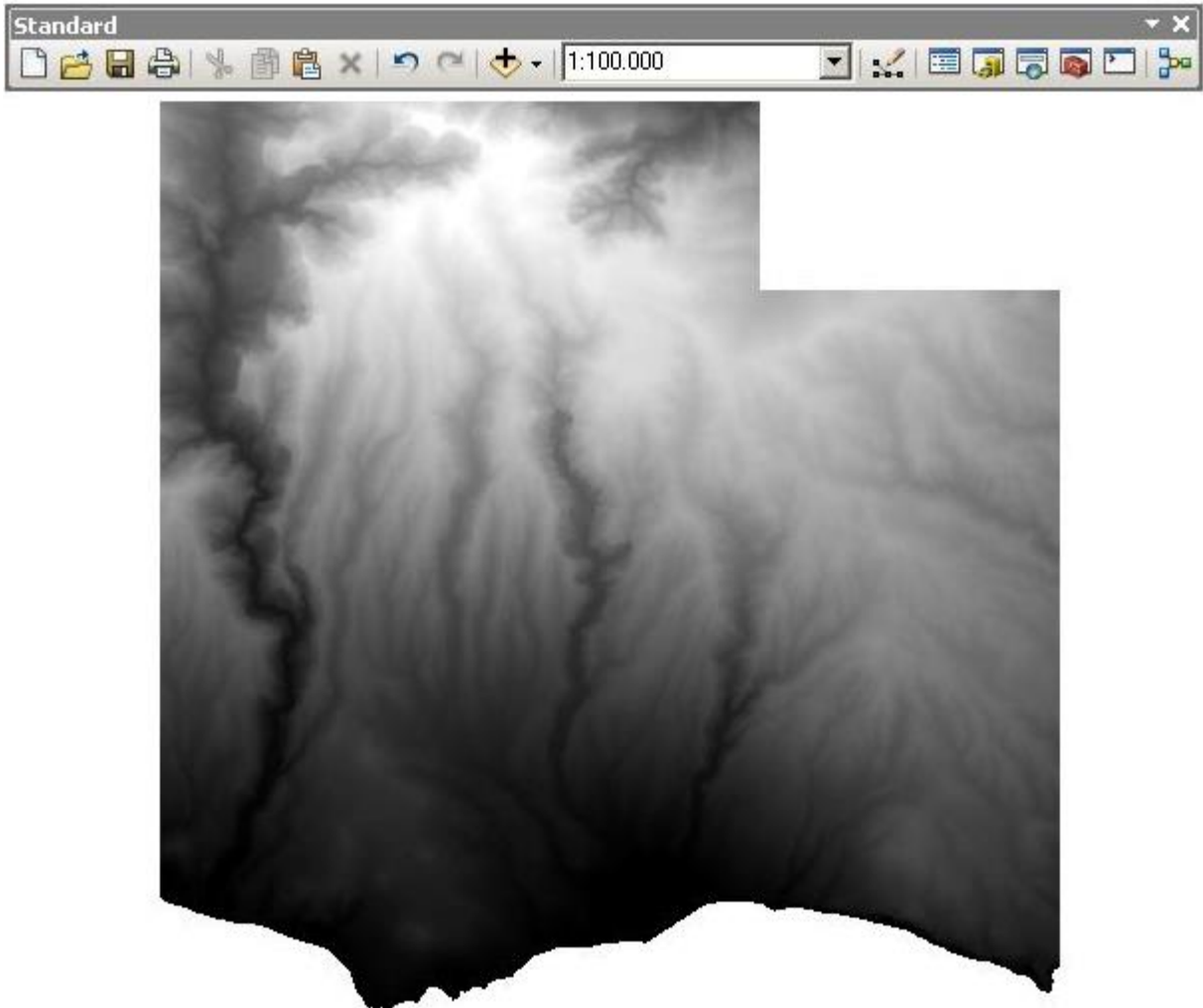
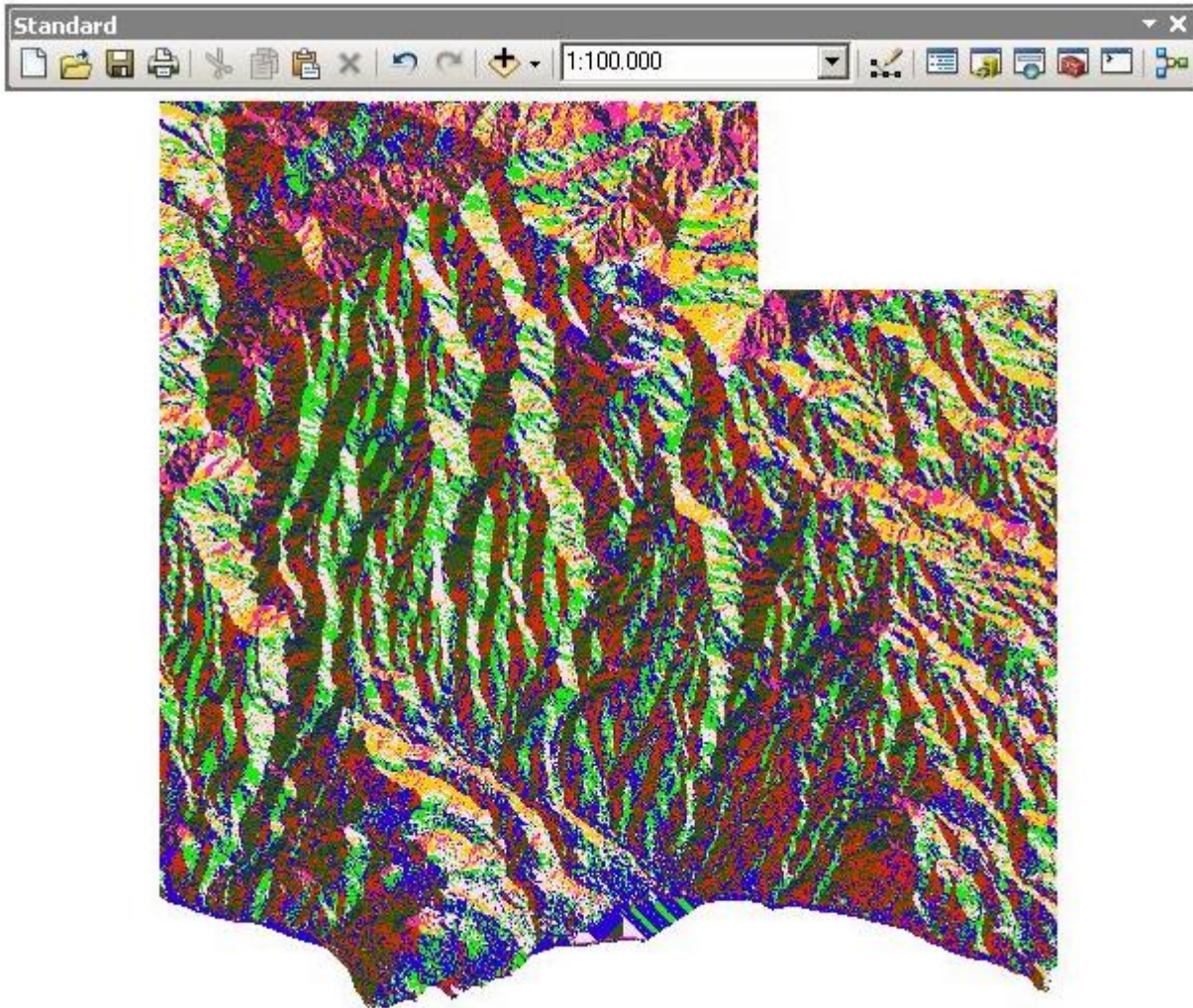


Figura 31 - Aspeto final após união dos ficheiros “.asc”.

Segue-se o tratamento do novo ficheiro, começando com o processo “Fill”, que permite “preencher” certos valores de altitudes no nosso ficheiro “mosaico”: clicar no botão “ArctoolBox” - Selecionar “Spatial analyst tools” - “Hidrology” - “Fill” - e no primeiro campo carregamos o ficheiro criado no passo anterior. Depois criar o “Flow direction” (Figura 32), que permite identificar todos os cursos de água: clicar no botão “ArctoolBox” - Selecionar “Spatial analyst tools” - “Hidrology” - “Flow direction” - e no primeiro campo carregamos o ficheiro criado no passo anterior;



**Figura 32 - Aspecto final após executado o comando “Flow direction”.**

Finalizando com o processo “Flow accumulation” (Figura 33), que permite identificar os cursos de água principais: clicar no botão “ArctoolBox” - Seleccionar “Spatial analyst tools” - “Hidrology” - “Flow accumulation” - e no primeiro campo carregamos o ficheiro criado no passo anterior.

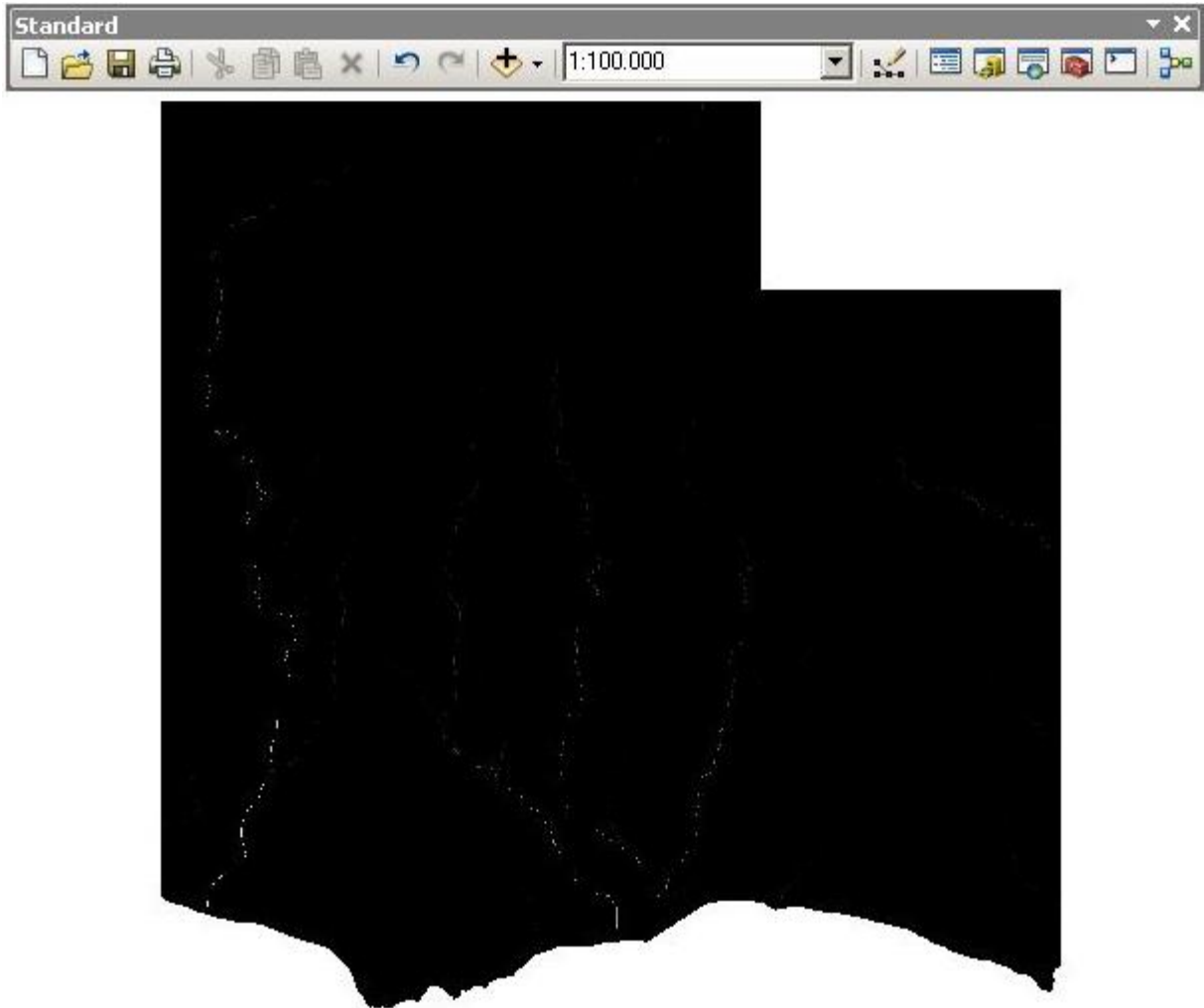


Figura 33 - Aspeto final após execução do comando “Flow accumulation”.

Para definir uma bacia hidrográfica é necessário identificar a secção de referência. Para tal clicar no botão “Catalog” e com o botão direito do rato clicar em “Home - Documents/ArcGis” - seleccionar “New”, seguido de “Shapefile...” - dar o nome (por exemplo, da bacia), em “Feature Type” seleccionar “Point” e clicar no botão “Edit...” - “Projected Coordinate System” - UTM - Oceans - Madeira\_1936\_UTM\_Zone\_28N (ver Figura 34 e Figura 35).

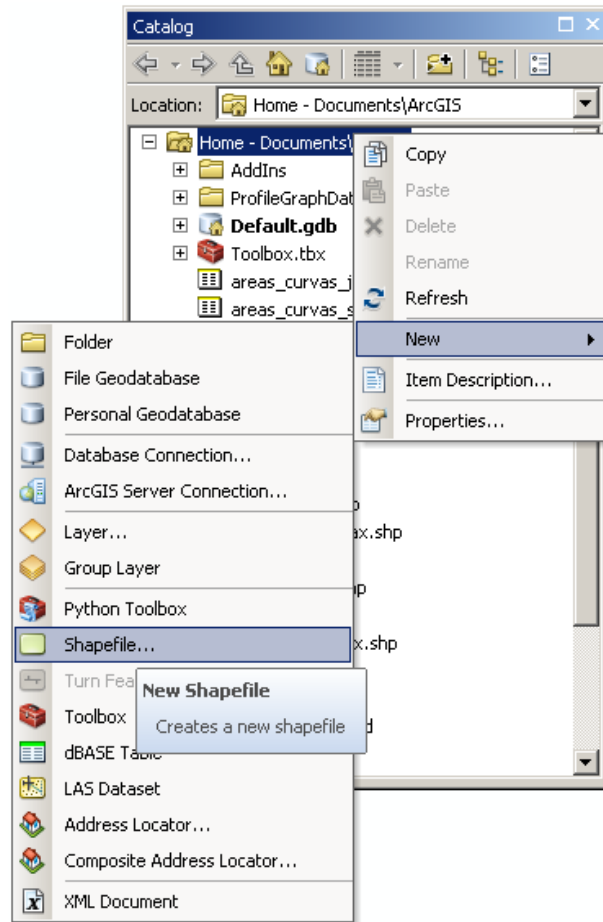


Figura 34 - Caminho a seguir para criação de um novo “shapefile”.

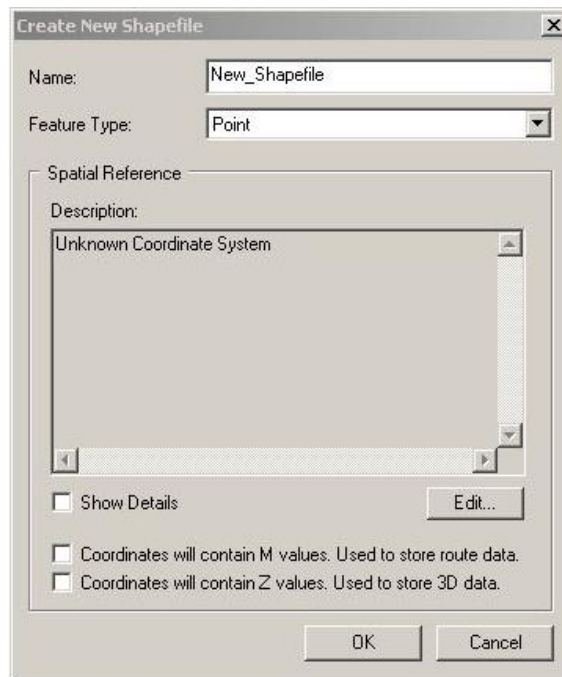


Figura 35 - Janela para criação de um novo “shapefile”.



Criado este ponto, clicar no botão “Editor” - “Star Editing” - escolher o nome dado ao ponto; na barra que aparece após clicar em “Editor” (Figura 36) - seleccionar “Create Features”, escolher o ponto criado e de volta à barra, clicar em “Point”; no ArcMap, no ficheiro “Flow accumulation” (onde nos aparecem os cursos de água), clicar no ponto final do curso de água principal em estudo - de volta à barra, clicar em “Save” seguido de “Stop Editing”.

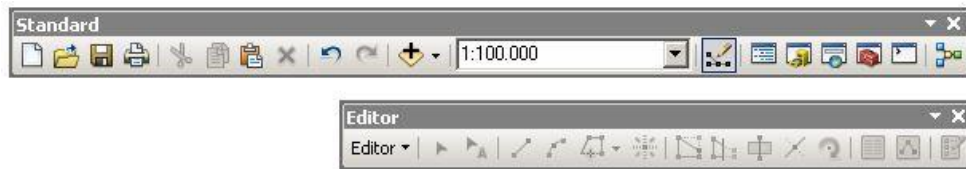


Figura 36 - Barra “Standard” e “Editor”.

O segundo passo consiste em clicar em “ArctoolBox” - seleccionar “Spatial analyst tools” - “Hidrology” - “Snap pour point” - inserir nos campos destinados a tal, o ponto criado no passo anterior e o “Flow accumulation”. Para finalizar, clicar em “ArctoolBox” - seleccionar “Spatial analyst tools” - “Hidrology” - “Watershed” - inserir nos campos destinados a tal, o “Snap pour point” criado anteriormente e o “Flow direction”. Desta forma completamos a inserção dos ficheiros MDT e a identificação/delimitação das bacias (Figura 37).

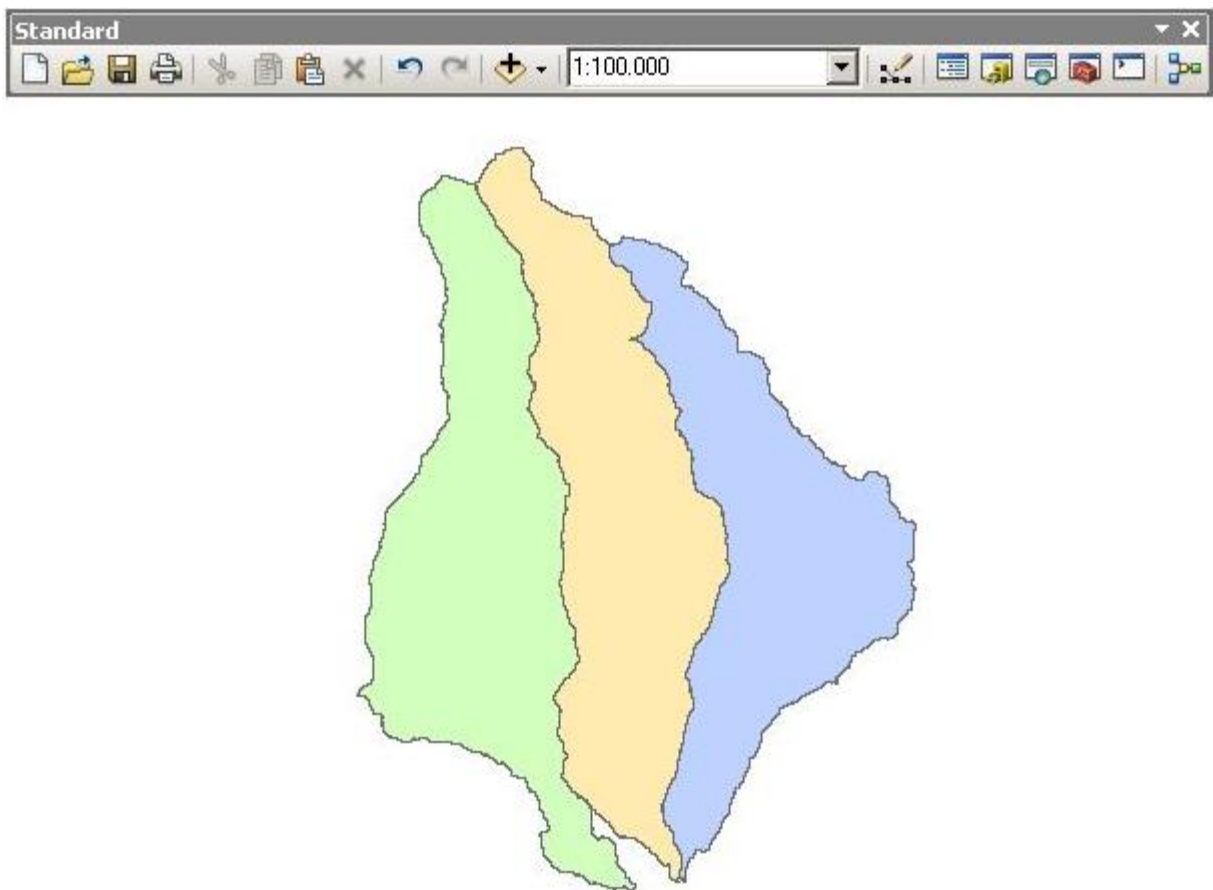


Figura 37 - Aspeto final das bacias hidrográficas.

### 3.2.1.2. Metodologia de análise

Neste subcapítulo segue-se o procedimento para obtenção de determinados parâmetros a partir do ArcGis. Quando necessário, esses dados são tratados em Excel e autocad.

#### 3.2.1.2.1. Área e perímetro

Clicar em “ArctoolBox” - selecionar “Conversion Tools” - “from raster” - “raster to polygon” - inserir “watershed” no campo para o efeito e tirar o visto da opção “simplify poligons”. No ficheiro acabado de criar, clicar com o botão direito do rato e clicar em “Attribute Table”, obtendo assim a tabela com os valores necessários (Figura 38).

OBJECTID *	Shape *	Id	gridcode	Shape Length	Shape Area
1	Polygon	1	0	30460	12675600,000001

Figura 38 - Exemplo de uma “Attribute Table”.

#### 3.2.1.2.2. Curva hipsométrica

Numa primeira fase é necessário criar um “*raster*” com as alturas, apenas para a bacia em estudo; para tal, clicar em “ArctoolBox” - selecionar “Spatial analyst tools” - “Extraction” - “Extract by mask” - inserir os *rasters* “watershed” e “mosaico” (com as alturas) nos campos para o efeito.

O segundo passo consiste em reclassificar o ficheiro anterior de forma a agrupar as alturas por classes/intervalos; para tal, clicar em “ArctoolBox” - Selecionar “Spatial analyst tools” - “Reclass” - “Reclassify” - selecionar o ficheiro criado anteriormente, clicar em “Classify...” e na nova janela em “Classification method” escolher “Equal Interval” e em “Classes” escolher o número de classes (20, neste caso).

Finalmente, necessitamos dos dados tabelados de forma a poder trata-los através do Excel e obter a curva hipsométrica; assim, clicar em “ArctoolBox” - Selecionar “Spatial analyst tools” - “Zonal” - “Zonal Statistics as Table” - inserir o ficheiro anteriormente criado e o resultante do segundo passo, pela ordem que foram mencionados. A tabela final terá um aspeto semelhante à seguinte:

Tabela 13 - Curva hipsométrica.

Classes	Cotas (m)			Áreas			Média*Área
	Mínimo	Máximo	Média	Entre curvas (km <sup>2</sup> )	Acumulado (km <sup>2</sup> )	Acumulado (%)	

3.2.1.2.3. Perfil longitudinal do curso de água principal

Com a barra de ferramentas “3D Analyst” ativada (Figura 39), clicar em “Interpolate Line”. Esta ferramenta permite ao utilizador desenhar uma linha sobre o terreno e obter um gráfico do tipo altura em função do comprimento ou os dados do mesmo. O processo é simplesmente desenhar a linha sobre o curso de água principal. Para obter os dados, na mesma barra de ferramentas, seleccionar “Profile Graph”, clicar com o botão direito do rato sobre o mesmo e clicar em “Export...” (podemos escolher, entre outras opções, exportar como folha de cálculo ou documento de texto).



Figura 39 - Barra “3D Analyst”.

A tabela final terá um aspeto semelhante à seguinte:

Tabela 14 - Perfil longitudinal e parâmetros relacionados com o anterior.

Nome da bacia hidrográfica		
<b>X (m)</b>	<b>Z (m)</b>	$(Z_i + Z_{i+1}) \cdot (X_{i+1} - X_i) - Z_{min}$
⋮	⋮	⋮
L	Z <sub>L</sub>	0
<b>Σ=</b>		...
<b>Z<sub>eq</sub>=</b>		...
<b>i<sub>eq</sub>=</b>		....
Inclinação 10-85		
<b>X (m)</b>	<b>Z (m)</b>	
<b>X=0,1L</b>	Z <sub>0,1L</sub>	
<b>X=0,85L</b>	Z <sub>0,85L</sub>	
<b>i<sub>10-85</sub>=</b>	...	

3.2.1.2.4. Hierarquização dos cursos de água

Através do “raster calculator” introduzimos a expressão de álgebra de mapas presente na Figura 40, que nos vai permitir individualizar e extrair a rede de drenagem da bacia, correspondendo às linhas de água existentes. Para tal, procede-se à interpolação da rede através da definição de um valor de referência, que vai definir um número de células do terreno necessárias para gerar células de drenagem, que correspondem na prática a linhas de água.

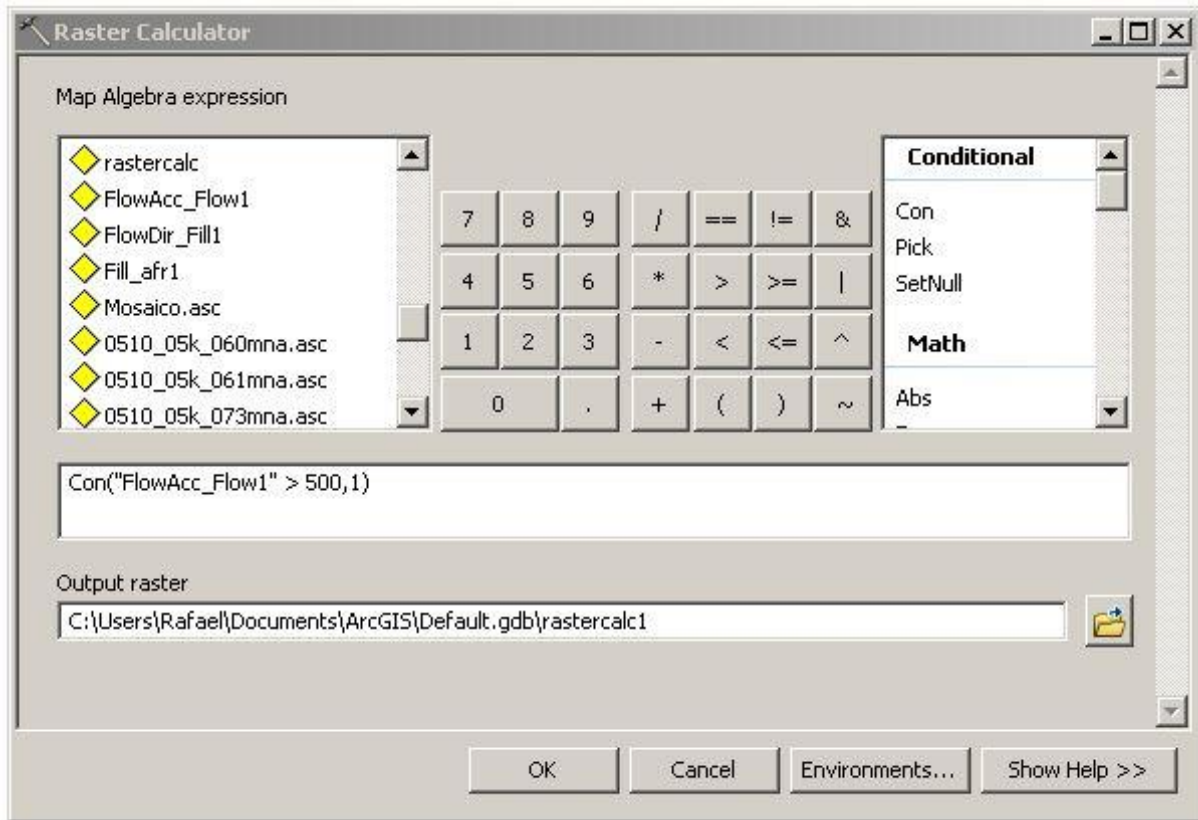


Figura 40 - “Raster Calculator”.

O valor especificado depende da sensibilidade do utilizador, uma vez que, se o limite definido for muito baixo, vai gerar uma rede demasiado densa e pouco realista e, no caso de um limite muito alto, a rede vai ser demasiado simplista e pode não incluir linhas de escoamento pequenas, mas importantes. Neste caso foi adotado o valor de 500.

O segundo passo é a individualização e identificação de cada um dos troços da rede de drenagem, para uma dada bacia, através da ferramenta “ArctoolBox” - seleccionar “Spatial Analyst Tools” - “Hidrology” - “Stream Link” - inserir, pela ordem mencionada, o raster “rastercalc” e “watershed”.

O terceiro passo consiste em obter a hierarquização da rede; para tal, clicar em “ArctoolBox” - seleccionar “Spatial Analyst Tools” - “Hidrology” - “Stream Order” - inserir, pela ordem mencionada, o raster do segundo passo e o “flow direction” e seleccionar “Shreve” ou “Strahler”.

#### 3.2.1.2.5. Comprimento da bacia

Para obter o valor deste parâmetro, recorrer à ferramenta “Measure” (Figura 41) e medir a distância desde a foz até ao ponto da bacia mais afastado da anterior.

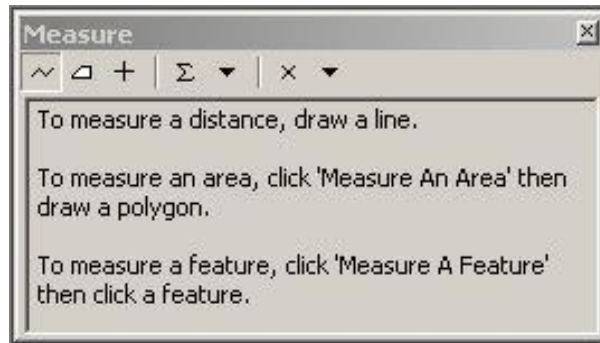


Figura 41 - Ferramenta para medições.

#### 3.2.1.2.6. Declive médio da bacia

Para obter o *raster* com o declive (graus ou percentagem), clicar em “ArctoolBox” - selecionar “Spatial Analyst Tools” - “Surface” - “Slope” - inserir o *raster* com as alturas da bacia e selecionar “Degree” ou “Percent\_rise”.

#### 3.2.1.2.7. Estações udométricas

A introdução das estações torna-se necessária, uma vez que o método de Thiessen será utilizado para o cálculo da precipitação média. De início, é necessário criar uma tabela com as seguintes características base: ID, NOME, COORDENADA X e COORDENADA Y, gravar no formato “.csv” e adicionar o ficheiro ao ArcGis através de File - Add data - Add data XY... - selecionar o ficheiro criado anteriormente, em X e Y Field escolher, respetivamente, as colunas COORDENADA X e Y e em Edit... selecionar as coordenadas geográficas do local em estudo. Depois é preciso criar um “shapefile” de forma a traçar os polígonos de Thiessen no ArcGis, exportar para autocad e obter as áreas afetas a cada um dos postos considerados.

### 3.2.2. Caracterização das bacias hidrográficas

Após a recolha, organização e tratamento de dados provenientes do ArcGis complementado, quando necessário, com Excel e AutoCAD obteve-se os parâmetros necessários à caracterização das bacias hidrográficas de São João, Santa Luzia e João Gomes, apresentados na Tabela 15.

Ainda, na Tabela 16, são apresentados os valores adotados em algumas das fórmulas utilizadas para o cálculo do caudal.

Finalmente é descrito, de forma generalista:

- geologia;
- cobertura vegetal;
- uso e ocupação dos solos.

Tabela 15 - Resumo das características das bacias hidrográficas.

Resumo das características das bacias hidrográficas			
Parâmetro	São João	Santa Luzia	João Gomes
Área (km <sup>2</sup> )	14.759	14.315	12.676
Perímetro (km)	31.750	31.220	30.460
Índice de compacidade ou de Gravelius	2.331	2.328	2.413
Factor de alongamento	15.020	14.966	16.250
Factor de forma	0.154	0.144	0.172
Altitude média (m)	733.524	829.879	851.019
Altura média (m)	733.524	829.879	851.019
Comprimento do curso de água principal (km)	11.902	11.662	11.167
Altitude máxima do curso de água principal (m)	1659.776	1660.177	1550.810
Declive médio do curso de água principal	139.454	142.358	138.874
Altura equivalente do curso de água principal (m)	1281.711	1251.058	1408.031
Declive equivalente do curso de água principal	0.108	0.107	0.126
Declive 10-85	0.141	0.150	0.158
Índice de relevo	0.180	0.179	0.186
Declive médio da bacia (graus)	25.313	28.038	24.966
Declive médio da bacia (%)	50.185	60.007	49.759
Hierarquização de Strahler	Ordem 5	Ordem 5	Ordem 5
Número de cursos de água	221.000	258.000	188.000
Comprimento total dos cursos de água (km)	43.510	40.300	34.700
Hierarquização de Shreve	221.000	258.000	188.000
Relação de bifurcação média	3.856	4.008	3.703
Tempo de concentração (horas)			
Témez	0.936	0.891	0.894
Ven Te Chow	0.882	0.865	0.848
Giandotti	1.533	1.416	1.328
Tempo de concentração médio	1.117	1.057	1.023
Tempo de resposta da bacia (horas)	0.670	0.634	0.614
Caudal (Fórmula de Forti) (m <sup>3</sup> /s)	131.466	127.895	114.518
Caudal (Fórmula de Iskowski) (m <sup>3</sup> /s)	195.894	190.246	169.251
Caudal (Fórmula de Pagliaro) (m <sup>3</sup> /s)	408.574	397.973	358.013
Caudal (Fórmula de Whistler) (m <sup>3</sup> /s)	83.716	81.329	72.443
Caudal (Fórmula racional) (m <sup>3</sup> /s)	662.012	664.969	601.191
Caudal (Fórmula de Giandotti) (m <sup>3</sup> /s)	328.065	348.211	325.319
Caudal (Fórmula de Mockus) (m <sup>3</sup> /s)	332.905	335.459	303.835
Caudal (Fórmula de Témez) (m <sup>3</sup> /s)	336.802	338.307	305.859
Caudal (Média) (m <sup>3</sup> /s)	310	311	281
Densidade de drenagem (km/km <sup>2</sup> )	2.948	2.815	2.738
Percurso médio sobre o terreno (km)	0.085	0.089	0.091
Sinuosidade	1.233	1.220	1.324
Densidade hídrica (nº de cursos de água/km <sup>2</sup> )	14.974	18.023	14.832
Altura máxima da bacia (m)	1763.000	1787.000	1595.000
Comprimento da bacia (m)	9795.362	9959.646	8575.931
Diretriz (m)	9656.248	9557.692	8435.858

Para as fórmulas do caudal, foram adotados certos valores de coeficientes, que constam na tabela seguinte:

**Tabela 16 - Valores adotados para determinados coeficientes existentes nas fórmulas para cálculo do caudal.**

Fórmulas	Valores adotados
<b>Forti</b>	b,c - constantes que têm, respetivamente, os valores de 3,25 e 1,00 para uma precipitação máxima diária compreendida entre 200 mm e 400 mm.
<b>Iskowski</b>	$K_{Is}$ - Para a Categoria IV, toma o valor de 0.6; $m_I$ - Valor interpolado entre os 10 e os 40 km <sup>2</sup> .
<b>Racional</b>	C - Para zona residencial - vivendas no centro da cidade, toma o valor 0.5; $C_f$ - Para um período de retorno de 100 anos, toma o valor 1.25.
<b>Giandotti</b>	$\lambda$ - toma o valor 0.346, pois as áreas das bacias hidrográficas são inferiores a 300 km <sup>2</sup> .
<b>Témez</b>	C = 0.926; $P_0$ = 5.644; $CN_{II}$ = 90; $CN_{III}$ = 95.392.

Ao nível geológico, o Funchal é constituído essencialmente por complexo superior, intermédio (em maior percentagem) e cobertura sedimentar (foz das ribeiras):

- complexos superiores - derrames lávicos locais, com intercalações piroclásticas; idade entre um milhão e seis mil anos; rochas ígneas extrusivas;
- complexo intermédio - sequências lávicas com intercalações piroclásticas, separadas por níveis de erosão; idade entre 2,5 e 1 milhão de anos; rochas ígneas extrusivas;
- cobertura sedimentar - cascalheiras fluviais e marinhas, aluviões e areias de praia; rochas sedimentares.

A zona em estudo é essencialmente urbana (área junto a foz), sendo que o coberto vegetal encontra-se presente essencialmente em parques, jardins e nas margens e leito das ribeiras (presença de vegetação flexível, excetuando as zonas em que o fundo está betonado). Para complementar estas afirmações, apresenta-se em anexo (Figura A.78) a Planta de Ordenamento para o Concelho do Funchal, a qual representa o modelo de estrutura espacial, de acordo com a classificação e qualificação dos solos.





## Capítulo 4

Procedimiento experimental

Resultados

## 4.1. INSTALAÇÕES A UTILIZAR E CARACTERIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

### 4.1.1. Instalações

A área de Engenharia Civil, subárea de Hidráulica, Ambiente e Recursos Hídricos, dispõe de um laboratório com capacidade de apoio a trabalhos de investigação com componente experimental, de aulas laboratoriais e de prestação de serviço ao exterior.

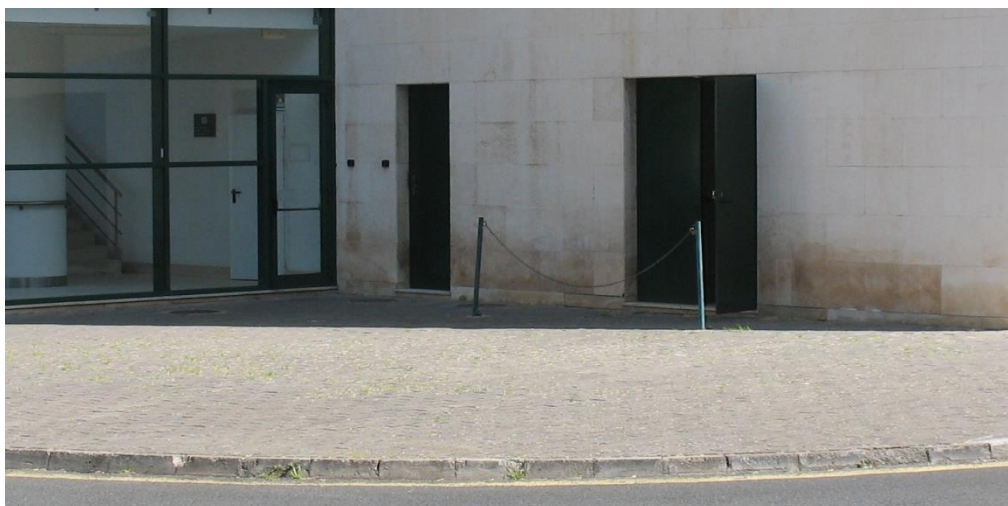


Figura 42 - Enquadramento exterior do Laboratório de Hidráulica.

O espaço físico do laboratório é composto por uma sala localizada no piso “03” da UMa - Universidade da Madeira, Edifício da Penteada, com uma área aproximada de 82,10 m<sup>2</sup>.



Figura 43 - Pormenor da entrada do Laboratório de Hidráulica.

Dentro do laboratório podemos destacar o canal multifunções com 2,50 m de comprimento, a bancada hidráulica, diversos equipamentos de medição (ex.: níveis de água, velocidades de escoamento, pressões e etc.), simuladores que permitem fazer demonstrações práticas (Teorema de Bernoulli, Cavitação, Perdas de carga localizadas e contínuas e etc.) e equipamento de apoio diverso (quadros, armários, mesas, cadeiras e etc.). O laboratório é provido de uma rede de abastecimento de água, bem como rede de águas residuais e rede de infraestruturas elétricas e telecomunicações.

## 4.1.2. Equipamentos

No laboratório de hidráulica estão disponíveis diversos equipamentos para realizar ensaios, experiências e simulações nas diversas subáreas de Hidráulica, Ambiente e Recursos Hídricos. O equipamento utilizado nesta dissertação é o canal multifunções e respetivos equipamentos de medição.

### 4.1.2.1. Canal multifunções

O canal multifunções (Figura 44) é uma unidade de base que oferece uma vasta gama de experiências relacionadas com barragens, rios, oceanografia e engenharia marítima. É designado para propósitos de investigação e trabalhos práticos.



Figura 44 - Canal multifunções.

O canal propriamente dito está apoiado numa das extremidades por um equipamento de ajuste de inclinação o qual permite um deslocamento vertical do apoio, podendo-se assim fazer variar o declive do canal (Figura 45).



Figura 45 - Equipamento de ajuste de inclinação.

Esta unidade mede 2.5 m de comprimento, 86 mm de largura e 300 mm de profundidade e possui paredes laterais transparentes, proporcionando uma vista praticamente completa da secção de medição.

Um tanque de GRP, com capacidade para 280 litros, proporciona um circuito fechado de água e abastecimento adequado de água. Uma vez cheio, o canal é independente da rede

de abastecimento de água. Uma bomba centrífuga, uma válvula de segurança e medidor de vazão de área variável estão integrados no circuito da água, podendo ser atingido um caudal máximo de aproximadamente 10 m<sup>3</sup>/h (Figura 46).



Figura 46 - Quadro elétrico, válvula de regulação de caudal e bomba centrífuga.

Através de um equipamento de ajuste de inclinação (Figura 45) o canal pode adotar desníveis desde +3% até -0.5% na direção longitudinal, de forma a igualar as perdas de fluxo ou para simular um gradiente natural, por exemplo. Segue-se uma representação da designação dos principais componentes:

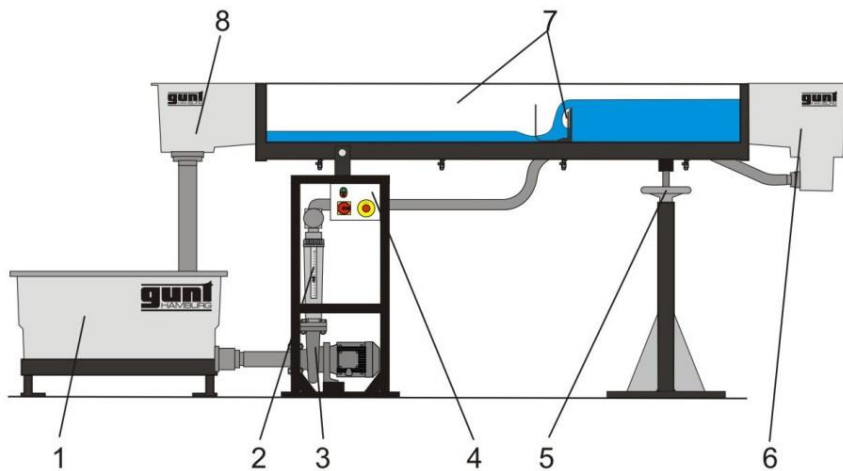


Figura 47 - Canal, representação esquemática: 1 - tanque, 2 - medidor de caudal, 3 - bomba centrífuga, 4 - painel elétrico, 5 - ajuste de inclinação, 6 - elemento de entrada, 7 - secção experimental com acessório, 8 - elemento de saída.

O caudal afluyente é controlado por uma válvula instalada na conduta de compressão da bomba de alimentação.

A zona do canal a montante recebe a água proveniente do tanque de armazenamento através de uma grelha que reduz a agitação do escoamento, permitindo assim a criação de uma zona de amortecimento e a zona a jusante recebe a água e devolve-a ao tanque.

#### 4.1.2.2. Indicador de nível

O indicador de nível é um acessório usado para medição do nível de água no canal. Este equipamento pode ser instalado em qualquer secção do canal, permitindo a medição do nível de água ao longo da sua extensão.



Figura 48 - Indicador de nível.

Este equipamento é constituído por uma régua, com a unidade de medição mm e podendo medir desde 0.05 a 260 mm, e por uma peça de *plexiglass* com uma linha preta que, quando alinhada com uma qualquer marca na régua, permite a obtenção do valor de altura de água. Quatro parafusos na base permitem que o acessório seja fixado em qualquer ponto do canal. Segue-se uma representação da designação dos principais componentes:

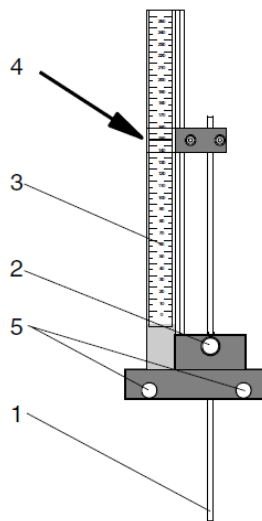


Figura 49 - Indicador de nível, representação esquemática: 1 - sonda, 2 - parafuso de fixação para ajuste de altura, 3 - régua, 4 - marca para leitura da altura, 5 - parafusos de fixação do acessório ao canal.

## 4.2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL E TRATAMENTO DE DADOS

### 4.2.1. Precipitação

#### 4.2.1.1. Análise de precipitações intensas

Precipitações com grande intensidade e com durações relativamente curtas, entre outros fatores, estão na origem de cheias.

A análise de cheias, nomeadamente a determinação de caudais de ponta de cheia, não só tem interesse para o dimensionamento de obras hidráulicas, como para a prevenção/gestão desses mesmos fenómenos extremos. As durações relevantes, podem ir desde poucos minutos (coletores, por exemplo) até a algumas horas ou dias, consoante a área da bacia hidrográfica para a qual é efetuado o estudo, sendo que, neste caso, a duração a considerar deverá ser igual ao tempo de concentração.

#### 4.2.1.2. Precipitação média sobre uma bacia hidrográfica

A altura média de precipitação numa determinada área é necessária para a resolução de muitos tipos de problemas hidrológicos. No caso particular desta dissertação, será necessária a avaliação da precipitação por estação e por bacia, tendo em conta os valores diários ao longo de um certo período de anos, de forma a obter valores de precipitação média diária, anual e intensidades de precipitação; os valores anteriores serão utilizados em fórmulas específicas para estimativa do caudal.

Seguidamente são apresentados três métodos para determinação deste parâmetro: o método da Média Aritmética, o método de Thiessen e o método das Isoietas.

#### 1. Método da média aritmética

É o método mais simples para obter o valor da precipitação média. Faz uso das alturas de precipitação registadas em vários pluviómetros ou udómetros. Este método produz bons resultados se os postos/estações forem uniformemente distribuídos sobre a bacia e a altura medida nos diversos postos/estações não variar muito em relação à média (Figura 50)

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad (\text{eq. 60})$$

Em que:

$P_i$  - Precipitação num dado posto  $i$ ;  
 $n$  - número de postos.

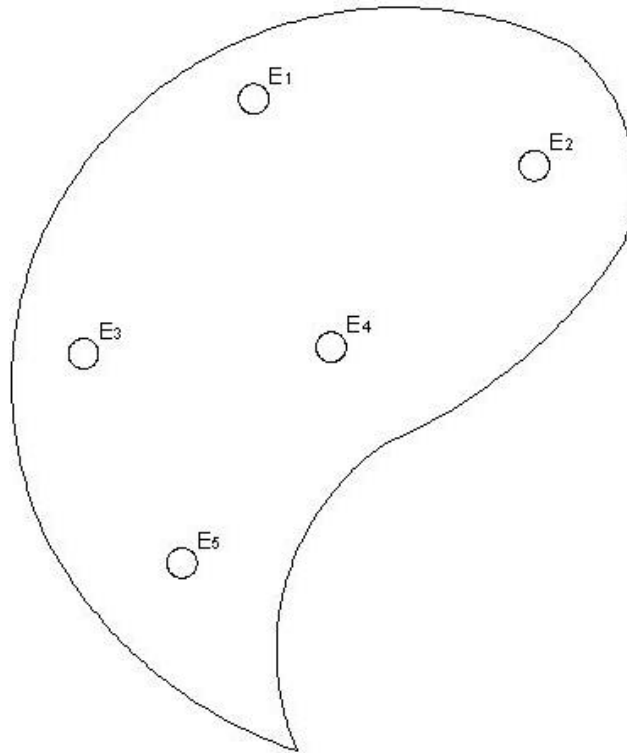


Figura 50 - Método da média aritmética.

## 2. Método de Thiessen

Este método assume que em qualquer ponto da bacia a precipitação é igual à medida no posto mais próximo. Desta maneira, o registo da altura num determinado posto é aplicado em outros pontos, desde que estes estejam até a meia distância do outro posto (em qualquer direção). Os pesos relativos para cada estação são determinados pelas respectivas áreas, calculadas pela aplicação do método dos polígonos de Thiessen, onde as fronteiras dos polígonos são formadas pelas mediatrizes das linhas que unem dois postos adjacentes (Figura 51). A precipitação média para a bacia,  $\bar{P}$ , é calculada através da seguinte expressão:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i}{A_b} \quad (\text{eq. 61})$$

Em que:

- $P_i$  - Precipitação num dado posto  $i$ ;
- $A_i$  - Área do polígono associada a um dado posto  $i$ ;
- $A_b$  - Área da bacia.

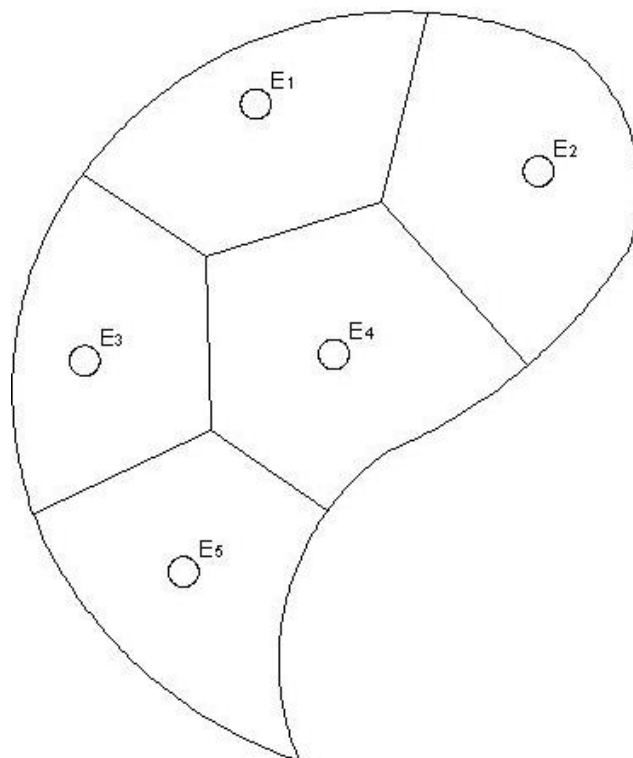


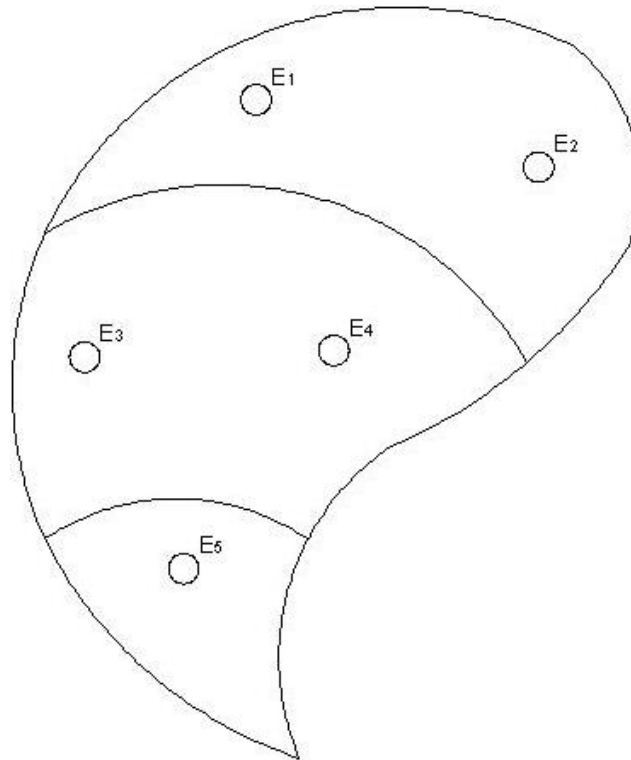
Figura 51 - Método de Thiessen.

O método de Thiessen, normalmente, é mais preciso que o método da média aritmética e podem ser utilizados postos fora da área da bacia em estudo, no entanto o mesmo não é flexível seja por perda de dados de um determinado posto num certo período de tempo ou cada vez que é efetuada uma mudança nos postos de trabalho (o que implica construir um novo traçado dos polígonos). Ainda, o método não considera diretamente as influências orográficas nas chuvas ou variações de distribuições espaciais de intensidade de uma chuva.

### 3. Método das isoietas

Algumas das dificuldades apresentadas na secção anterior podem ser ultrapassadas através da construção de isoietas, utilizando as alturas de chuva observadas nos postos e valores interpolados entre postos adjacentes. Quando há uma densa rede de postos de medição, os mapas de isoietas podem ser construídos usando programas computacionais para automatizar o controlo. Uma vez finalizado o mapa de isoietas, a área,  $A_i$ , entre cada par de isoietas, dentro da bacia, é medida e multiplicada pela média,  $P_i$ , das alturas de precipitação representadas pelas isoietas fronteira desta área. Assim a precipitação média pode ser calculada pela fórmula anterior. O método das isoietas é bastante flexível e o conhecimento do modelo de tempestade pode influenciar o traçado das isoietas, mas uma densidade de postos, relativamente alta é necessária para a correta construção dos mapas para uma tempestade complexa.





**Figura 52 - Método das Isoietas.**

#### 4.2.1.3. Organização e tratamento de dados

Os dados da precipitação diária (por estação) para o concelho do Funchal, para uma série de 30 anos com final a 31/12/2014, fornecidos pela delegação da Madeira do IPMA (Instituto Português do Mar e da Atmosfera) e os mesmos dados, mas para uma série de 17 anos com final a 31/12/2014, obtidos através do site do SNIRH (Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos), foram organizados e tratados, seguindo o processo descrito nos próximos parágrafos. Como o caso mais desfavorável foi obtido para os dados do SNIRH, todos os dados/resultados obtidos dizem respeito ao mesmo.

##### 4.2.1.3.1. Metodologia inicial

A primeira fase consiste em identificar quais as estações que se podem utilizar em cada uma das bacias, seu tempo de funcionamento e as coordenadas das mesmas para as inserir no ArcGis; calcular as áreas afetadas a cada um desses postos (com recurso ao autocad) e aplicar a fórmula do método de Thiessen para obter a precipitação média diária para cada bacia. No final é construída a seguinte tabela:

Tabela 17 - Precipitação máxima diária e anual.

Ano Hidrológico	Precipitação máxima (mm)	
	Diária	Anual
1998	113.0	1190.1
1999	84.4	1172.9
2000	77.9	1150.3
2001	155.0	1628.9
2002	84.9	1398.8
2003	65.0	1195.2
2004	129.9	876.1
2005	92.6	1498.0
2006	96.8	1447.0
2007	60.5	795.5
2008	143.3	1099.8
2009	108.6	1554.7
2010	177.1	2491.7
2011	144.3	930.9
2012	187.3	1201.4
2013	60.6	864.5
2014	56.2	1027.9

O segundo passo consiste em obter, para cada bacia, os valores da precipitação máxima a 1, 2, 3, 4 e 5 dias conforme a tabela que se segue:

Tabela 18 - Precipitação máxima a 1, 2, 3, 4 e 5 dias.

Ano Hidrológico	Precipitação máxima (mm)				
	1 dia	2 dias	3 dias	4 dias	5 dias
1998	113.0	167.7	209.8	220.7	256.9
1999	84.4	105.9	125.1	133.5	139.4
2000	77.9	107.5	132.5	160.5	187.9
2001	155.0	265.6	297.5	318.2	373.6
2002	84.9	101.8	131.1	138.4	143.9
2003	65.0	98.4	104.9	137.5	153.1
2004	129.9	142.6	166.3	166.4	166.5
2005	92.6	147.7	165.3	194.0	227.2
2006	96.8	169.4	208.2	216.7	221.3
2007	60.5	112.4	135.0	179.8	213.4
2008	143.3	193.7	225.0	243.1	252.9
2009	108.6	130.7	140.2	184.4	231.4
2010	177.1	229.1	261.8	322.3	337.1
2011	144.3	182.6	228.5	266.9	272.8
2012	187.3	210.7	263.8	290.3	291.5
2013	60.6	104.8	156.4	185.7	230.7
2014	56.2	102.5	111.6	112.8	121.9

#### 4.2.1.3.2. Análise probabilística

Neste subcapítulo é exposto o processo de ajuste de leis estatísticas a amostras variáveis hidrológicas e estimação dos valores dessas variáveis em função da probabilidade de excedência, o qual é constituído pelas seguintes etapas:

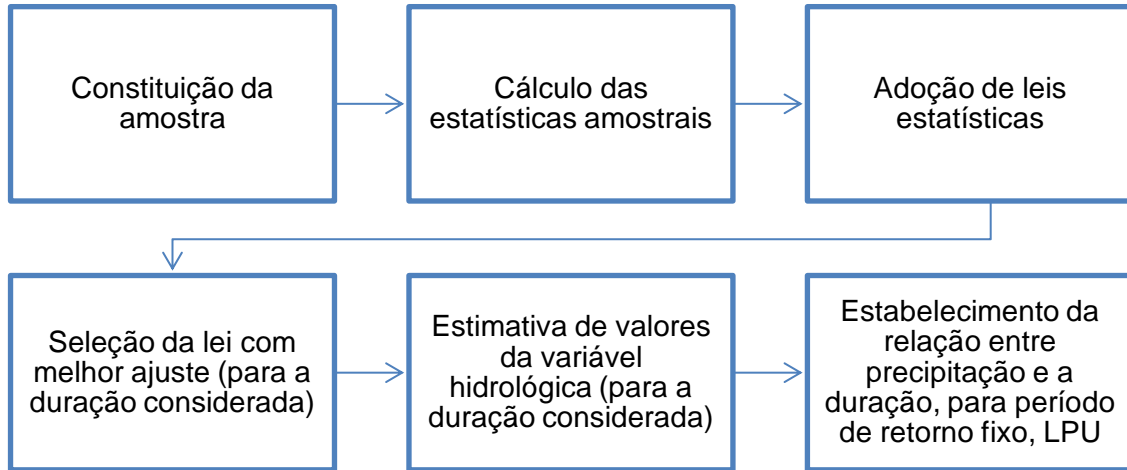


Figura 53 - Etapas para análise probabilística.

A primeira etapa consiste em adotar uma técnica de amostragem adequada/fiável, recorrendo aos dados disponibilizados pelo IPMA ou pelo SNIRH.

Na segunda fase extraímos da amostra (precipitação máxima a 1, 2, 3, 4 e 5 dias, ao longo dos anos hidrológicos) certos parâmetros estatísticos como:

Média: 
$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (\text{eq. 62})$$

Variância/Desvio-padrão: 
$$s' = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \quad (\text{eq. 63})$$

Coefficiente de variação: 
$$c_v = \frac{\sigma^2}{\bar{x}} \quad (\text{eq. 64})$$

Coefficiente de assimetria: 
$$c_a = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n - 1) \cdot (n - 2) \cdot s'^3} \quad (\text{eq. 65})$$

Numa terceira fase, adotam-se leis que se esperam adequadas para representar a distribuição dos valores da amostra, neste caso, leis de extremos como: Lei log-normal ou de Galton, de Gumbel, de Pearson III e Lei normal.

O quarto passo será selecionar a lei com melhor ajuste, seja por ajuste visual ou por aplicação de outras técnicas, tais como testes não-paramétricos. Neste passo podemos individualizar três tarefas:

1. Representação gráfica das leis teóricas, ao arbitrar sucessivas probabilidades de não excedência (F) e calcular os valores da variável aleatória (precipitação) correspondente a essas probabilidades, de acordo com as diferentes leis postuladas.

Tabela 19 - Leis estatísticas.

Leis	Fórmula	Parâmetros estatísticos a partir de
<b>Normal</b>	$\hat{X} = \bar{X} + K \cdot s'$	Precipitação anual máxima
<b>Galton</b>	$\hat{X} = \bar{X} + K \cdot s'$	Logaritmo de base e (Precipitação anual máxima)
<b>Gumbel</b>	$\hat{X} = \bar{X} + K \cdot s'$	Precipitação anual máxima
<b>Pearson III</b>	$\hat{X} = \bar{X} + K \cdot s'$	Precipitação anual máxima

Em que:

K - fator de probabilidade dependente da lei postulada.

Na tabela seguinte encontram-se as expressões para o cálculo de K, para cada uma das leis:

Tabela 20 - Fator de probabilidade.

Leis	K	Parâmetros adicionais
<b>Normal</b>	$K_N = Z = w - \frac{2,515517 + 0,802853w + 0,010328w^2}{1 + 1,432788w + 0,189269w^2 + 0,001308w^3}$	$w = \sqrt{\ln(T^2)}$
<b>Gumbel</b>	$K_G = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,577216 + \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$	-
<b>Pearson III</b>	$K_P = Z + (Z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(Z^3 - 6Z)k^2 - (Z^2 - 1)k^3 + 4Zk^4 + \frac{1}{3}k^5$	$k = \frac{c_s}{6}$

- Representação dos pontos da amostra em escala logarítmica, fazendo corresponder a cada ponto a respetiva probabilidade empírica.

$$F = i / (N + 1) \tag{eq. 66}$$

Em que:

i - ordem/posição da amostra;  
 N - o número total de amostras.

- Seleção da lei que conduz ao melhor ajuste visual.

O penúltimo passo consiste em estimar os valores da variável hidrológica para diversas durações (neste caso, de 1 a 5 dias) e para as probabilidades de não excedência pretendidas, ou seja, para os períodos de retorno pretendidos.

Tabela 21 - Precipitações máximas para uma dada duração, período de retorno e lei probabilística.

Duração (horas)	Lei com melhor ajuste	Precipitação máxima anual (mm)		
		10 Anos	100 Anos	1000 Anos
<b>24</b>	Galton	165.72	248.60	334.42
<b>48</b>	Gumbel	218.06	311.71	403.67
<b>72</b>	Gumbel	257.46	365.98	472.53
<b>96</b>	Gumbel	288.68	407.32	523.81
<b>120</b>	Galton	321.92	447.94	570.31

O último passo consiste, com base nos pares de valores (duração, precipitação) e para a lei com melhor ajuste, definir uma relação para o período de retorno considerado, mais conhecida como linha de possibilidade udométrica (LPU).

Tabela 22 - Precipitação em função da duração.

T = 100 anos	
Duração da Precipitação (horas)	Precipitação máxima (mm)
24	248.60
48	311.71
72	365.98
96	407.32
120	447.94

### LPU para T=100 anos

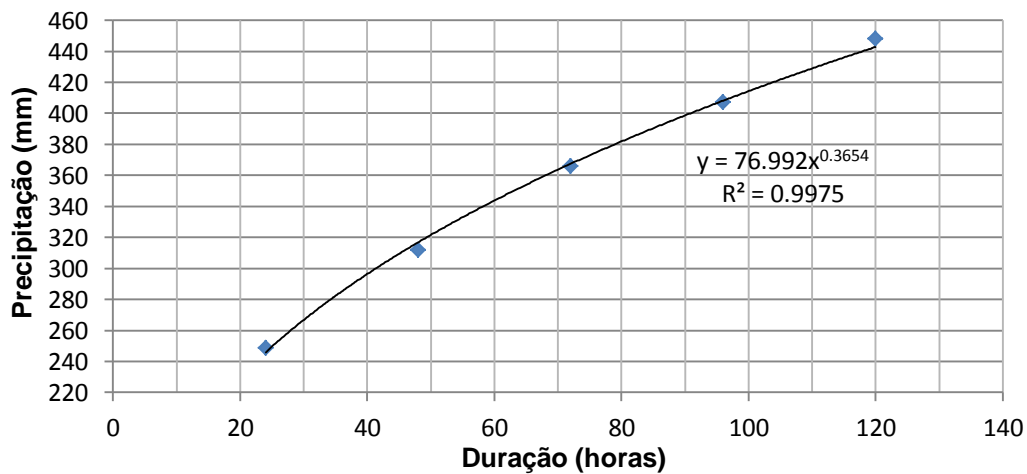


Figura 54 - Linha de possibilidade udométrica para T=100 anos.

Designam-se por linhas de possibilidade udométrica, LPU, as representações gráficas das funções do tipo:  $P=a.t^n$  que representam tal relação. Os parâmetros “a” e “n” da equação são determinados pelo método do mínimo dos quadrados. O valor do parâmetro “a”, aumenta quando aumenta o período de retorno, e o valor do parâmetro “n”, dependendo do local, pode aumentar ou diminuir com o período de retorno.

Neste tipo de avaliação gráfica, a precipitação aumenta em consequência do aumento do tempo para a sua acumulação. A linha de possibilidade udométrica, LPU, estabelecida para o período de retorno pretendido, com base em precipitações com durações superiores ao dia, é extrapolável para durações inferiores ao dia, até um dado limite: em geral é extrapolável até 6 horas.

A duração da precipitação intensa a considerar na análise de cheias, numa secção da rede hidrográfica, deve igualar o tempo de concentração da bacia hidrográfica – duração crítica – por forma a fazer intervir naquela análise a mais elevada intensidade da precipitação que assegura a contribuição de toda a área da bacia hidrográfica para o escoamento naquela secção – precipitação crítica – e conseqüentemente, originar o mais elevado caudal de ponta de cheia, para o período de retorno considerado. Para durações da precipitação superiores à crítica, o caudal de ponta de cheia diminui devido à diminuição da intensidade média da precipitação.

Após análise da LPU e atribuição da fórmula que melhor se ajusta ao gráfico, podemos calcular o valor da precipitação para a duração necessária à análise e, conseqüentemente, a intensidade. Os valores anteriores são necessários para o cálculo do caudal através de algumas fórmulas referenciadas neste documento.

#### **4.2.2. Modelação**

Antes de iniciar a modelação propriamente dita, é necessário caracterizar a ribeira adotada como caso de estudo (como o traçado em planta - incluindo a largura da secção de montante para jusante, perfil longitudinal).

Depois, é necessário avaliar se a ribeira pode ser tratada, para efeitos de modelação, como um canal prismático e que influência tal assunção poderá ter nos resultados.

Na análise será tido em conta o coeficiente de Manning e o declive longitudinal da ribeira, a altura normal (ou uniforme) do escoamento para diferentes caudais, as curvas de vazão e de energia específica.

##### 4.2.2.1. HEC-RAS

O *U.S. Army Corps of Engineers' River Analysis System* (HEC-RAS) é um sistema integrado de *software* que permite avaliar escoamentos unidimensionais, uniformes ou não, em canais naturais ou artificiais, bem como avaliar transporte de sedimentos e qualidade da água.

O sistema é composto por uma interface gráfica do usuário (GUI), componentes de análise hidráulica, capacidades de armazenamento e gerenciamento de dados, gráficos e recursos de relatórios.

##### 4.2.2.1.1. Inserção de dados

Após compilar a informação de todas as secções que constituem o canal em estudo (ou parte deste) numa folha de Excel, na qual consta as cotas, os comprimentos, a distância entre secções e a identificação da secção, há que criar um novo ficheiro. Para tal, após abrir o programa e aparecer a janela principal (Figura 55), clicamos em “File” - “New Project...” - Selecionar o destino e introduzir um nome para o ficheiro e, após criado o ficheiro, clicar em “Options” - “Unit System (US Customary/SI)...” - Selecionar o sistema SI.

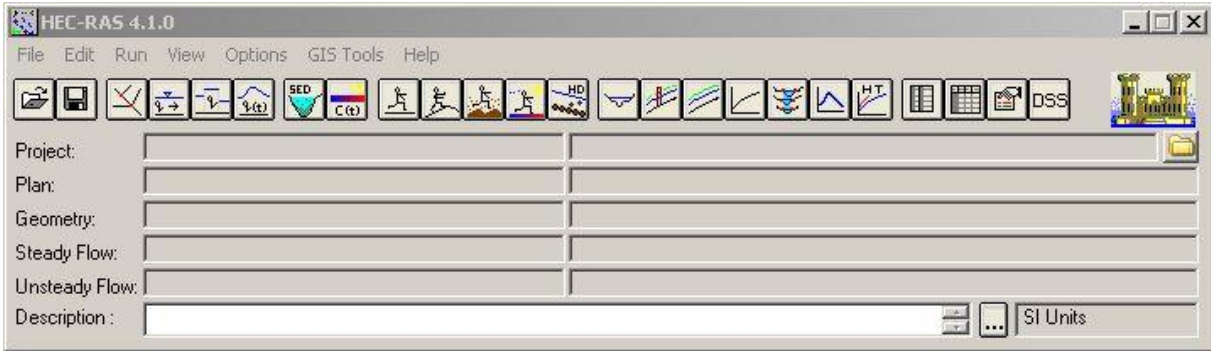



Figura 55 - Janela principal do programa HEC-RAS.

De seguida, clicamos no botão “Edit/Enter geometric data”, . Na nova janela (Figura 56), selecionamos a ferramenta “River/Reach”, clicamos num ponto qualquer na folha para dar início ao desenho do canal simplificado, clicando duas vezes no final para completar a tarefa e introduzir o nome do rio e do tramo a ser tratado.

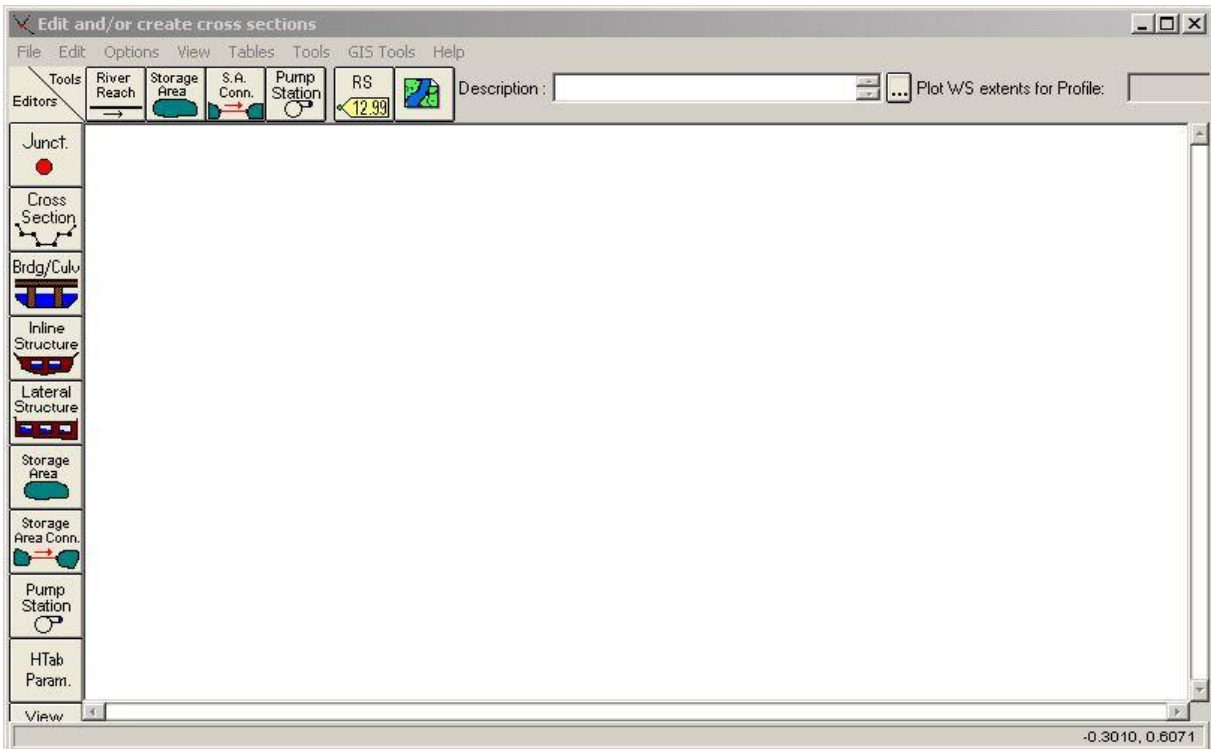


Figura 56 - Janela de edição de geometria do canal.

Para introduzir as secções compiladas anteriormente, na barra “Editors” clicamos no botão “Cross Section”. Nesta nova janela (Figura 57), em “Options” selecionar “Add a new Cross Section...” e introduzir o número da secção. É importante salientar que o programa insere as secções de acordo com a sua numeração, isto é, do menor para o maior a começar pelo final do canal. Em “Description” dá-se um nome à secção (por exemplo, a quilometragem) e em “Cross Section Coordinates” são introduzidos os pares de valores que definem a nossa secção em “Station” (posição) e “Elevation” (cotas).

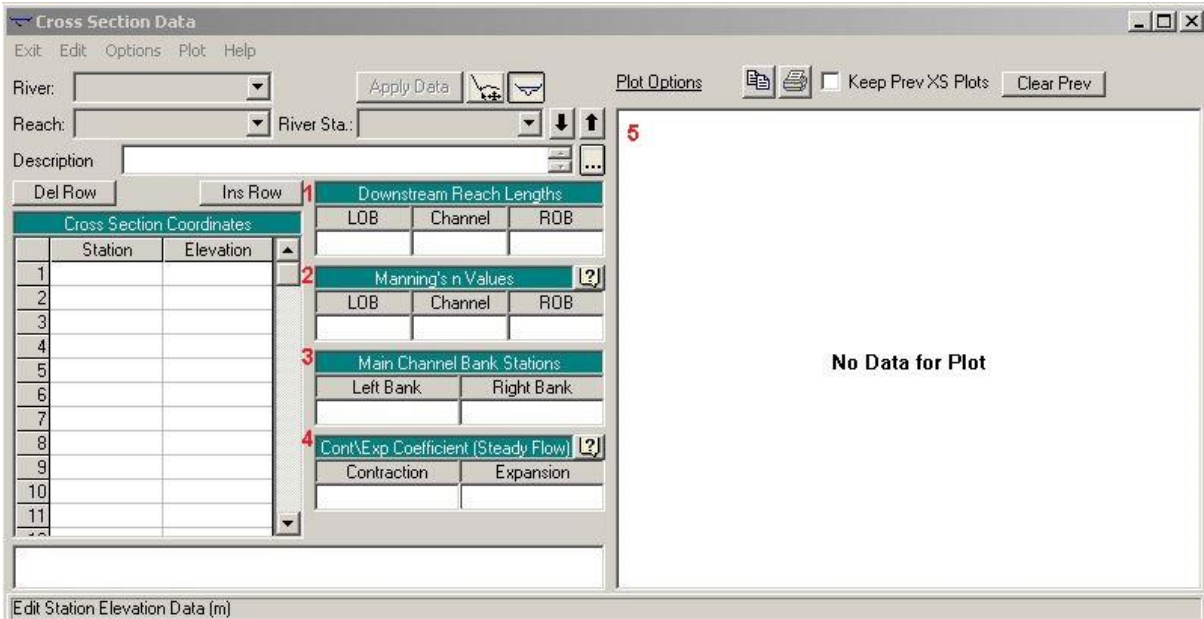


Figura 57 - Janela de edição de secções.


Na figura 57 são identificados os campos de 1 a 4, que têm as seguintes funções:

- 1) insere-se a distância entre a secção atual e a anterior nos espaços disponíveis margem esquerda (LOB), canal (Channel) e margem direita (ROB);
- 2) introduz-se o coeficiente de Manning para a margem esquerda, canal e margem direita, que neste caso, toma o valor de  $0.018 \text{ m}^{-1/3}$ s para paredes e fundo de betão em mau estado de conservação;
- 3) indica-se a margem à esquerda e à direita que limita o leito principal (que pode ou não coincidir com os pontos mais afastados do centro, como no caso de canais com leito de inundação);
- 4) refere-se as constantes que identificam o grau de contração e expansão experienciados pelo escoamento no canal em estudo.

Após definidas todas estas características (definidas nos campos 1 a 4), clicar em “Apply Data” e na figura 57, nomeadamente no campo 5 aparecerá a secção desenhada. Basta repetir este processo para cada secção e, após finalizar, fechar a janela e guardar o ficheiro. Temos assim a geometria definida.

#### 4.2.2.1.2. Análise

De forma a caracterizar o canal por intermédio de certos parâmetros (número de Froude, perda de carga contínua, velocidade, etc.), foi efetuada uma simulação de escoamento uniforme (caudal constante e altura crítica a montante, pois o escoamento é rápido).

Para tal, é necessário configurar a simulação por intermédio do botão , “Edit/Enter steady flow data”. Na nova janela (Figura 58), é necessário introduzir o número de perfis (estudo de vários caudais na mesma simulação), o valor de caudal para cada secção (neste caso, igual para todas) e definir as condições de fronteira clicando em “Reach Boundary Conditions...” (Figura 59) - selecionar a célula associada a “Upstream” (Montante) e clicar em “Critical Depth” (altura crítica), deixando em branco a célula de “Downstream”.



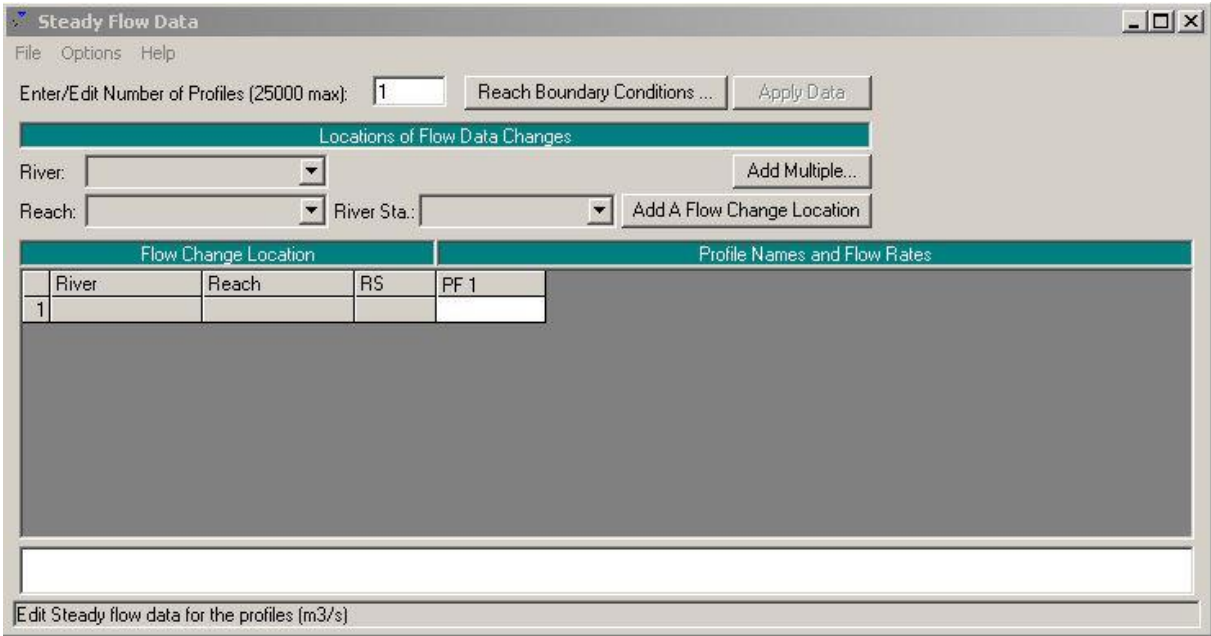


Figura 58 - Janela de edição de escoamento uniforme.

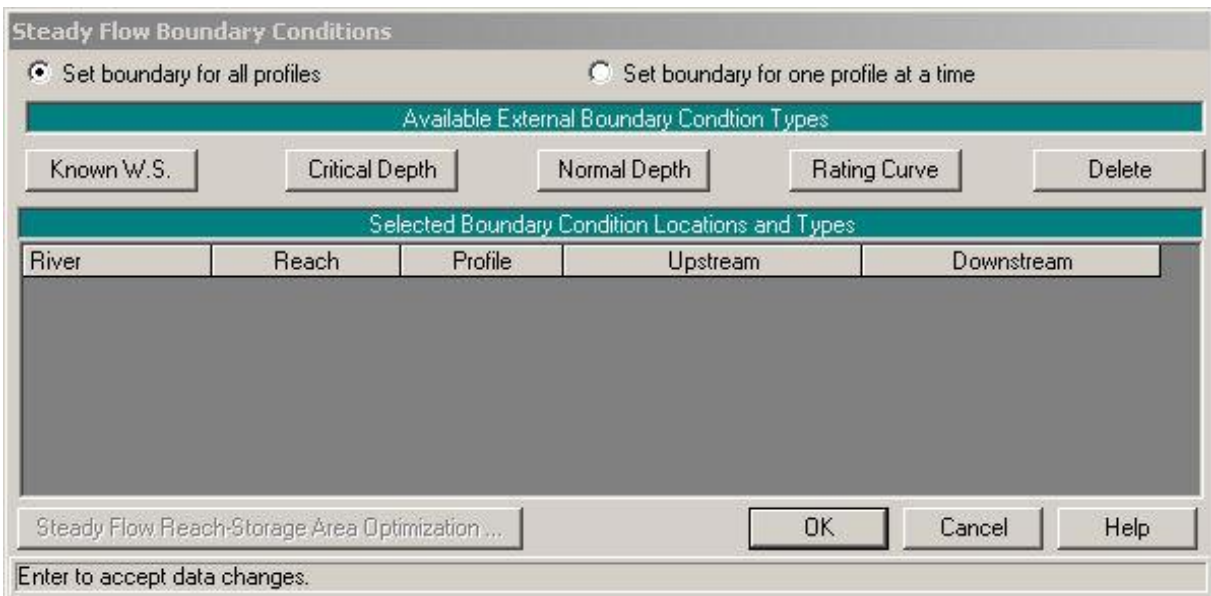


Figura 59 - Janela de edição de condições fronteira.

De volta à janela principal, clicar em “Perform a steady flow simulation” e na nova janela (Figura 60) selecionar “supercritical”.

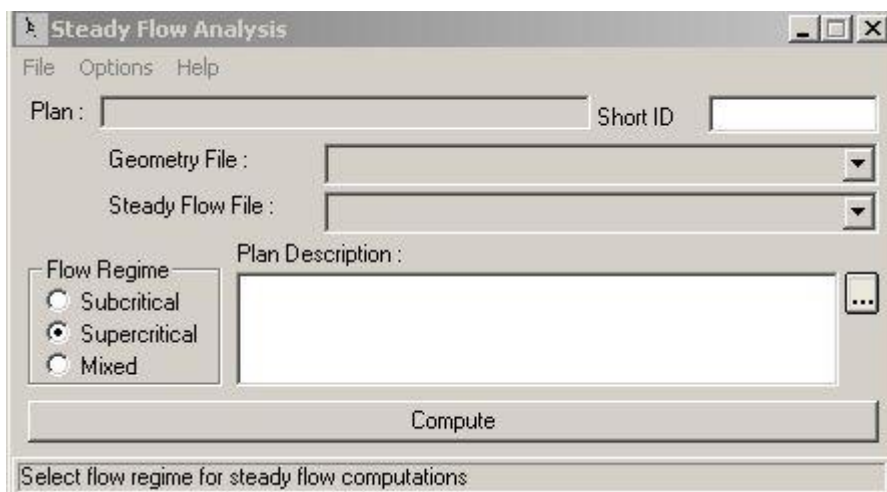


Figura 60 - Janela de opções de simulação para escoamento uniforme.

Após concluída a simulação, podemos obter gráficos e/ou tabelas com os dados necessários:

Tabela 23 - Identificação e descrição dos botões utilizados para obtenção de gráficos/tabelas.

Botão	Designação	Descrição
	“View cross sections”	Permite visualizar, secção a secção, parâmetros relacionados com cotas e alturas (altura de água, linha de energia, etc.).
	“View profiles”	Permite a visualização de parâmetros descritos anteriormente, na forma de um perfil longitudinal.
	“View general profile plot”	Permite visualizar parâmetros gerais, como velocidade, na forma de um perfil longitudinal.
	“View computed rating curves”	Permite a visualização da curva de vazão para o canal em estudo.
	“View 3D multiple cross section plot”	Permite visualizar o canal em 3D, juntamente com a altura de água.
	View summary output tables by profile”	Permite a organização de vários parâmetros numa tabela e a sua exportação para Excel ou documento de texto.

#### 4.2.2.2. Folha de cálculo

No decorrer desta dissertação foi elaborada uma folha de cálculo (código em anexo, página 109) para determinação das curvas de regolfo, programada em linguagem de programação “Visual Basic”, com base em outras folhas existentes, já elaboradas no âmbito da unidade curricular de “Obras Marítimas e Fluviais”. Segue-se uma representação esquemática simples das operações executadas pelo programa, que mais não é, do que um processo iterativo adotando o método das diferenças finitas com aproximações sucessivas, até ser atingida a tolerância estabelecida.

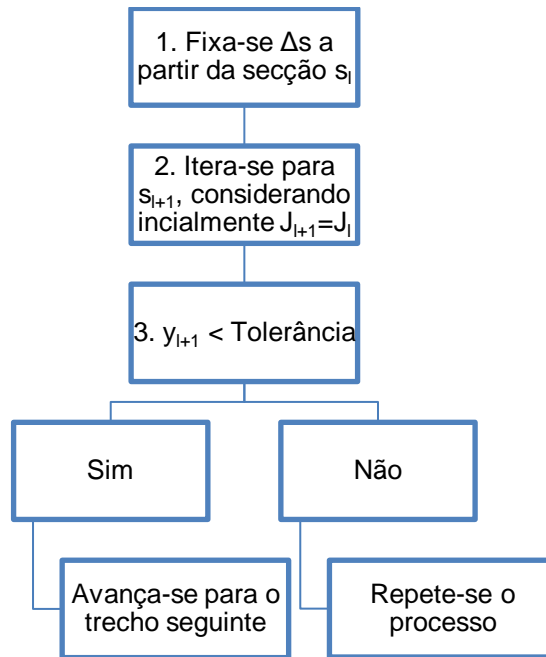


Figura 61 - Representação esquemática do programa da folha de cálculo.

Numa outra folha, foram compilados os dados referentes às secções estudadas, com destaque para os coeficientes de Manning, Froude e Reynolds.

#### 4.2.2.2.1. Determinação do coeficiente de rugosidade

Para o estudo do regime uniforme em escoamentos com superfície livre, utiliza-se a função de Manning, com a seguinte forma:

$$Q = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (\text{eq. 67})$$

Em que:

Q - caudal escoado (m<sup>3</sup>/s);

A - secção transversal do escoamento (m<sup>2</sup>);

R - o raio hidráulico (m);

i - para alturas de água reduzidas, a inclinação da soleira do canal e para alturas de água significativas, a perda de carga contínua;

n - o coeficiente de Manning (m<sup>-1/3</sup>s).

O raio hidráulico, R, é o quociente entre a secção transversal do escoamento e o seu perímetro molhado. O valor de R é calculado a partir das características geométricas da secção. No canal em estudo teremos:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b \cdot h}{b + 2h} \quad (\text{eq. 68})$$

Em que:

P - perímetro molhado da secção (m);

b - largura da secção retangular (m);

$h$  - altura da superfície livre relativamente à soleira do canal (m).

O conhecimento da natureza e do estado em que se encontra o leito de um escoamento, em resumo, o seu grau de rugosidade, é muito importante face ao considerável efeito que tem sobre o escoamento.

O coeficiente  $n$  que nos surge na (eq. 67 depende da natureza das paredes do canal e encontra-se em tabelas coligidas por diversos autores. Neste caso e como já fora referido, o coeficiente toma o valor de  $0.018 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$  (para paredes e fundo de betão em mau estado de conservação).

#### 4.2.2.3. Laboratório - canal multifunções

O canal multifunções utilizado é um modelo básico e, com os acessórios disponíveis, é possível apenas medir a altura de água ao longo do mesmo, sendo que os outros parâmetros (velocidade, área, etc.) são obtidos recorrendo a uma folha de cálculo.

Ainda, existem problemas/desvios previstos entre o caso real e o modelo reduzido (canal multifunções), os quais são listados seguidamente:

- 1) material que constitui as paredes do canal multifunções (acrílico) e o seu fundo (aço inoxidável) diferentes do material que constitui as paredes e o fundo das ribeiras (nas zonas regularizadas), que é o betão ciclópico. Assim, prevê-se diferenças ao nível da interação água-paredes/fundo;
- 2) defeitos nas paredes do canal multifunções, bem como no fundo do mesmo;
- 3) limitação do estudo a pequenas secções de cada vez, tendo em conta a dimensão do canal multifunções (2,5m), de forma, a que a análise seja afetada o menos possível por efeitos de redução geométrica;
- 4) análise condicionada apenas a secções da ribeira completamente regularizadas (paredes e fundo betonados);
- 5) apenas a simulação de vegetação flexível é possível neste tipo de canal;
- 6) análise do escoamento quando na presença de algum tipo de obra hidráulica limitada aos acessórios presentes no Laboratório;
- 7) ordem de grandeza do caudal real é milhões, enquanto, que, a ordem de grandeza do caudal debitado pela bomba é da ordem das unidades, o que obriga a uma redução de escala muito significativa;
- 8) apesar do caudal máximo estipulado pelo fabricante ser  $10 \text{ m}^3/\text{h}$ , constatou-se que o máximo é  $9,5 \text{ m}^3/\text{h}$  e, ainda assim, torna-se difícil de obter leituras corretas de caudal, uma vez que o indicador não permanece estável, por isso foi adotado o valor  $9 \text{ m}^3/\text{h}$  como máximo;
- 9) erros de medição, seja por parte do observador no ato de medição ou do erro associado ao próprio equipamento;
- 10) o canal não está instalado num pavimento devidamente nivelado.

#### 4.2.2.3.1. Processo

Antes de iniciar a simulação, ajusta-se a inclinação do canal multifunções para o valor desejado. Após ligar a bomba, é aberta lentamente a válvula de controlo do caudal até atingir o valor pretendido.

Após o escoamento estabilizar, podemos fazer uso do equipamento de medição disponível para obter os valores de altura de água para os pontos pré-estabelecidos a 9, 41, 91, 141, 191 e 241 cm da entrada de água no canal. O motivo para tais valores deve-se ao facto de que o indicador de nível, devido às dimensões do mesmo, só pode ser utilizado a partir de 9 cm, a contar do início/fim do canal. Assim, o nosso canal apenas possui 2,32 m efetivos para medições de altura de água, como observado na figura seguinte.



**Figura 62 - Canal multifunções com pontos (a laranja) e indicador de nível com agulha a 9 cm, a contar do início do canal.**

O coeficiente  $n$  que nos surge na (eq. 67) depende da natureza das paredes do canal e encontra-se em tabelas coligidas por diversos autores.

Para determinar o coeficiente de Manning,  $n$ , do canal em observação procede-se da seguinte forma:

1. Regular a inclinação do canal e anotar;
2. Efetuar o arranque da bomba e deixar estabilizar o regime de escoamento para o caudal pretendido, anotando o seu valor;
3. Medir a altura da superfície livre relativamente à soleira do canal numa secção onde o regime uniforme se tenha estabelecido;
4. Calcular o raio hidráulico,  $R$ , e anotar;
5. Calcular o coeficiente de Manning,  $n$ , através da (eq. 67, explicitando-a em ordem a  $n$ ).

Ter em atenção que se as características de rugosidade das paredes e do rasto do canal são diferentes (secção mista), o valor de  $n$  obtido experimentalmente representa uma média ponderada. Assim sendo, sob diferentes condições experimentais poderemos obter diferentes valores de  $n$ ; tal deve-se ao facto de a influência das paredes aumentar com a altura do escoamento, e portanto, com a variação da sua secção.

## 4.2.2.3.2. Efeitos da redução geométrica

O escoamento é principalmente influenciado pelas forças de inércia e de gravidade, o que equivale a analisar o modelo com base na Lei de Froude. As relações entre os valores das diferentes grandezas medidas no modelo e no caso “real” (programa HEC-RAS) são as seguintes:

Tabela 24 - Relações entre o caso “real” (r) e o modelo (m).

Relação	S. João	S. Luzia	João Gomes	S. Luzia + João Gomes
$Q_r/Q_m$	236800	236800	236800	236800
$b_r/b_m$	127.907	162.791	116.279	279.070
$L_r/L_m$	8.621	10.776	10.776	10.776
$h_r/h_m$	158.073	127.676	163.069	86.787
$v_r/v_m$	11.923	11.574	12.698	9.971
$J_r/J_m$	0.220	0.260	0.302	0.214

Em que:

Q - caudal;

b - largura do canal;

L - comprimento do canal;

h - altura de água;

v - velocidade;

J - perda de carga unitária.

Os valores apresentados na tabela anterior, para a altura de água, velocidade e perda de carga unitária, representam um valor médio.

Na prática, se forem assegurados no modelo, para os caudais relevantes, certas condições, podemos desprezar os efeitos de escala:

- para escoamentos turbulentos, no modelo e no caso “real”, se os números de Reynolds estiverem acima da zona de transição de escoamento laminar para turbulento, ainda que diferentes, a semelhança é satisfatória;
- para dimensões das secções transversais do escoamento não muito pequenas (Largura > 8 ou 10 cm e profundidade de escoamento > 2 cm), os efeitos de escala propriamente ditos, são pouco relevantes.

### 4.3. RESULTADOS

Neste subcapítulo expõem-se os resultados correspondentes ao estudo do escoamento efetuado através da folha de cálculo programada, do programa HEC-RAS e do modelo reduzido, para a ribeira de São João (Tabela 25). As restantes secções estudadas (uma para cada um dos troços regularizados das outras ribeiras, nomeadamente, Santa Luzia, João Gomes e a junção destas duas) seguem um procedimento semelhante e, por isso, são remetidas para anexo.

Os resultados para o trecho regularizado de 20 m da ribeira de São João, obtidos através da folha de cálculo programada e do programa HEC-RAS são muito semelhantes, mostrando que, para a secção estudada, para um caudal médio de 310 m<sup>3</sup>/s (situação de cheia, com

período de retorno de 100 anos), inclinação de 2.7% e coeficiente de Manning de 0.018 (betão ciclópico em mau estado de conservação), apresenta números de Froude maiores que 1 (de forma geral) e números de Reynolds superiores a 5000 significando, então, que estamos na presença de um escoamento rápido e turbulento.

Os resultados obtidos através do modelo, com base no valor médio da altura de água entre 3 ensaios (Tabela A.29) e a partir de (sensivelmente) metade do canal, diferem dos que foram obtidos pelos outros dois métodos, visto que uma elevação do fundo do canal nesse trecho final, origina um abrandamento do escoamento. Apesar desta diferença, ainda assim, os resultados são satisfatórios, uma vez que revelam o mesmo tipo de escoamento: rápido e turbulento.

Tabela 25 - Resumo dos resultados obtidos para a secção referente à ribeira de São João.

Trecho de 20 m da ribeira de São João									
Folha de cálculo programada									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	11	4.293	310	6.564	0.027	0.018	1.012	15670225.432
Jusante	20	11	3.406	310	8.273	0.027	0.016	1.432	17230784.332
HEC-RAS									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	11	4.31	310	6.539	0.027	0.018	1.006	15643766.211
Jusante	20	11	3.50	310	8.052	0.027	0.018	1.375	17051705.171
Modelo									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	0.086	0.029	4.7	0.528	0.027	0.021	0.993	9021.996
Jusante	2.32	0.086	0.021	4.7	0.725	0.027	0.013	1.598	10126.250
Modelo (após transformação)									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	11	4.558	310	6.202	0.027	0.023	0.928	15303603.646
Jusante	20	11	3.320	310	8.515	0.027	0.015	1.493	17452189.915

Seguidamente apresentam-se os gráficos referentes a cada um dos métodos de análise utilizados, os quais contêm a linha de energia (E), a cota da superfície livre (Y), a cota do fundo (Z) e a velocidade (U):

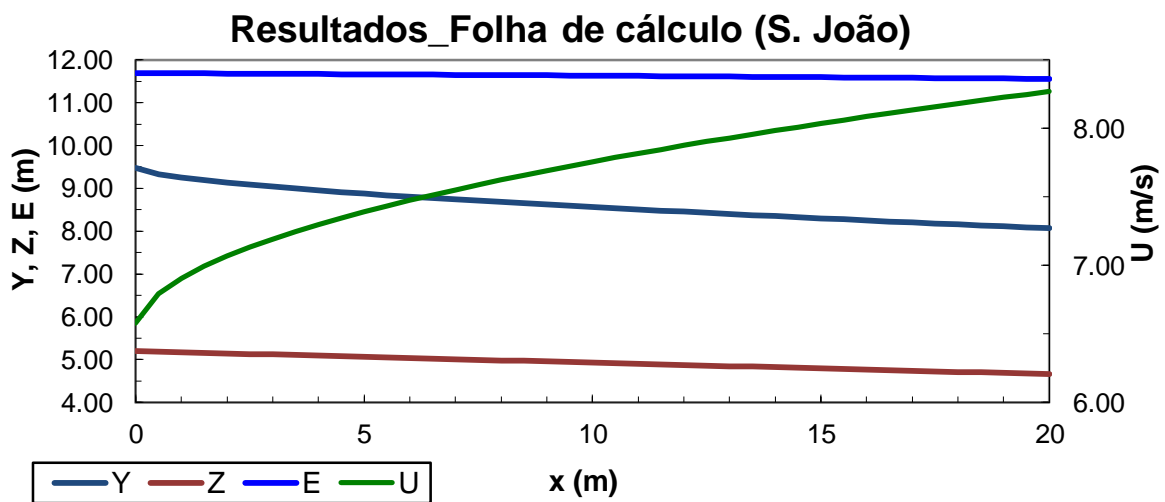


Figura 63 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de São João.

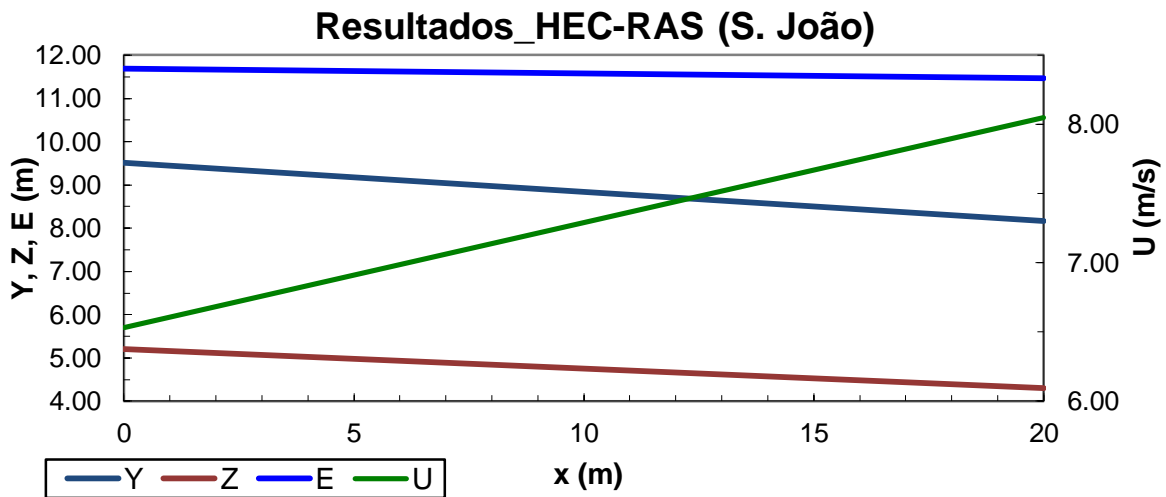


Figura 64 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de São João.

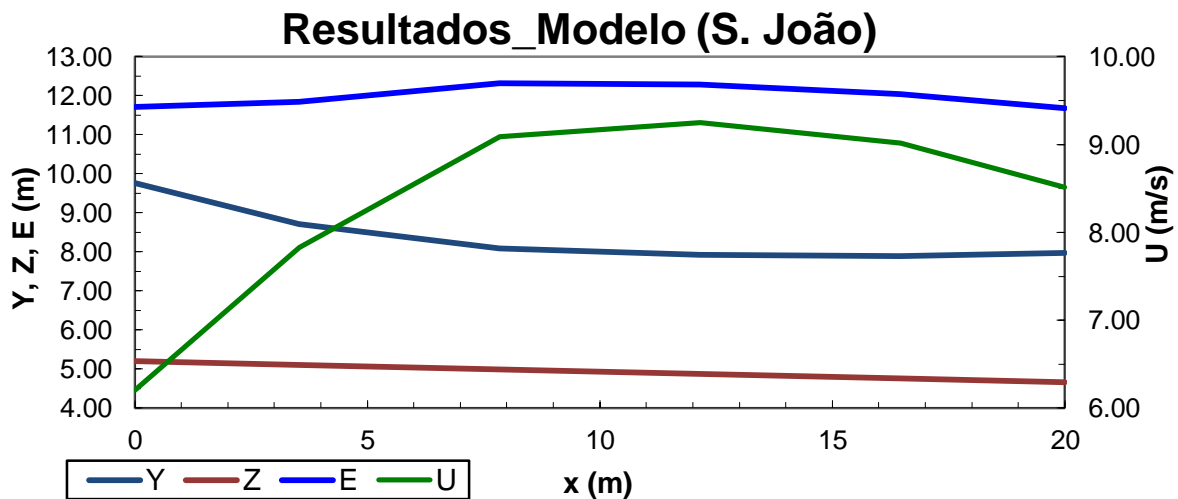


Figura 65 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de São João.

Como era de esperar e para todos os métodos de análise, tanto a cota de fundo, como a cota da superfície livre e a linha de energia diminuem progressivamente de montante para jusante e a velocidade aumenta da mesma forma e no mesmo sentido.

O coeficiente de Manning, tanto na folha de cálculo, como nos ensaios no modelo, reduz, como era de esperar, de montante para jusante, de acordo com a respetiva redução da altura de água. No programa HEC-RAS, o mesmo coeficiente mantém-se igual ao longo de todo o trecho, uma vez que o mesmo é atribuído a cada uma das secções.

Tanto o número de Froude como o de Reynolds aumentam de montante para jusante, uma vez que o escoamento torna-se cada vez mais rápido e turbulento, o que vai ao encontro do expectável.



## Capítulo 5

### Considerações finais

## 5.1. ANÁLISE DE RESULTADOS

O cerne desta dissertação é a caracterização, simulação (à escala) e modelação do escoamento em canais artificiais, e como tal foi possível executar o mesmo de forma satisfatória, evidenciando-se:

- as fórmulas empíricas ou semi-empíricas, seja para calcular tempos de concentração ou caudais, são o método mais utilizado e têm como grande vantagem a facilidade de utilização. A sua principal desvantagem deve-se ao facto de que a aplicação direta destas formulações esteja limitada a determinadas condições específicas (como área da bacia ou até níveis de precipitação). Além disso, algumas destas fórmulas, baseiam-se em hipóteses simples que nem sempre são válidas ou até realistas;
- neste estudo foram utilizados os seguintes métodos de análise: folha de cálculo, programa HEC-RAS e modelo reduzido. Como era de esperar (tendo em conta a análise para uma situação de cheia, com período de retorno de 100 anos), o escoamento foi caracterizado e identificado, em todas as secções analisadas, como rápido ( $Fr > 1$ ) e turbulento ( $Re > 5000$ ), revelando que os métodos utilizados para análise do mesmo, estão bem “construídos” e apresentam resultados realistas, de forma geral;
- segundo tabelas presentes no documento (Tomaz, 2011) as velocidades mínima e máxima para este tipo de canal são, respetivamente, 0.75 e 4.50 m/s. Assim, apesar de não existir deposição de sedimentos (para estas secções e caudais em particular), se houver transporte de sedimentos (que de certeza existirá no caso de um fenómeno extremo, como registado a 20 de fevereiro de 2010), haverá erosão das paredes e fundo do canal pois as velocidades superam o valor máximo e, desta forma, está justificado o uso do coeficiente de Manning com o valor de 0.018 (e até de valores superiores a este) na folha de cálculo e no programa HEC-RAS;
- no modelo o número de Froude é inferior a 1 para a primeira secção, mas tal afirmação faz sentido uma vez que o escoamento é lento junto à entrada de água. Tal fenómeno não tem impacto na observação anterior;
- foi identificado um defeito no canal multifunções na parte final do mesmo. Era de esperar que a altura de água diminuísse progressivamente de montante para jusante, no entanto a partir de certo momento, a altura de água sofria um ligeiro acréscimo. Para caudais próximos do máximo debitado pela bomba, o efeito do defeito tinha menos impacto no escoamento. Este defeito é facilmente observado nos gráficos apresentados, correspondentes ao modelo, em que a velocidade sofre uma descida perto do final (abrandamento inesperado do escoamento). Tendo em conta a progressão inicial dos parâmetros presentes nos gráficos, para um canal sem imperfeições deste tipo os resultados seriam mais satisfatórios;
- os modelos físicos são um método bastante fiável para a visualização de determinados fenómenos hidráulicos e permitem reproduzir os fenómenos físicos sem as simplificações inerentes aos modelos numéricos ou aos métodos analíticos (em regra geral). No entanto, são caros e morosos (sejam eles construídos de raiz ou comprados, sendo o último o caso desta dissertação) e podem estar afetados por efeitos de escala e imperfeições;
- a folha de cálculo programada não calcula o último ponto da secção e, por isso, foi necessário ao comprimento do trecho, somar o passo de cálculo ( $\Delta s$ ) por forma a ultrapassar esse obstáculo.

Como referido no início desta dissertação, existiam determinados objetivos a serem atingidos, nomeadamente:

- a caracterização e desenvolvimento de ferramentas de simulação do comportamento do escoamento em canais artificiais, no caso de uma variação súbita dos caudais afluentes, mecanismos de prevenção de cheia;
- o desenvolvimento de um modelo de simulação hidrodinâmico, considerando os escoamentos variáveis em superfície livre no caso de situações de cheia, na simulação entre as condições variáveis das afluências, das condições hidromorfológicas do canal e da instalação e operação dos sistemas e regulação dos escoamentos;
- a análise da viabilidade da simulação (modelo) na gestão e prevenção de cheias em canais artificiais.

No que diz respeito ao primeiro objetivo, a ferramenta propriamente “criada” foi a folha de cálculo para determinação de curvas de regolfo a partir de outras folhas já existentes elaboradas no âmbito da unidade curricular de “Obras Marítimas e Fluviais”. No entanto limita-se a trechos retos de canais retangulares ou trapezoidais com inclinação e caudal constantes, no entanto o programa HEC-RAS permite um leque de análises muito maior e variado que a folha de cálculo, bem como a inserção de parâmetros que a folha de cálculo não tem em conta. A principal diferença entre a folha de cálculo e o programa, será o número de passos de cálculo entre a secção inicial e final que constituem o trecho a estudar (com a folha de cálculo a superar o programa), ainda assim, tal desvantagem pode ser superada caso se possua informação suficiente para caracterizar as secções e inserir essa mesma informação no programa.

No que diz respeito ao segundo objetivo, o modelo (canal multifunções) permite a análise da influência de algumas obras hidráulicas no escoamento (apesar de não ter sido necessário) e produz resultados satisfatórios, tendo em conta a redução de escala e em comparação com os outros dois métodos. A clara vantagem deste método de análise é a visualização da evolução do escoamento em tempo real, de acordo com a variação da inclinação, caudal e a simulação da presença de algumas obras hidráulicas.

O que nos leva ao terceiro objetivo: a viabilidade da simulação. Como já referido anteriormente, tendo em conta a redução de escala e todos os erros associados à utilização de um modelo, o mesmo, produziu resultados satisfatórios e de acordo com o que se estava à espera e em correspondência com os resultados obtidos pelos outros dois métodos. Dito isto, e associado à vantagem mencionada no parágrafo anterior, é um método viável no auxílio da gestão e prevenção de cheias.

Na minha opinião, uma combinação entre a folha de cálculo e o programa HEC-RAS, irá produzir os melhores resultados, sendo que o modelo deverá ser utilizado em casos em que existe a necessidade de visualizar determinados fenómenos hidráulicos que, de outra forma, apenas podem ser avaliados mediante números, sem nos dar uma noção do que esses valores verdadeiramente representam.

Resumindo, temos três métodos diferentes de análise do escoamento os quais se complementam de forma a produzir uma imagem suficientemente aproximada da realidade e ajudar na gestão e prevenção de cheias em canais artificiais.

## 5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste subcapítulo referem-se os aspetos fulcrais a melhorar caso se pretenda continuar ou desenvolver um estudo semelhante:

- Otimizar as folhas de cálculo desenvolvidas no decorrer desta dissertação;
- Enfatizar/Aproveitar e melhorar as potencialidades do programa HEC-RAS;
- Analisar um maior número de secções, de forma a obter a evolução ao longo de todo o comprimento regularizado dos canais;
- Analisar a influência dos níveis de baixa-mar e preia-mar no escoamento.

# Bibliografia

- Chow, V. (1964). *Handbook of Applied Hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- Correia, C. M. (Maio de 2007). Boas Práticas para Ocupação do Solo, no respeito pelos Recursos Hídricos. *Corredores Ribeirinhos e Controlo de Cheias e de Áreas Inundadas em Pequenas Bacias Hidrográficas*. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional de Lisboa e Vale do Tejo.
- Lencastre, A., & Franco, F. M. (2006). *Lições de Hidrologia 3ª edição revista*. Lisboa: Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Lousada, S. A. (2014). *Apontamentos da Unidade Curricular de Obras Marítimas e Fluviais do Mestrado em Engenharia Civil*. Funchal, Madeira: Universidade da Madeira.
- Mano, E. R. (Fevereiro de 2008). Estudo de Bacias de Retenção como solução para situações crescentes de urbanização. *Dissertação de Mestrado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Manzanares, A. (1980). *Hidráulia Geral II. Técnica*. Lisboa: AEIST.
- Mata-Lima, H. (2007). Hidráulica, Hidrologia e Recursos Hídricos. *Apontamentos de apoio à unidade curricular*. Funchal: Universidade da Madeira.
- Mata-Lima, H., Vargas, H., Carvalho, J., Gonçalves, M., Caetano, H., Marques, A., et al. (2007). Comportamento hidrológico de bacias hidrográficas: integração de métodos e aplicação a um caso de estudo. *Revista Escola de Minas*, 60 nº3. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Methods, H., & Durrans, S. R. (2003). *Stormwater Conveyance Modeling and Design*. Waterbury: Haestad Press.
- Pelaez, J. R. (1978). *Calculo Hidrometeorológico de Caudales Maximos en Pequenas Cuencas Naturales*. Espanha: Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo.
- PGRH. (2014). *Plano de Gestão da Região Hidrográfica do Arquipélago da Madeira (RH10)*.
- Prada, S. (2013). *Apontamentos da Unidade Curricular de Hidrologia, Recursos Hídricos e Ambiente da Licenciatura em Engenharia Civil*. Funchal, Madeira: Universidade da Madeira.
- Quintela, A. C. (1981). *Hidráulica, 2ª Edição*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Tomaz, P. (2011). *Curso de Manejo de águas pluviais, Capítulo 50- Fórmula de Manning e canais*.
- Wright-McLaughlin. (1969). *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Denver, Colorado: Prepared for the Denver Regional Council of Governments.



## Anexos

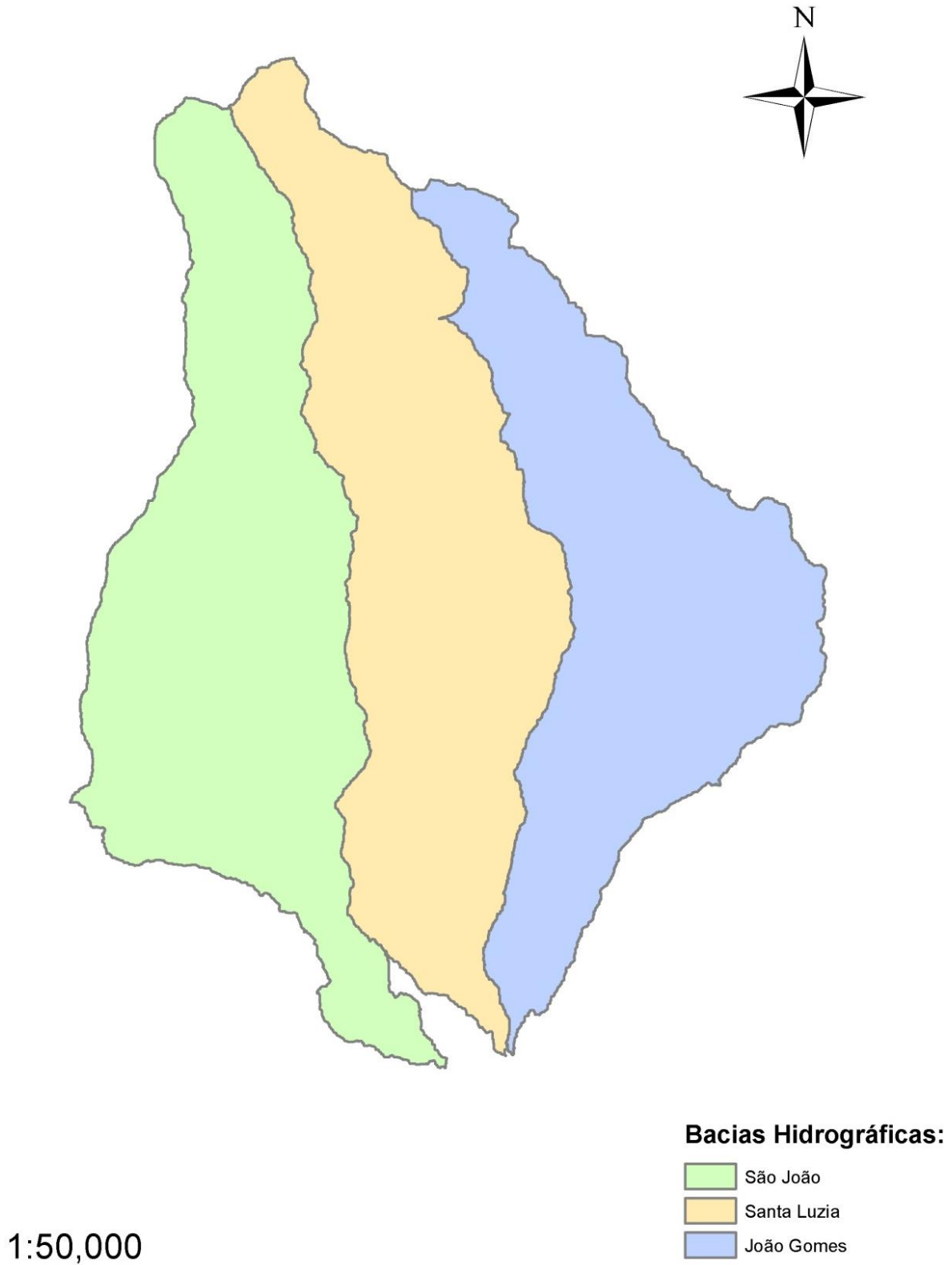


Figura A.66 - Delimitação das bacias hidrográficas.



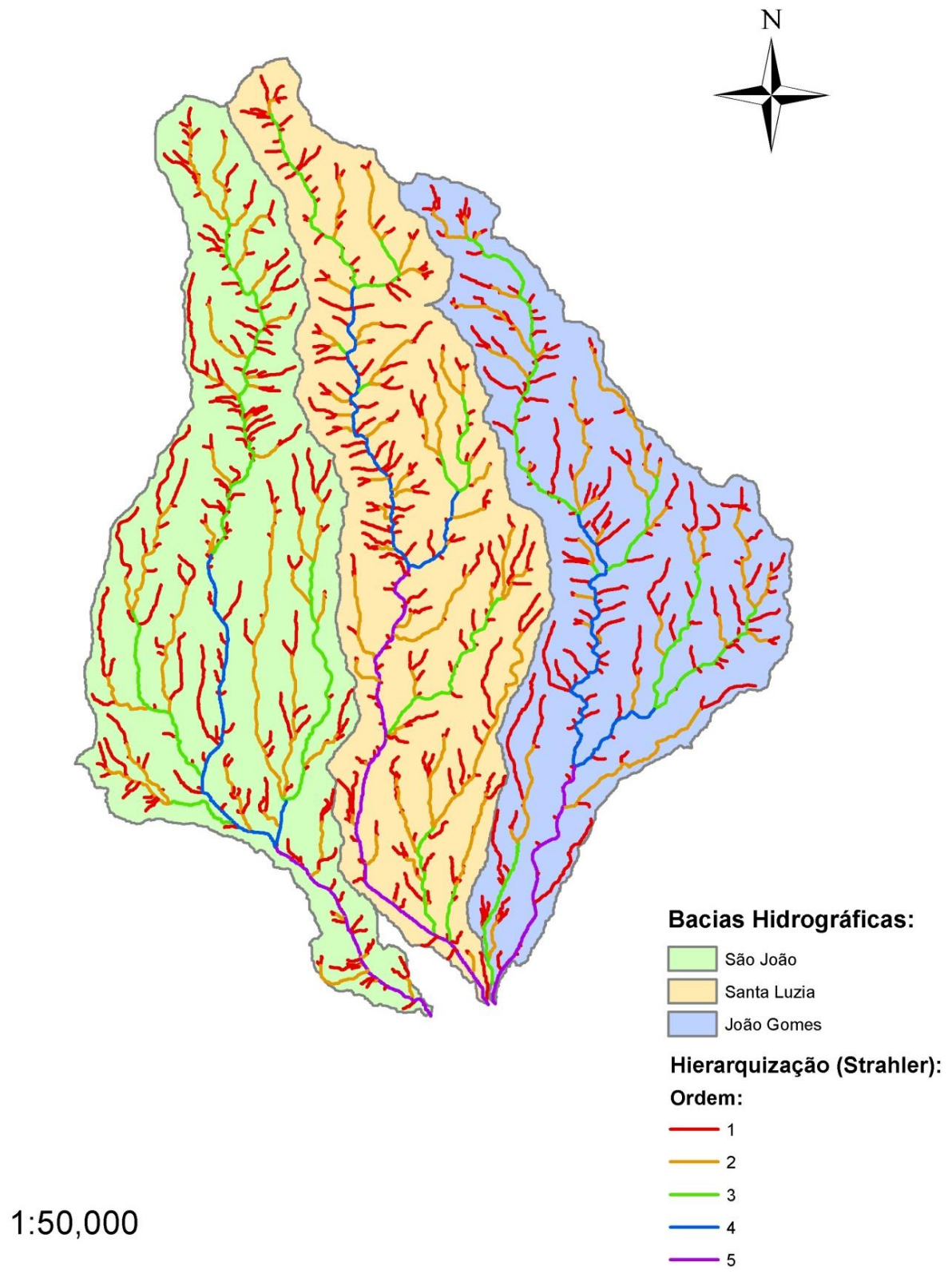


Figura A.67 - Hierarquização da rede de drenagem (Strahler).

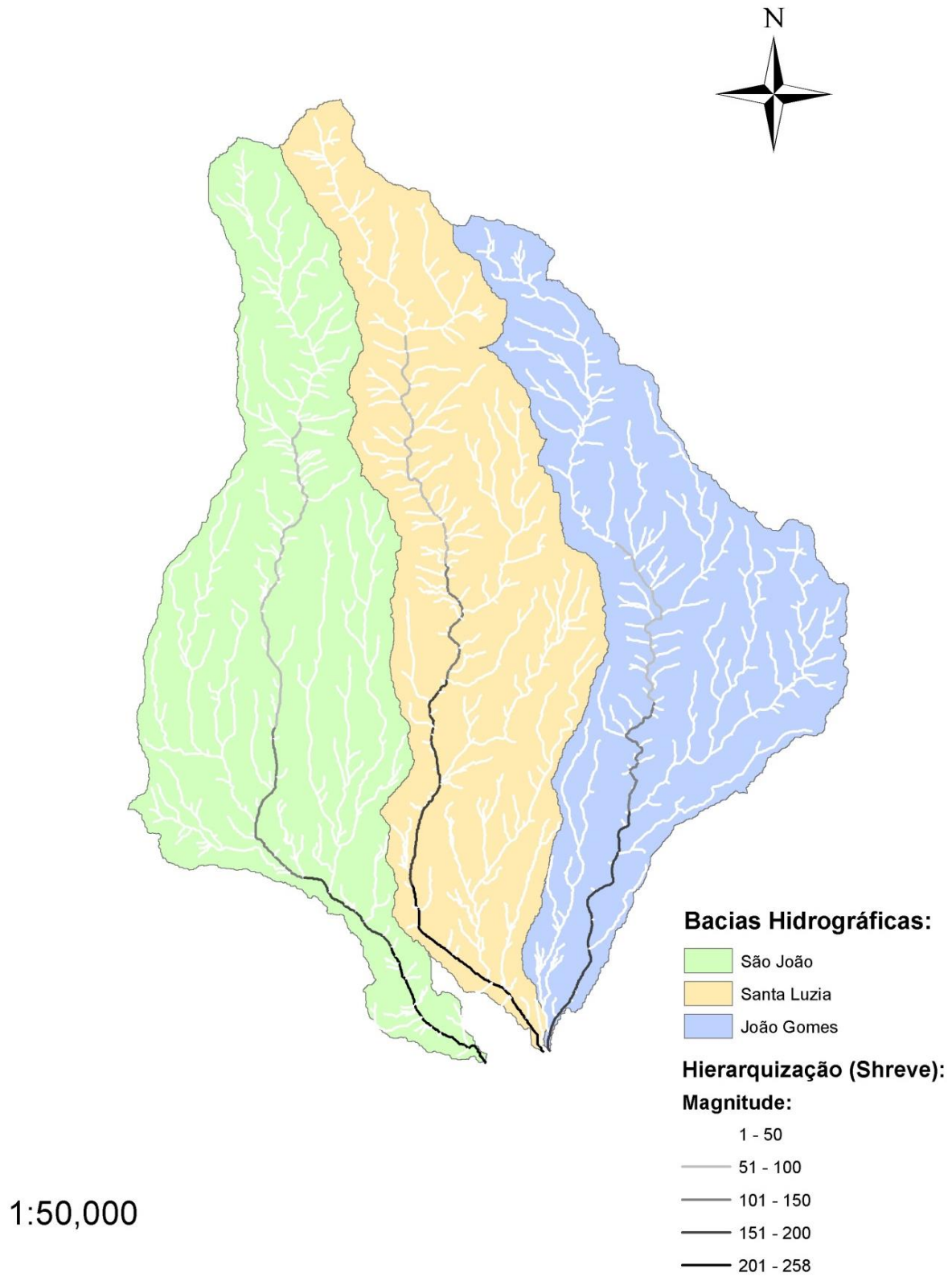
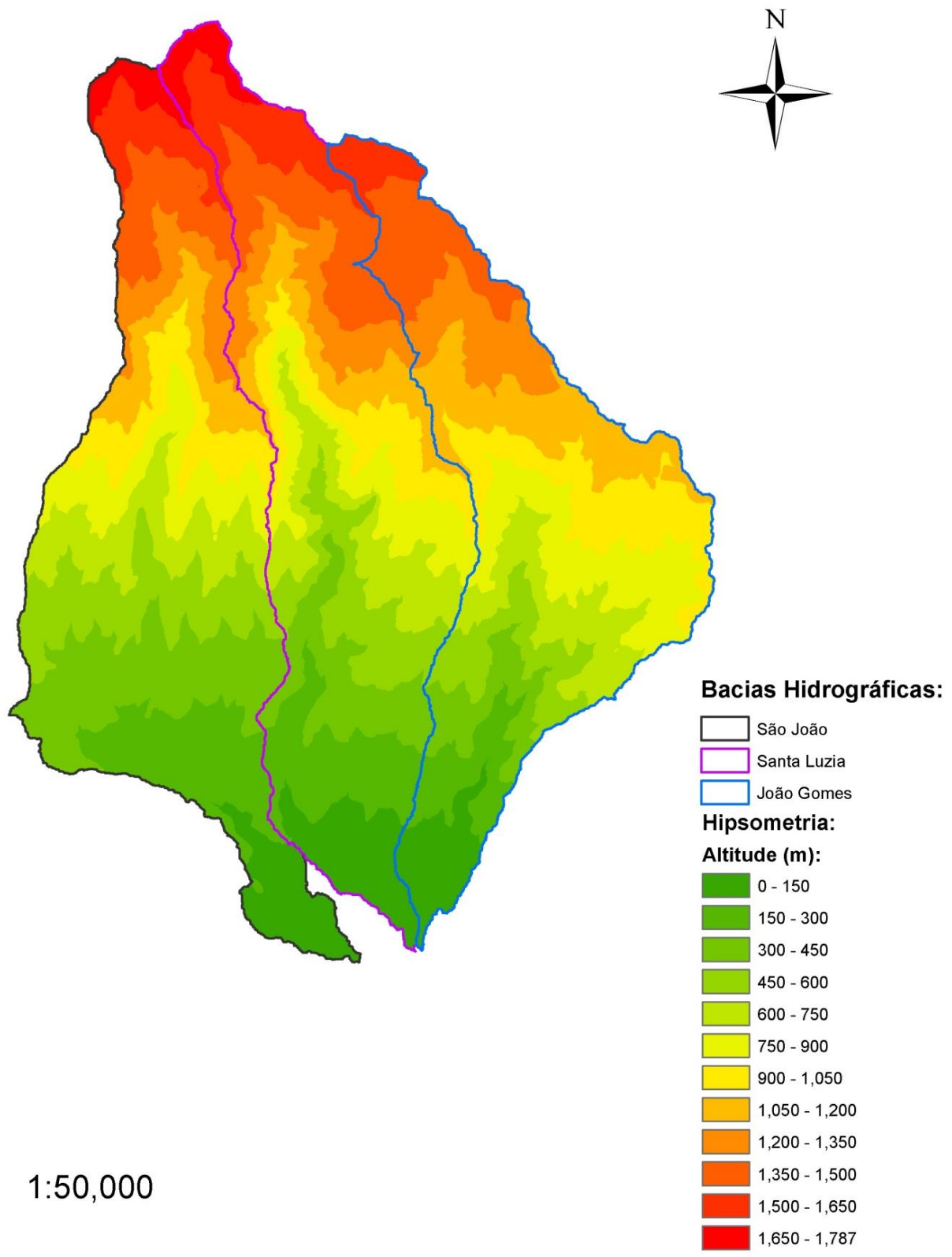


Figura A.68 - Hierarquização da rede de drenagem (Shreve).



1:50,000

Figura A.69 - Mapa hipsométrico das bacias hidrográficas.

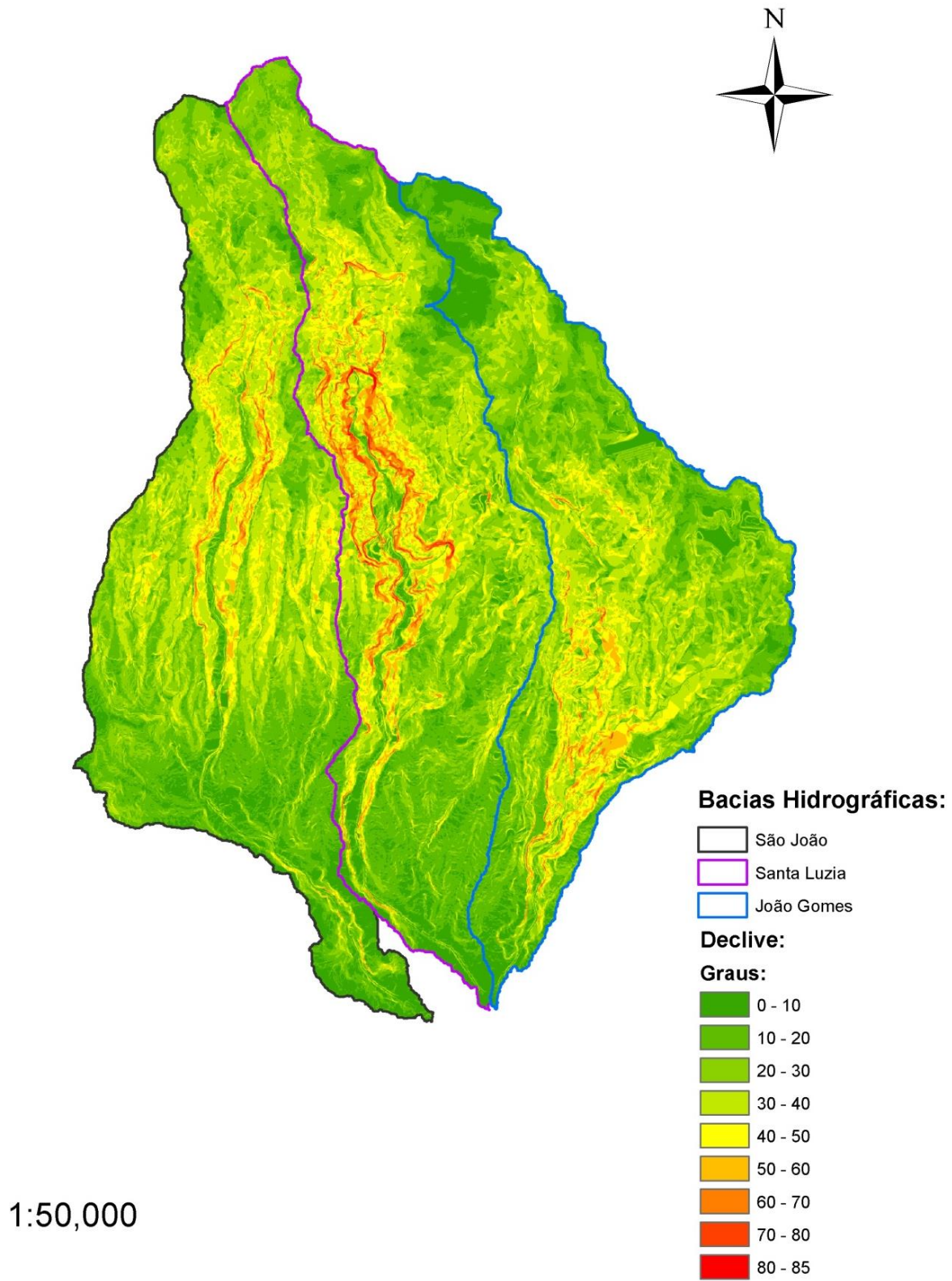


Figura A.70 - Mapa de declives das bacias hidrográficas.

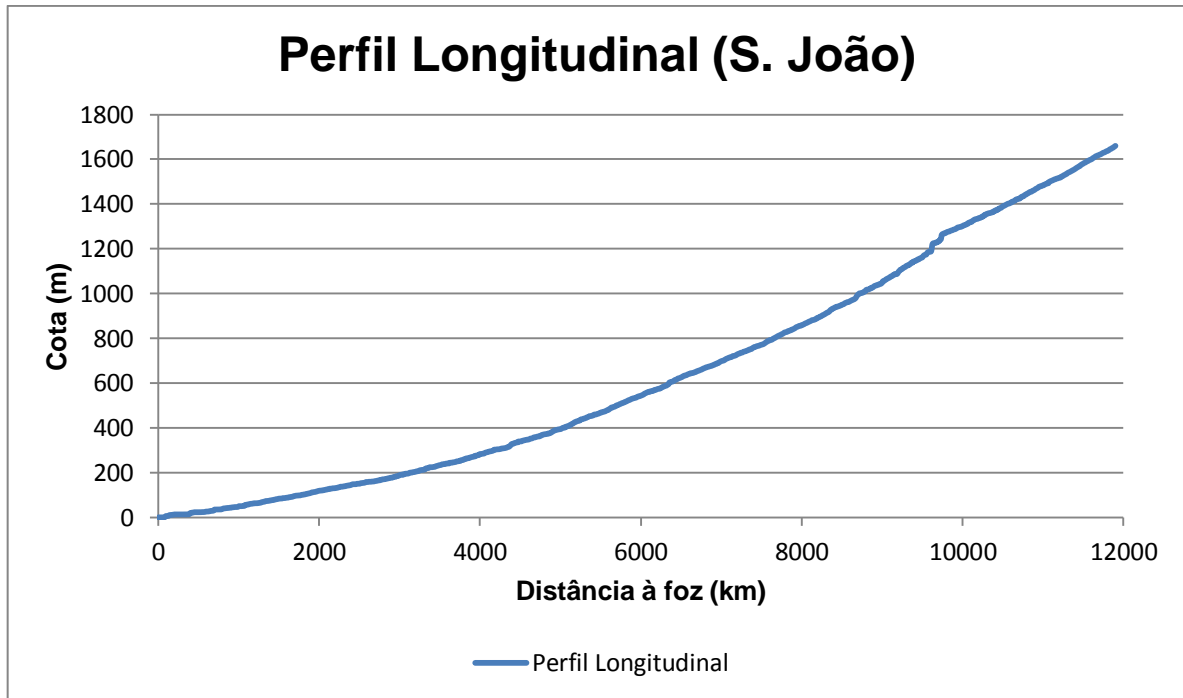


Figura A.71 - Perfil longitudinal da ribeira de São João.

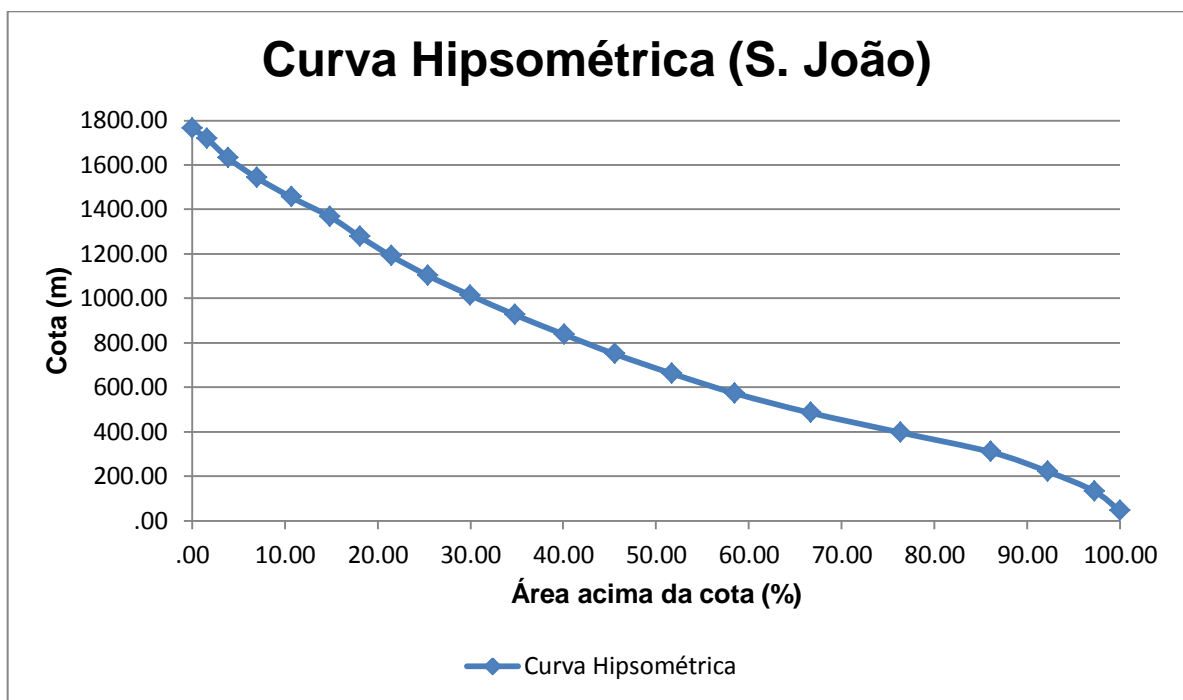


Figura A.72 - Curva hipsométrica da ribeira de São João.

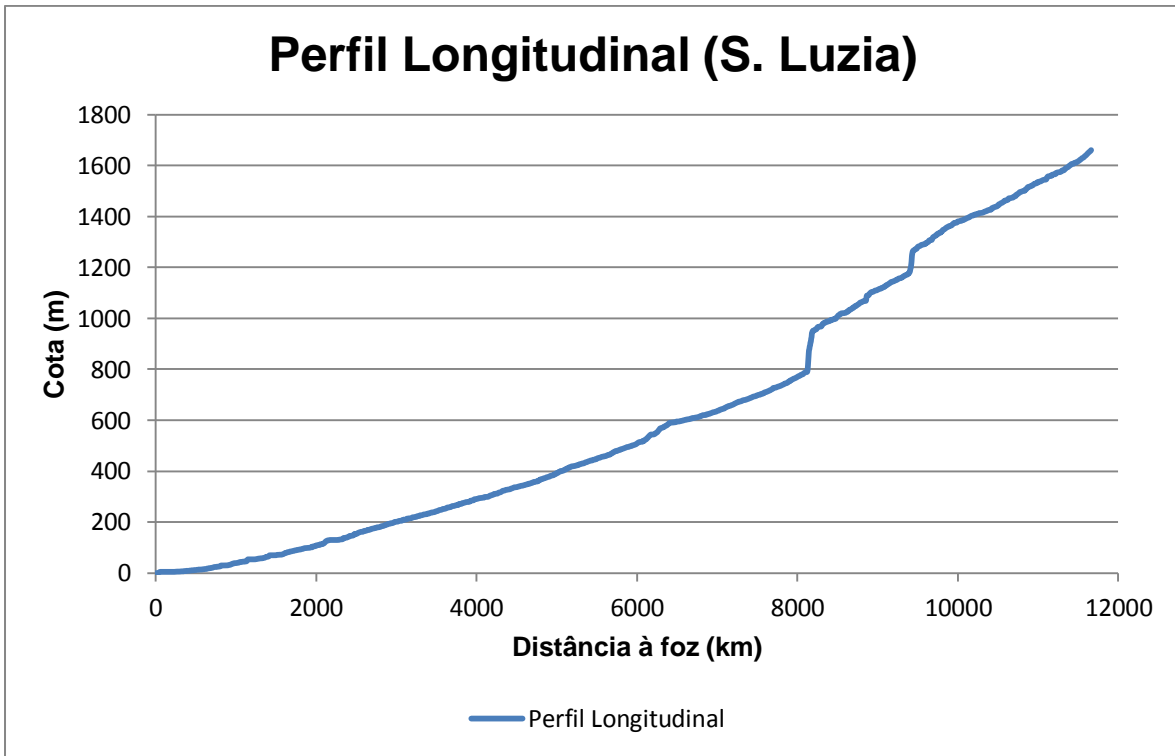


Figura A.73 - Perfil longitudinal da ribeira de Santa Luzia.

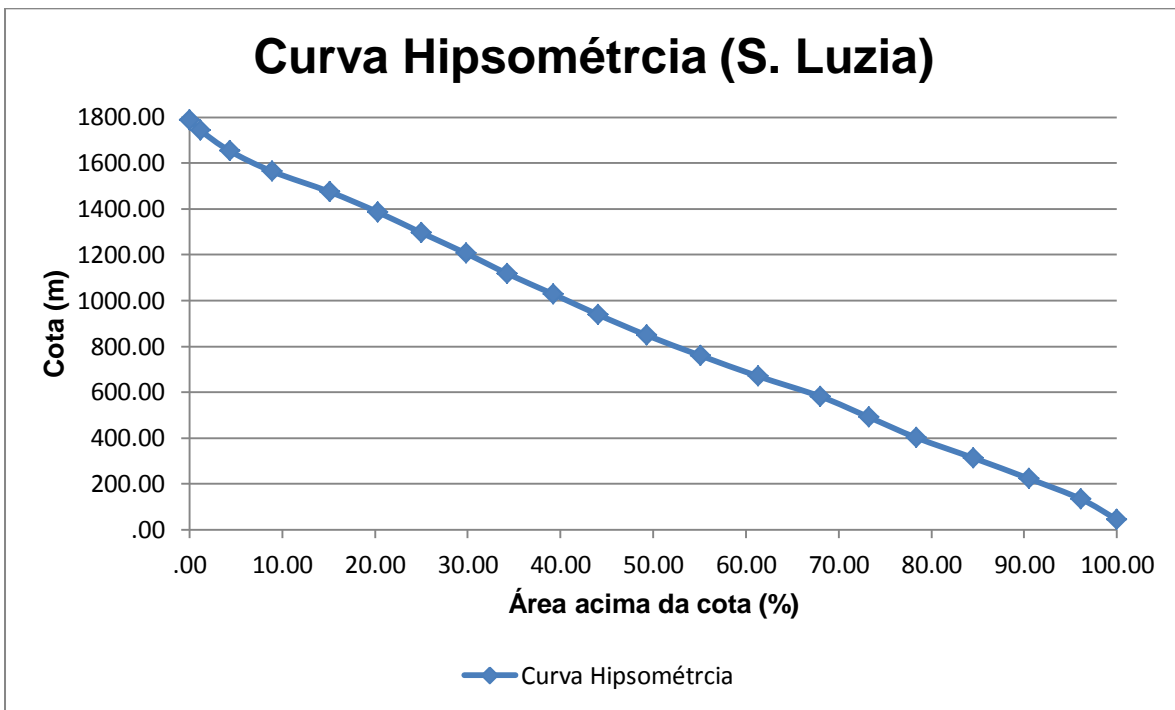


Figura A.74 - Curva hipsométrcia da ribeira de Santa Luzia.

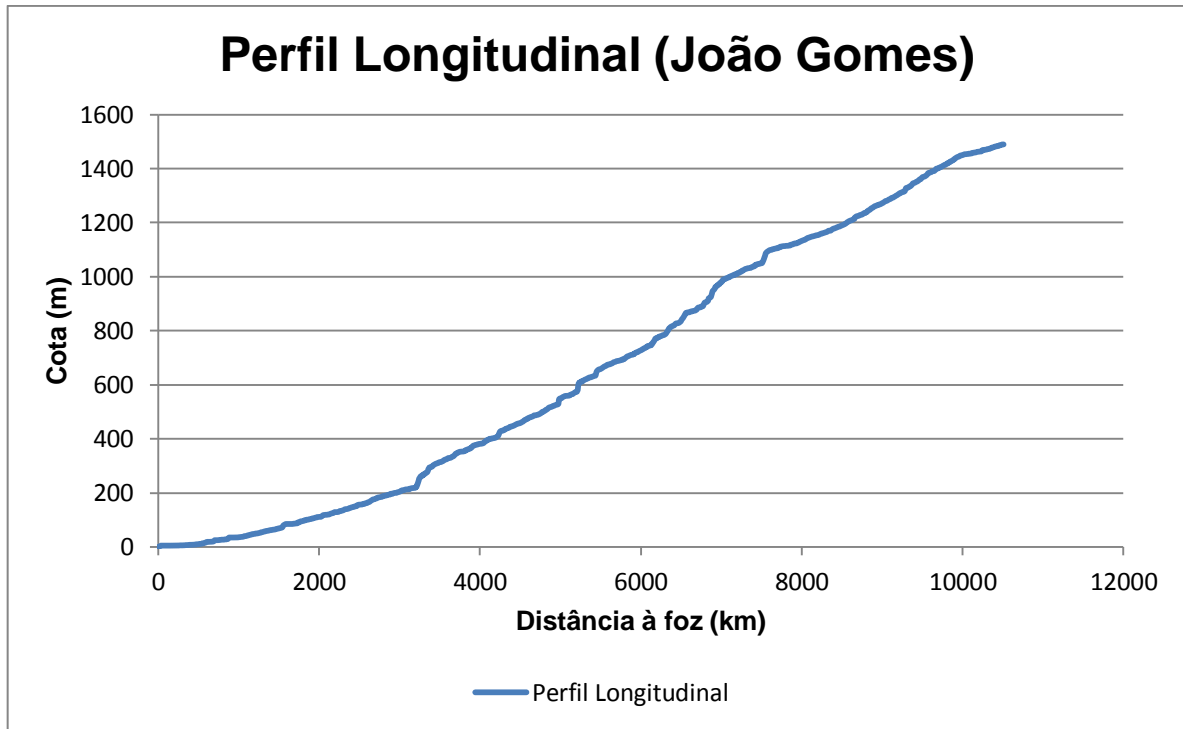


Figura A.75 - Perfil longitudinal da ribeira de João Gomes.

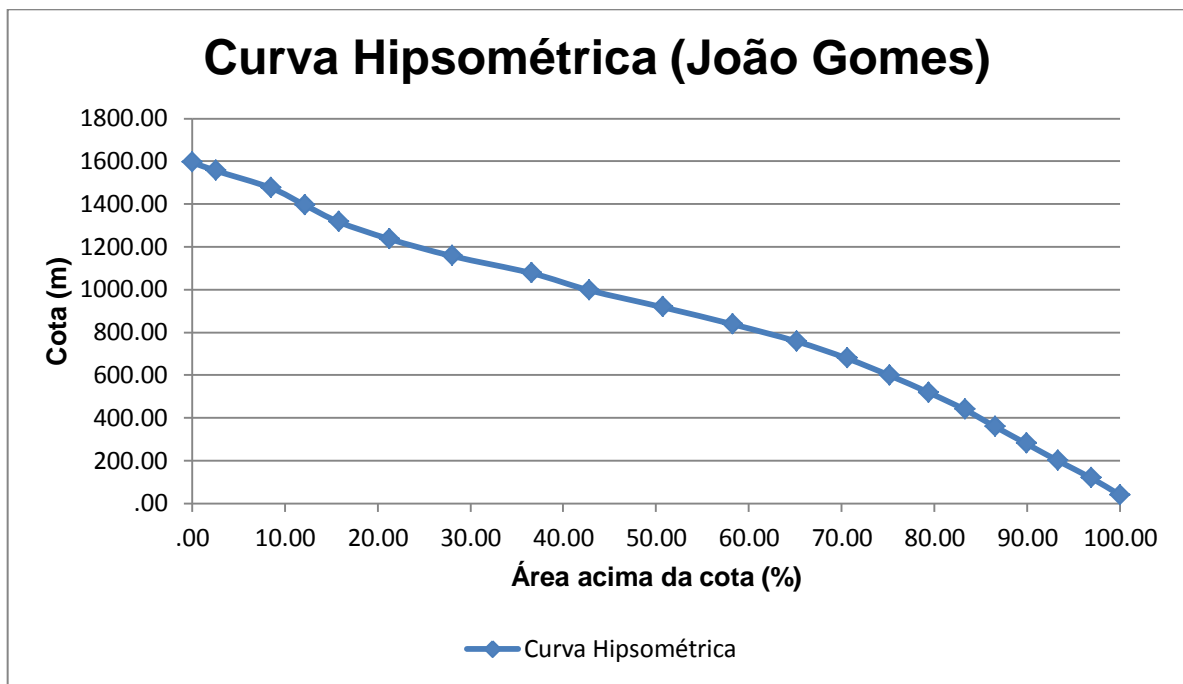


Figura A.76 - Curva hipsométrica da ribeira de João Gomes.

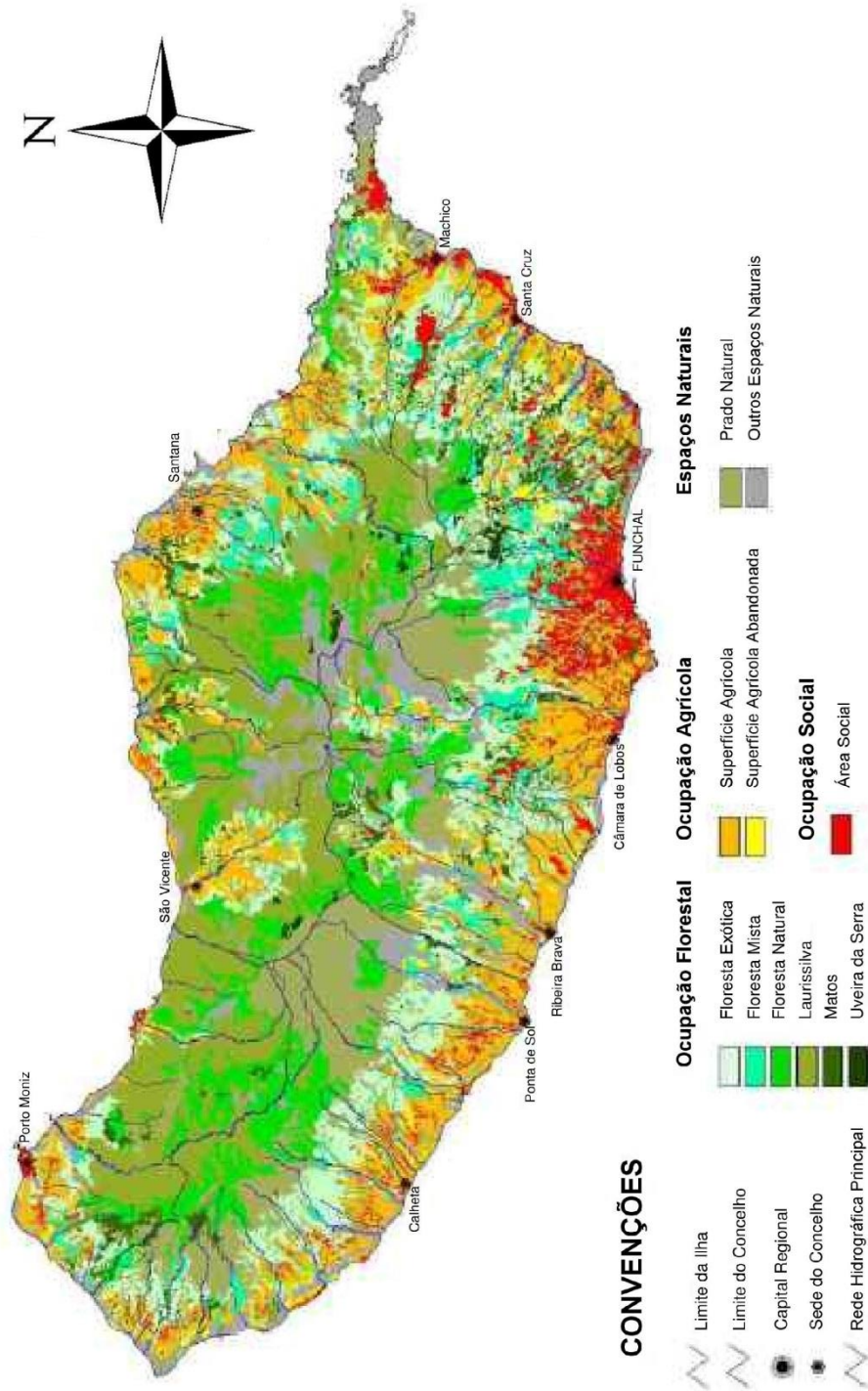
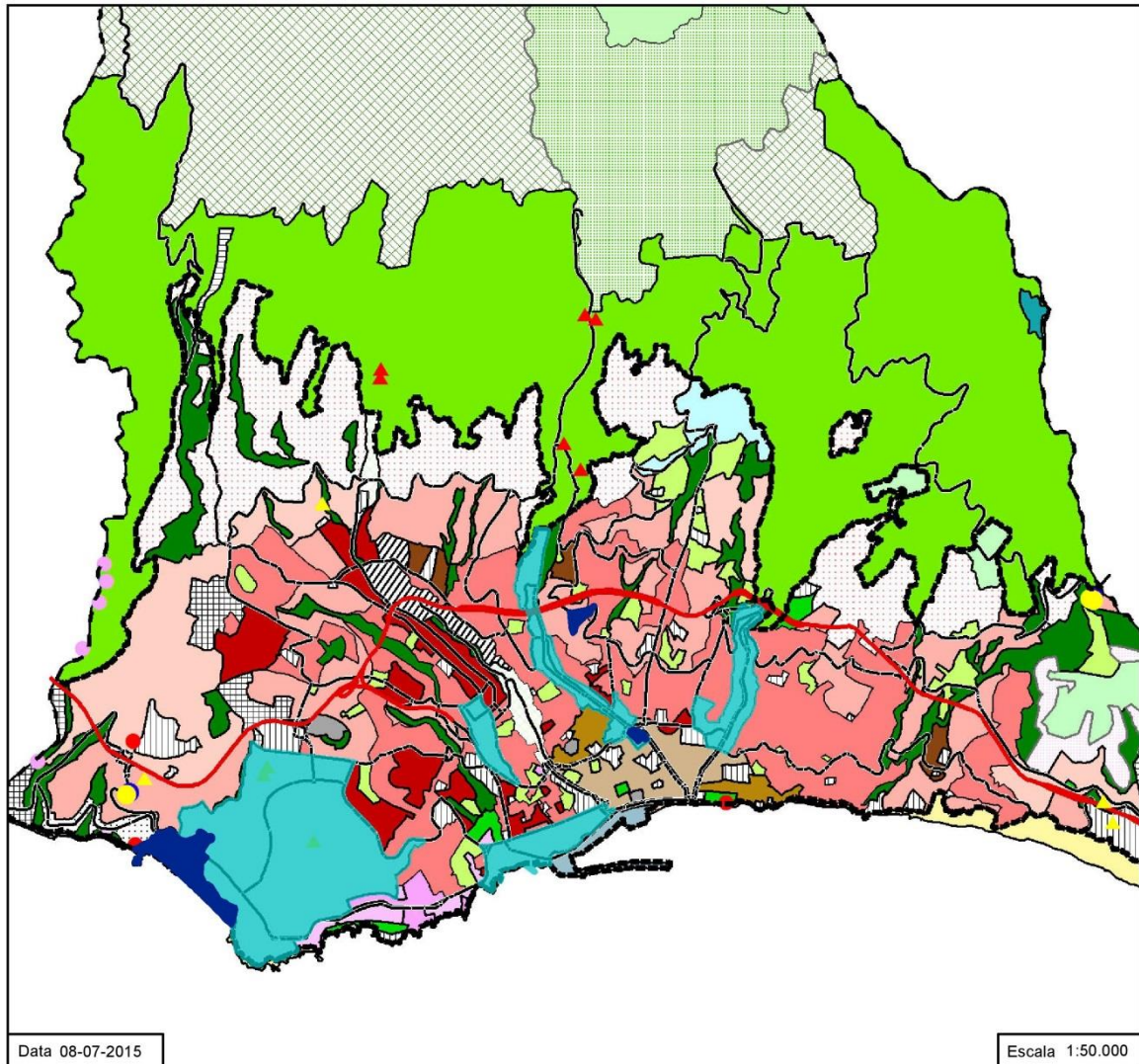


Figura A.77 - Carta de usos e ocupação do solo da ilha da Madeira.





**CÂMARA MUNICIPAL DO FUNCHAL**  
 Planta de Ordenamento do PDM - Alteração por Adaptação (12/12/2008)



Data 08-07-2015

Escala 1:50.000

- |  |  |   |
|--|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>— Nome de Rua</li> <li>▭ Freguesias</li> <li>▭ Planos não Incorporados</li> <li>▭ Planos de Pormenor</li> <li>▭ Planos de Urbanização</li> <li>▭ Limite do Concelho</li> <li>▭ Perímetro Urbano</li> <li>▲ Espaços Destinados à Indústria Extractiva</li> <li>▲ Zonas de Inertes a Recuperar</li> <li>● Abastecimento de Água - Captação</li> <li>● Drenagem e Tratamento de Esgotos - Est. de Trat. de Águas Residuais</li> <li>● Abast. de Água - Reservatório Principal</li> <li>● Abast. Água - Estação de Tratamento de Água</li> <li>— Cota 200</li> <li>— Outras Vias</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▭ Zona Central - Predominantemente Habitacional</li> <li>▭ Z. C. - Predominantemente Terciária</li> <li>▭ Zona Mista Habitacional e Terciária</li> <li>▭ Zona Habitacional de Alta Densidade</li> <li>▭ Z. H. de Média Densidade</li> <li>▭ Z. H. Baixa Densidade</li> <li>▭ Z. H. Dispersa</li> <li>▭ Z. H. a Recuperar</li> <li>▭ Zona Turística de Alta Densidade</li> <li>▭ Z. T. de Média Densidade</li> <li>▭ Z. T. de Baixa Densidade</li> <li>▭ Zona de Vocação Turístico/Recreativa da Praia Formosa</li> <li>▭ Zona de Paisagem Humanizada e Protegida do Monte</li> <li>▭ Zona de Investigação Científica e Tecnológica</li> <li>▭ Zona de Reconversão Urbanística</li> <li>▭ Zona Industrial</li> <li>▭ Zona de Uso Especial Portuário</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>▭ Z. U. Esp. Militar</li> <li>▭ Zona de Equipamentos Colectivos e Serviços Públicos</li> <li>▭ Zona Verde Urbana de Protecção</li> <li>▭ Z. V. U. de Recreio e Lazer Pública</li> <li>▭ Z. V. U. de Recreio e Lazer Privada de Uso Público</li> <li>▭ Z. V. U. Quinta e/ou Outra Zona Verde Privada</li> <li>▭ Zona de Paisagem Humanizada Protegida das Carreiras de Cima</li> <li>▭ Esp. Agr. Flor. - Z. de Mata de Resinosas e Folhosas</li> <li>▭ Espaços Naturais de Protecção Ambiental - Praia</li> <li>▭ E.N.P.A. - Zona de Arriba</li> <li>▭ E.N.P.A. - Zona de Salvaguarda Biofísica - Reserva Geológica</li> <li>▭ Zona de Deposição de Sucata</li> <li>▭ E.N.P.A. - Z. de Parque Ecológico - Montado do Barreiro</li> <li>▭ Estação de Transferência</li> <li>▭ E.N.P.A. - Zona de Regeneração de Vegetação de Altitude</li> </ul> |
|--|--|---|

GeoFunchal

gig@cm-funchal.pt



Figura A.78 - Planta de ordenamento do PDM do Funchal.

Tabela A.26 - Resumo dos resultados obtidos para a secção referente à ribeira de Santa Luzia.

Trecho de 25 m da ribeira de Santa Luzia									
Folha de cálculo programada									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	14	3.656	311	6.076	0.02	0.018	1.015	14448518.228
Jusante	25	14	2.902	311	7.654	0.02	0.016	1.435	15548196.159
HEC-RAS									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	14	3.680	311	6.036	0.02	0.018	1.005	14415767.419
Jusante	25	14	2.97	311	7.480	0.02	0.018	1.386	15442366.704
Modelo									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	0.086	0.030	4.7	0.512	0.02	0.019	0.947	8926.827
Jusante	2.32	0.086	0.0225	4.7	0.679	0.02	0.013	1.445	9926.269
Modelo (após transformação)									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	14	3.809	311	5.925	0.02	0.022	0.970	14469969.178
Jusante	25	14	2.873	311	7.856	0.02	0.015	1.481	15842246.436

Tabela A.27 - Resumo dos resultados obtidos para a secção referente à ribeira de João Gomes.

Trecho de 25 m da ribeira de João Gomes									
Folha de cálculo programada									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	10	4.276	281	6.572	0.02	0.018	1.015	14996759.552
Jusante	25	10	3.477	281	8.081	0.02	0.016	1.384	16409967.542
HEC-RAS									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	10	4.310	281	6.520	0.02	0.018	1.003	14941880.869
Jusante	25	10	3.56	281	7.893	0.02	0.018	1.336	16251040.992
Modelo									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	0.086	0.027	4.3	0.505	0.02	0.018	0.975	8352.415
Jusante	2.32	0.086	0.0211	4.3	0.653	0.02	0.013	1.435	9159.873
Modelo (após transformação)									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	10	4.457	281	6.410	0.02	0.021	0.970	14955706.572
Jusante	25	10	3.446	281	8.291	0.02	0.015	1.427	16745935.067

Tabela A.28 - Resumo dos resultados obtidos para a secção de união (ribeira de S. Luzia e João Gomes).

Trecho de 25 m do conjunto de Santa Luzia e João Gomes									
Folha de cálculo programada									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	24	3.920	592	6.292	0.02	0.018	1.015	18408729.116
Jusante	25	24	3.112	592	7.926	0.02	0.016	1.435	19393144.695
HEC-RAS									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	24	3.950	592	6.245	0.02	0.018	1.004	18374251.218
Jusante	25	24	3.2	592	7.708	0.02	0.018	1.376	19280875.456
Modelo									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /h)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	0.086	0.048	9	0.608	0.02	0.019	0.888	13625.216
Jusante	2.32	0.086	0.0352	9	0.827	0.02	0.012	1.408	15833.140
Modelo (após transformação)									
Secção	L (m)	b (m)	h (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	U (m/s)	i (m/m)	n (m <sup>-1/3</sup> s)	Fr	Re
Montante	0	24	4.151	592	6.060	0.02	0.023	0.950	18505341.896
Jusante	25	24	3.052	592	8.243	0.02	0.014	1.507	19856850.968

Tabela A.29 - Medições das alturas de água no modelo.

Ensaio						
Número	Secção	x (m)	Altura de água			
			S. João	S. Luzia	João Gomes	Conjunto
1	0	0	0.0285	0.0300	0.0275	0.0485
	1	0.41	0.0225	0.0245	0.0235	0.0395
	2	0.91	0.0195	0.0215	0.0210	0.0370
	3	1.41	0.0190	0.0215	0.0200	0.0355
	4	1.91	0.0200	0.0220	0.0200	0.0355
	5	2.32	0.0200	0.0225	0.0210	0.0355
2	0	0	0.0285	0.0300	0.0275	0.0475
	1	0.41	0.0235	0.0250	0.0225	0.0385
	2	0.91	0.0200	0.0225	0.0205	0.0365
	3	1.41	0.0195	0.0205	0.0205	0.0350
	4	1.91	0.0195	0.0215	0.0210	0.0350
	5	2.32	0.0225	0.0225	0.0210	0.0350
3	0	0	0.0295	0.0295	0.0270	0.0475
	1	0.41	0.0225	0.0240	0.0225	0.0385
	2	0.91	0.0195	0.0215	0.0205	0.0365
	3	1.41	0.0195	0.0215	0.0205	0.0350
	4	1.91	0.0200	0.0225	0.0210	0.0350
	5	2.32	0.0205	0.0225	0.0214	0.0350
Média	0	0	0.0288	0.0298	0.0273	0.0478
	1	0.41	0.0228	0.0245	0.0228	0.0388
	2	0.91	0.0197	0.0218	0.0207	0.0367
	3	1.41	0.0193	0.0212	0.0203	0.0352
	4	1.91	0.0198	0.0220	0.0207	0.0352
	5	2.32	0.0210	0.0225	0.0211	0.0352

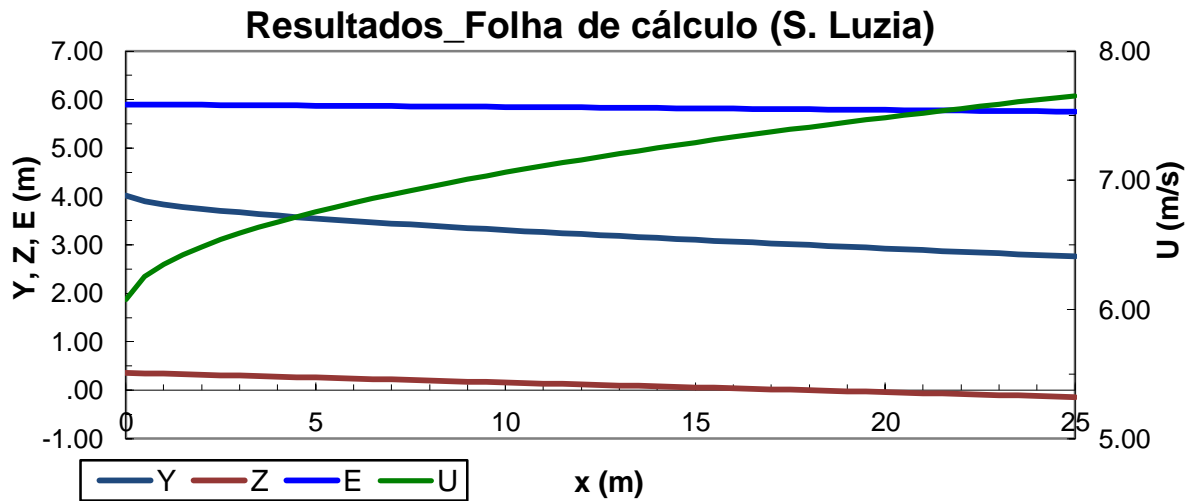


Figura A.79 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de Santa Luzia.

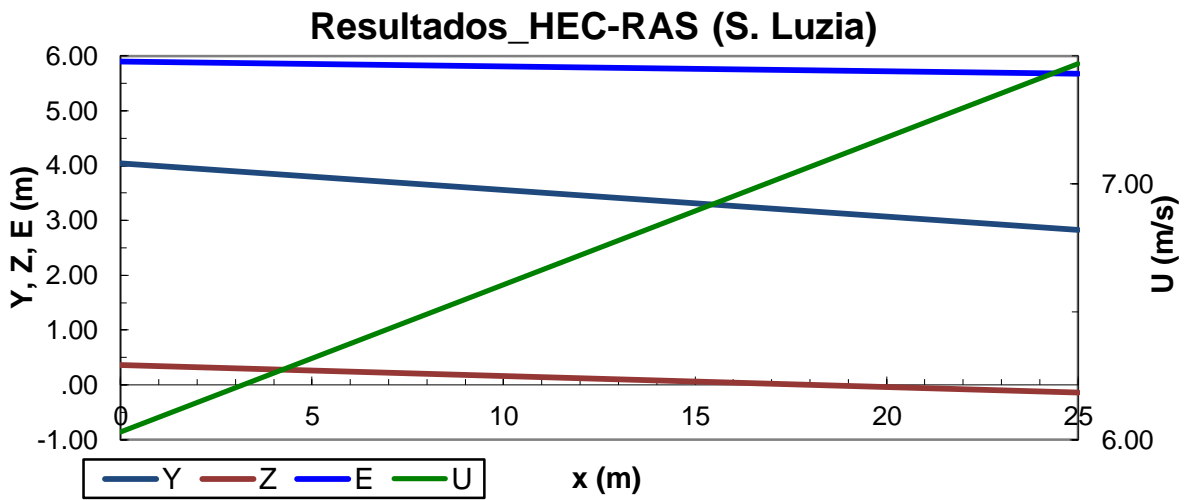


Figura A.80 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de Santa Luzia.

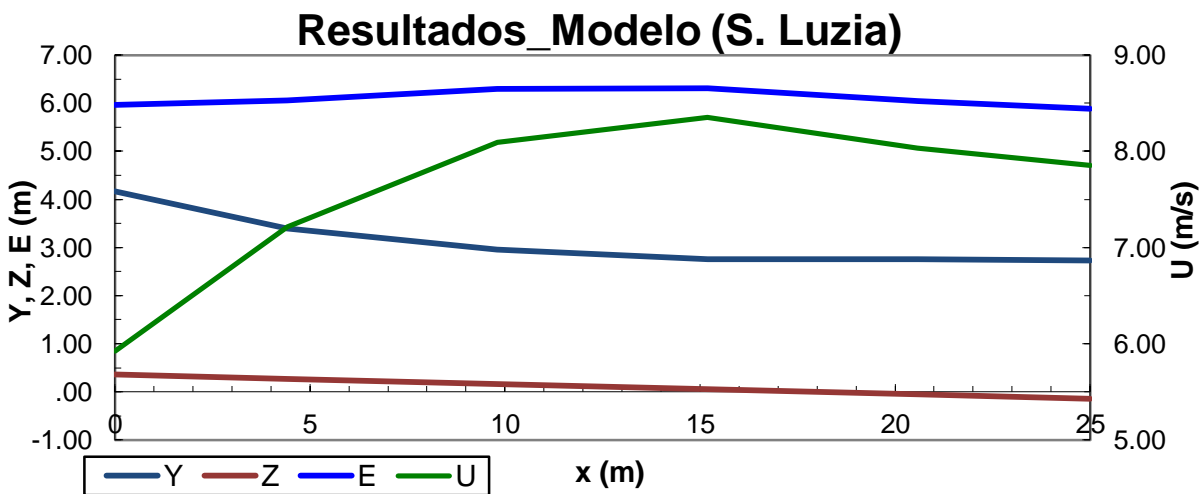


Figura A.81 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de Santa Luzia.

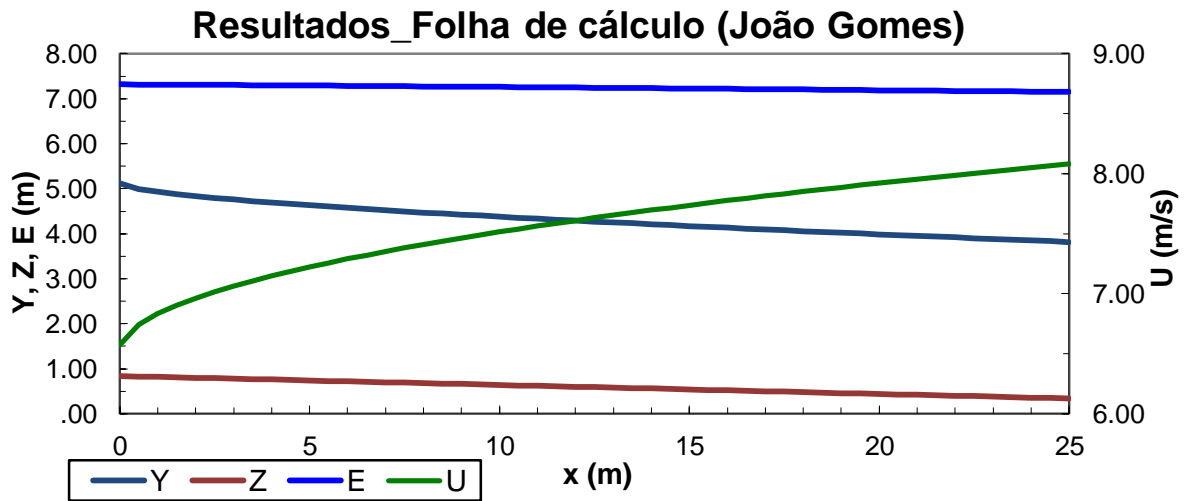


Figura A.82 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de João Gomes.

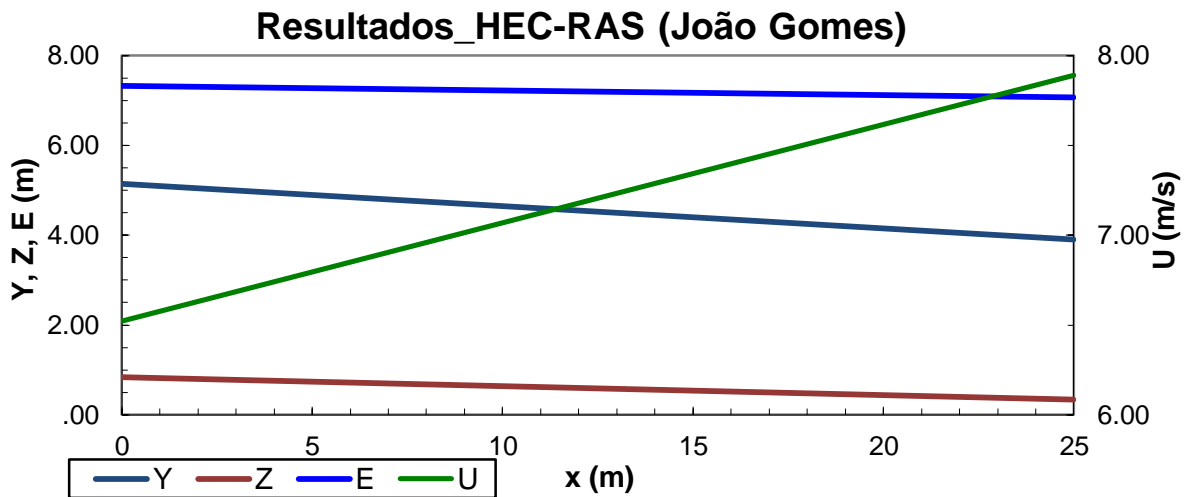


Figura A.83 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de João Gomes.

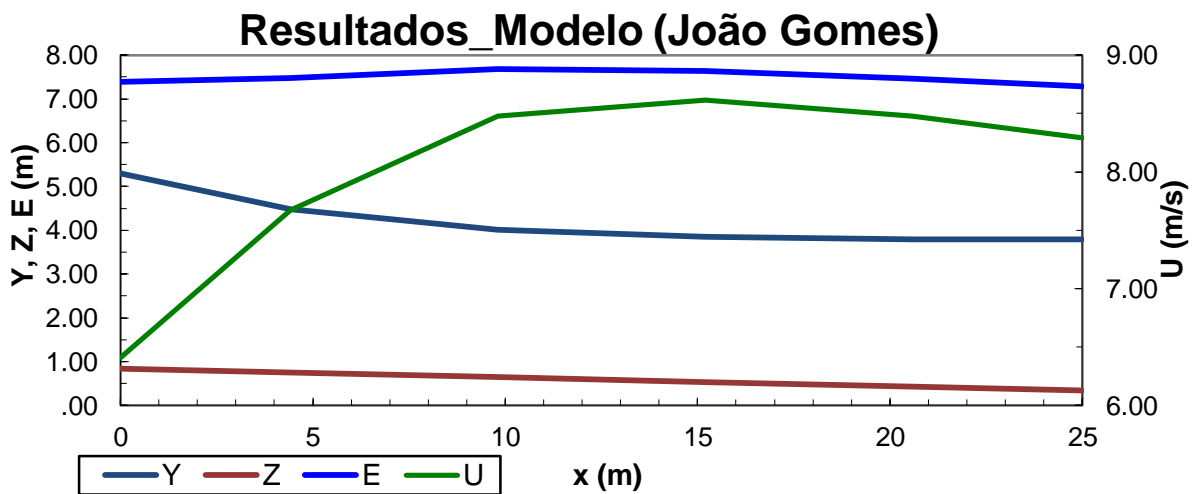


Figura A.84 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de João Gomes.

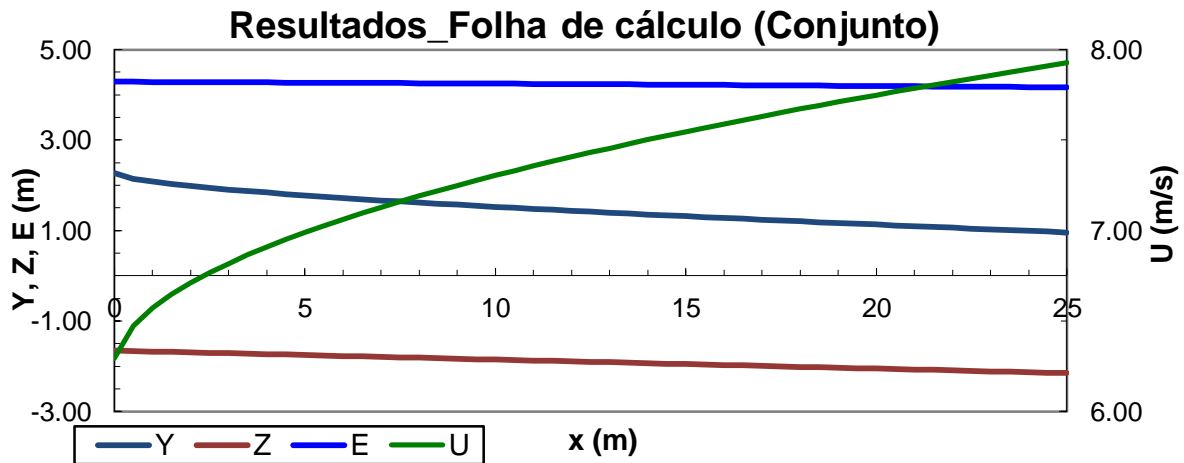


Figura A.85 - Resultados obtidos através da folha de cálculo para a secção de união da ribeira de Santa Luzia e João Gomes.

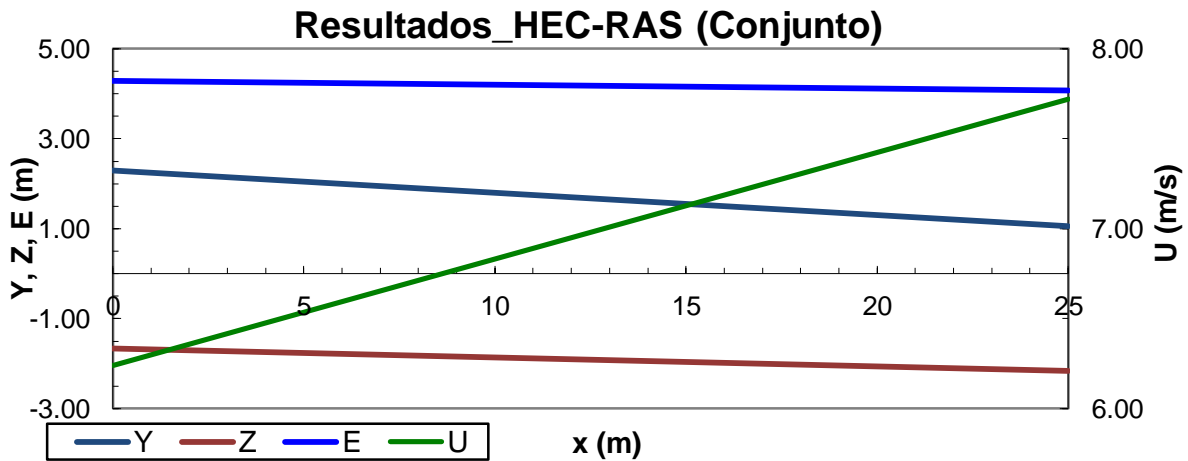


Figura A.86 - Resultados obtidos através do programa HEC-RAS para a secção de união da ribeira de Santa Luzia e João Gomes.

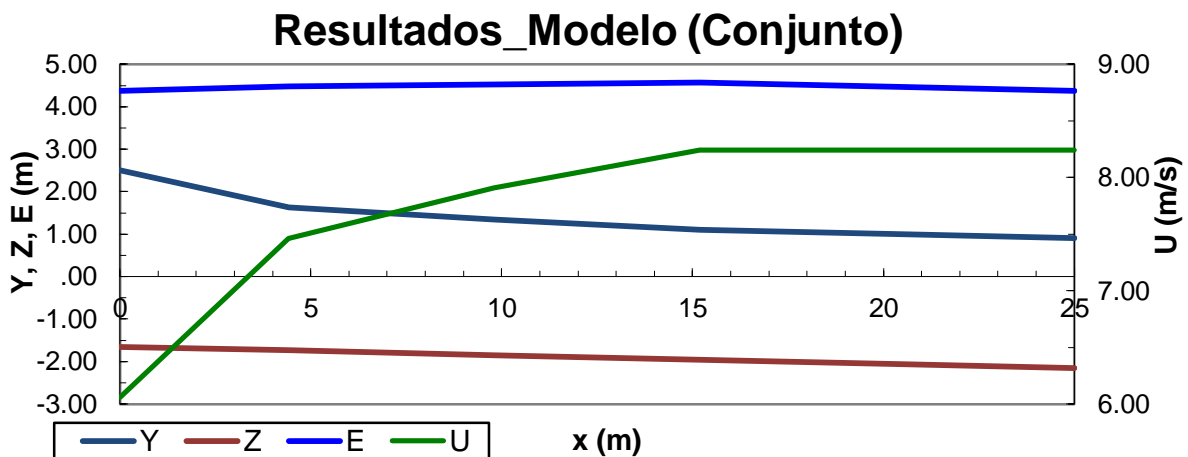


Figura A.87 - Resultados obtidos através do modelo (após transformação) para a secção de união da ribeira de Santa Luzia e João Gomes.

## Código em VBA para o cálculo de uma curva de regolfo

```

Sub Regolfo_F()

Dim Q As Double
Dim L, I As Double
Dim Be, Br, m As Double
Dim Dx As Double
Dim h(50000), d(50000) As Double
Dim h1 As Double
Dim SumDx As Double
Dim j As Integer
Dim Ks As Double
Dim S, P, R, B, S_p, P_p, R_p, B_p, S_j, P_j, R_j, B_j, S0, P0, R0, B0
As Double
Dim dPdh0, dBdh0 As Double
Dim Sf, Fr, Sf_p, Fr_p, Sf_j, Fr_j, Sf0, Fr0 As Double
Dim d0, dd As Double
Dim F, dFdh As Double
Dim k As Integer

' ler os dados geométricos

Q = Sheets("Sheet1").Cells(3, 5)
I = Sheets("Sheet1").Cells(4, 5)
L = Sheets("Sheet1").Cells(5, 5)
Br = Sheets("Sheet1").Cells(6, 5)
m = Sheets("Sheet1").Cells(7, 5)
Be = Sheets("Sheet1").Cells(8, 5)
Ks = Sheets("Sheet1").Cells(9, 5)
Dx = Sheets("Sheet1").Cells(10, 5)
h1 = Sheets("Sheet1").Cells(12, 5)

Range(Cells(15, 3), Cells(35000, 10)).Clear ' elimina os cálculos anteriores

Sheets("Sheet1").Cells(15, 3) = "x(m)"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 4) = "z(m)"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 5) = "h(m),1aordem"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 6) = "Y(m),1aordem"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 7) = "h(m),2aordem(p-c)"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 8) = "Y(m),2aordem(p-c)"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 9) = "h(m),2aordem"
Sheets("Sheet1").Cells(15, 10) = "Y(m),2aordem"

h(1) = h1 'esquemas de 1a ordem e de 2a ordem "predictor-corrector"
d(1) = h1 'esquema de 2a ordem
SumDx = 0#
j = 1

Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 3) = SumDx
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 4) = 100 - SumDx * I
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 5) = h(j)
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 6) = 100 - SumDx * I + h(j)

```

```

Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 7) = h(j)
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 8) = 100 - (SumDx + Dx) * I + h(j)
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 9) = d(j)
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j, 10) = 100 - (SumDx + Dx) * I + d(j)

' ciclo principal

While (SumDx < L)

' esquema de 1a ordem...

    S = Area(Br, h(j))
    P = Per(Br, h(j))
    R = RaioH(P, S)
    B = Bsup(Br, h(j))
    Sf = Jota(Q, S, R, Ks) 'isto é o J (perda de carga unitária)
    Fr = Fr2(Q, S, B) ^ 0.5

    h(j + 1) = h(j) + Dx * ((I - Sf) / (1# - Fr ^ 2))

    ' escrita dos resultados do esquema de 1a ordem
    Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 3) = SumDx + Dx
    Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 4) = 100 - (SumDx + Dx) * I
    Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 5) = h(j + 1)
    Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 6) = 100 - (SumDx + Dx) * I + h(j + 1)

' complemento para o esquema de 2a ordem "predictor-corrector"

    h_p = h(j + 1) ' h(j+1) passa a ser uma previsão (h_p do "verdadeiro" h(j+1))
    S_p = Area(Br, h_p)
    P_p = Per(Br, h_p)
    R_p = RaioH(P_p, S_p)
    B_p = Bsup(Br, h_p)
    Sf_p = Jota(Q, S_p, R_p, Ks) 'isto é o J (perda de carga unitária)
    Fr_p = Fr2(Q, S_p, B_p) ^ 0.5

    h(j + 1) = h(j) + (Dx / 2#) * ((I - Sf) / (1# - Fr ^ 2) + (I - Sf_p) / (1# - Fr_p ^ 2))

    ' escrita do resultado de 2a ordem

    Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 7) = h(j + 1)
    Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 8) = 100 - (SumDx + Dx) * I + h(j + 1)

' esquema de 2a ordem

    S_j = Area(Br, d(j))
    P_j = Per(Br, d(j))
    R_j = RaioH(P_j, S_j)
    B_j = Bsup(Br, d(j))
    Sf_j = Jota(Q, S_j, R_j, Ks)
    Fr_j = Fr2(Q, S_j, B_j) ^ 0.5

    ' método de Newton para o cálculo de d(j+1)

```



```

d0 = h(j + 1) 'valor inicial para o método de Newton é o valor da altura do
escoamento do esquema predictor corrector
Constante = d(j) + (Dx / 2#) * ((I - Sf_j) / (1# - Fr_j ^ 2))
dd = 999999# 'para forçar a entrada no ciclo
k = 0

While ((Abs(dd) > 0.000001) And (k < 200)) 'erro da ordem da milésima de milímetro
    S0 = Area(Br, d0)
    P0 = Per(Br, d0)
    R0 = RaioH(P0, S0)
    B0 = Bsup(Br, d0)

    Sf0 = Jota(Q, S0, R0, Ks) 'isto é o J (perda de carga unitária)
    Fr0 = Fr2(Q, S0, B0) ^ 0.5

    dPdh0 = dPdh(Br, d0)
    dBdh0 = dBsupdh(Br, d0)

    F = (d0 - Constante) * (1# - Fr0 ^ 2) - (Dx / 2#) * (I - Sf0)
    dFdh = (1 - Fr0 ^ 2) - (d0 - Constante) * Fr0 ^ 2 * (dBdh0 / B0 - 3# * B0 / S0) +
    (Dx / 2#) * Sf0 * ((4# / 3#) * dPdh0 / P0 - (10# / 3#) * B0 / S0)

    If (Abs(dFdh) < 0.0001) Then
        dd = 0# 'método de newton não encontrou solução
    Else
        dd = -F / dFdh
    End If

    d0 = d0 + dd
    k = k + 1

Wend

d(j + 1) = d0
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 9) = d(j + 1)
Sheets("Sheet1").Cells(15 + j + 1, 10) = 100 - (SumDx + Dx) * I + d(j + 1)
d(j) = d(j + 1)

' atualização para o próximo passo de cálculo
SumDx = SumDx + Dx
j = j + 1

Wend

End Sub

```