

HIDROLOGIA, RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTE

AUTORES:

Prof.º Dr.º Sérgio António Neves Lousada
Eng.º Rafael Freitas Camacho

Ficha Técnica

Título	Hidrologia, Recursos Hídricos e Ambiente: aulas teóricas
Autores	Sérgio António Neves Lousada Rafael Freitas Camacho
Editora	Universidade da Madeira
Edição	1ª
Ano da edição	2018
Volumes	I
ISBN	978-989-8805-33-1
Suporte	Eletrónico
Formato	PDF

Índice

Capítulo 1 - HIDROLOGIA, RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTE	19
1.1 Introdução	19
1.2 Água: disponibilidade, consumo e utilização	20
1.2.1 Consumo e utilização da água	21
1.3 Tempo de residência	22
CAPÍTULO 2 - CICLO HIDROLÓGICO	25
2.1 Introdução	25
2.2 Balanço hidrológico global	26
CAPÍTULO 3 - BACIAS HIDROGRÁFICAS	29
3.1 Introdução	29
3.2 Delimitação da bacia hidrográfica	29
3.3 Características fisiográficas da bacia hidrográfica	30
3.3.1 Características geométricas	31
3.3.2 Características do sistema de drenagem	33
3.3.3 Características do relevo	39
3.3.4 Geologia, solos e coberto vegetal	47
CAPÍTULO 4 - BALANÇO HIDROLÓGICO DE UMA BACIA HIDROGRÁFICA	51
4.1 Equação geral do balanço hidrológico	51
4.2 Ano hidrológico	53
CAPÍTULO 5 - PRECIPITAÇÃO	55
5.1 Introdução	55
5.2 Atmosfera	56
5.2.1 Classificação das precipitações	57
5.3 Medição da precipitação	59
5.3.1 Quantificação da precipitação oculta	59
5.3.2 Aparelhos de medição e erros associados	62
5.4 Séries hidrológicas. Homogeneidade e Consistência	63
5.4.1 Ensaio dos valores duplamente acumulados	64
5.4.2 Preenchimento de falhas/método da ponderação regional	66
5.5 Distribuição espacial da precipitação/precipitação sobre uma zona	67
5.5.1 Método da média aritmética	67
5.5.2 Método de Thiessen	68
5.5.3 Método das isoietas	69
5.6 Distribuição temporal da precipitação	70
5.6.1 Precipitação anual	70
5.6.2 Precipitação mensal	72
5.7 Precipitações intensas	73
5.7.1 Introdução	73
5.7.2 Linhas de possibilidade udométrica	74
CAPÍTULO 6 - ESCOAMENTO SUPERFICIAL	79
6.1 Conceitos gerais	79
6.2 Processo de escoamento	80
6.3 Componentes do escoamento	82
6.4 Fatores de escoamento	84
6.4.1 Fatores climáticos	84
6.4.2 Fatores fisiográficos	84
6.5 Medição do escoamento superficial	86

6.5.1 Método da secção-velocidade	86
6.5.2 Método estrutural.....	88
6.5.3 Curva de vazão	90
6.5.4 Registo dos níveis hidrométricos.....	92
6.5.5 Rede hidrométrica	93
6.6 Distribuição espacial do escoamento.....	94
6.7 Distribuição temporal do escoamento	95
6.8 Estimação do escoamento na ausência de medições	98
6.8.1 Valores anuais.....	98
6.8.2 Valores de duração inferior à anual.....	99
6.9 Estudo do hidrograma.....	100
6.9.1 Componentes do hidrograma	100
6.9.2 Separação das componentes do hidrograma.....	101
6.9.3 Forma do hidrograma	102
6.9.4 Fatores que afetam a forma do hidrograma	103
6.9.5 Hidrograma Unitário	106
6.9.6 Chuva Unitária e Hidrograma Unitário.....	108
6.9.7 Hidrograma Unitário Triangular - HUT.....	109
CAPÍTULO 7 - Balanço hidrológico	115
7.1 Definição	115
7.2 Ano hidrológico	116
7.3 Modelo sequencial de balanço de Thornthwaite	116
7.3.1 Introdução	116
7.3.2 Metodologia do balanço	117
CAPÍTULO 8 - Estudo das Cheias	121
8.1 Considerações gerais	121
8.2 Fatores que influenciam as cheias.....	121
8.3 Pré-determinação das pontas de cheia.....	121
8.3.1 Generalidades	121
8.3.2 Fórmulas empíricas	122
8.4 Métodos Usados para o Dimensionamento	127
8.5 Métodos Estatísticos	129
8.6 Cheia máxima provável.....	132
8.7 Amortecimento de cheias.....	133
8.8 Propagação de hidrogramas de cheia em linhas de água	135
8.8.1 Introdução	135
8.8.2 Modelos agregados. Considerações prévias.....	136
8.8.3 Método de Muskingum	137
8.9 Caracterização de Cheias.....	141
8.9.1 Introdução	141
8.9.2 Origem das Cheias.....	141
8.9.3 Tipos de Cheias.....	142
8.10. Medidas de mitigação e efeitos decorrentes das cheias.....	145
8.10.1 Medidas estruturais	146
8.11.2 Medidas não estruturais	148
8.11 Vulnerabilidade Nacional	150
CAPÍTULO 9 - EVAPORAÇÃO E EVAPOTRANSPIRAÇÃO.....	153
9.1 Introdução.....	153
9.2 Fatores intervenientes.....	154

9.2.1 Fatores climáticos.....	154
9.2.2 Fatores físicos	155
9.2.3 Fatores da vegetação.....	155
9.2.4 Fatores do solo.....	156
9.3 Medição da evaporação.....	156
9.3.1 Evaporímetros de tina ou de tanque.....	156
9.3.2 Atmómetros	158
9.4 Cálculo da evaporação por meio de balanço hidrológico.....	159
9.5 Medição da evapotranspiração	160
9.6 Cálculo empírico da evapotranspiração	160
9.6.1 Fórmula de Thornthwaite.....	161
9.6.2 Fórmula de Turc	162
9.7 Conceito de evapotranspiração cultural.....	164
9.8 Cálculo da evapotranspiração real.....	164
CAPÍTULO 10 - ÁGUA NO SOLO	167
10.1 Introdução	167
10.2 Quantidade de água no solo	167
10.3 Potenciais da água do solo	169
10.4 Movimento da água no solo	169
10.5 Infiltração	170
10.5.1 Introdução	170
10.5.2 Infiltração e o escoamento superficial	170
10.5.3 Modelos de infiltração.....	172
CAPÍTULO 11 - ÁGUA SUBTERRÂNEA.....	175
11.1 Introdução	175
11.2 Reservatórios de água subterrânea.....	175
11.2.1 Classificação de aquíferos	176
11.2.2 Parâmetros hidrodinâmicos fundamentais dos aquíferos.....	178
11.3 Lei de Darcy	181
11.3.1 Meios estratificados.....	183
11.4 Captações de água subterrânea.....	186
11.4.1 Furos	186
11.4.2 Galerias	187
11.4.3 Nascentes	188
11.4.4 Poços	189
11.4.5 Aquíferos. Função transmissiva	206
CAPÍTULO 12 - NOÇÕES DE ESTATÍSTICA	209
12.1 Introdução	209
12.2 Variável aleatória, frequência e probabilidade	209
12.3 Distribuições de frequência.....	210
12.4 Funções de distribuição e de duração	210
12.5 Período de retorno e risco.....	213
12.5.1 Período de retorno.....	213
12.5.2 Risco	213
12.6 Parâmetros estatísticos de populações e amostras.....	214
12.6.1 Medidas de tendência central.....	214
12.6.2 Medidas de dispersão	215
12.6.3 Medidas de assimetria.....	216
12.7 Modelos de distribuições (leis de probabilidade)	217

12.7.1 Distribuição normal (ou lei de Gauss).....	217
12.7.2 Distribuição logarítmico-normal (Galton)	221
12.7.3 Lei de Gumbel	222
12.8 Análise estatística de variáveis hidrológicas aleatórias.....	223
REFERÊNCIAS	225

Índice de Figuras

Figura 1 - Hidrologia: tema multidisciplinar.....	19
Figura 2 - População mundial 1950-2015 e cenário de projeção para 2100 (UN/SA Population Division, 2015).....	20
Figura 3 - Mundo: disponibilidade de água por habitante, 1950, 1995 e 2025 (Armand Colin, 2006).	21
Figura 4 - Consumos sectoriais (adaptado de Water for People, Water for Life, UNESCO, 2003).	22
Figura 5 - Ciclo hidrológico (fonte: http://ga.water.usgs.gov/edu/watercycle.html). ...	25
Figura 6 - Ciclo hidrológico global anual (adaptado de WASA - GN).	26
Figura 7 - Grandezas hidrológicas (adaptado de IST, 2018).	27
Figura 8 - Bacia hidrográfica de Machico (adaptado de Barreto, 2013).	29
Figura 9 - Limites dos escoamentos superficial e subterrâneo (adaptado de Rodrigues et al., 2011).	30
Figura 10 - Bacia alongada ou longitudinal (fonte: autor).	31
Figura 11 - Bacia arredondada (fonte: autor).	31
Figura 12 - Bacia radial ou ramificada (fonte: autor).	32
Figura 13 - Curso de água perene (fonte: autor).	33
Figura 14 - Curso de água intermitente (fonte: autor).	34
Figura 15 - Curso de água efémero (fonte: autor).	34
Figura 16 - Aplicação do método de Strahler (adaptado de Rennó & Soares, 2003).	35
Figura 17 - Aplicação do método de Shreve (adaptado de Rennó & Soares, 2003).	36
Figura 18 - Curva hipsométrica (adaptado de Oliveira R. P., 2009).	40
Figura 19 - Mapa hipsométrico de bacias hidrográficas (adaptado de Marques, 2014).	40
Figura 20 - Declividade média de uma bacia (Costa & Lança, 2011).	42
Figura 21 - Perfil longitudinal de um rio (adaptado de Rodrigues et al., 2011).	43
Figura 22 - Perfil longitudinal de um rio (adaptado de Costa & Lança, 2011).	43
Figura 23 - Retângulo equivalente da bacia hidrográfica de Machico (fonte: autor).	45
Figura 24 - Padrões de drenagem: a) anelar, b) dendrítica, c) paralelo, d) radial, e) retangular, f) treliça (adaptado de Catique, 2010).	47
Figura 25 - Carta de solos (adaptado de Carta de solos da ilha da Madeira, 1992).	48
Figura 26 - Carta geológica (Silveira, Madeira, Ramalho, Fonseca, & Prada, 2010b).	48
Figura 27 - Carta de uso do solo da ilha da Madeira (fonte: https://ifcn.madeira.gov.pt/).	49
Figura 28 - Balanço hidrológico (IST, 2018).	51
Figura 29 - Síntese do balanço hidrológico.	52
Figura 30 - Sequência dos processos envolvidos no mecanismo da precipitação (adaptado Rodrigues, 1986).	56
Figura 31 - Processo orográfico da precipitação (Estúdio Conejo, 2014).	57
Figura 32 - Processo convectivo da precipitação (Estúdio Conejo, 2014).	58
Figura 33 - Processo frontal ou ciclónico da precipitação (Estúdio Conejo, 2014). ...	59
Figura 34 - Repartição da precipitação (Figueira C. et al., 2006).	60
Figura 35 - Síntese sobre precipitação oculta.	61

Figura 36 - Exemplo de udograma (fonte: https://fenix.isa.ulisboa.pt/qubEdu/conteudos-publicos/ficheiros?oid=3972844804408).....	62
Figura 37 - Udógrafo (fonte: SNIRH).....	62
Figura 38 - Verificação da qualidade dos dados.....	64
Figura 39 - Tipos de erros (IST, 2018).....	64
Figura 40 - Ensaio de valores duplamente acumulados fonte: autor).....	65
Figura 41 - Método da média aritmética (fonte: autor).....	67
Figura 42 - Método de Thiessen (IST, 2018).....	68
Figura 43 - Interpolação de valores da precipitação pontual (ISEL, 2015).....	69
Figura 44 - Traçado das Isoietas (fonte: http://ing.unne.edu.ar/pub/hidrologia/hidro-tp2.pdf).....	70
Figura 45 - Médias anuais acumuladas (Rodrigues et al., 2011).....	71
Figura 46 - Precipitação mensal e acumulada registada na estação de Pragança (município de Loures) no ano hidrológico 2000/2001 (fonte: SNIRH).....	72
Figura 47 - Etapas para análise probabilística.....	75
Figura 48 - Linha de possibilidade udométrica para T=100 anos.....	78
Figura 49 - Processo de escoamento (adaptado de Quintela, 1992).....	81
Figura 50 - Destino da água precipitada (adaptado de Quintela, 1992).....	83
Figura 51 - Levantamento do perfil de uma secção transversal de um curso de água, por sondagem (UTFPR, 2005).....	87
Figura 52 - Molinete de hélice e conta rotações (fonte: http://www.hidrometria.com.br).....	87
Figura 53 - Descarregador de soleira delgada (Rodrigues et al., 2011).....	89
Figura 54 - Descarregador de soleira delgada (Rodrigues et al., 2011).....	89
Figura 55 - Curva de vazão (Rodrigues et al., 2011).....	90
Figura 56 - Stress numa curva de vazão (Rodrigues et al., 2011).....	91
Figura 57 - Escala limnimétrica ou limnímetro (fonte: www.grupoconstruserv.eng.br).....	92
Figura 58 - Estação hidrométrica (fonte: https://snirh.apambiente.pt).....	93
Figura 59 - Carta de isolinhas do escoamento anual médio em Portugal Continental (Rodrigues et al., 2011).....	94
Figura 60 - Curva cronológica dos caudais instantâneos ou hidrograma (Rodrigues et al., 2011).....	95
Figura 61 - Caudais médios diários na estação E291 - Caia (fonte: http://www.coba.pt).....	95
Figura 62 - Exemplo de uma curva de escoamentos acumulados (fonte: Confederação Hidrográfica do Norte).....	96
Figura 63 - Curva de duração dos caudais médios diários do rio Mondego em Coimbra (Rodrigues et al., 2011).....	97
Figura 64 - Componentes do hidrograma (adaptado de Rodrigues et al., 2011)....	100
Figura 65 - Separação simplificada das componentes de um hidrograma (adaptado de Rodrigues et al., 2011).....	101
Figura 66 - Características de um hidrograma tipo (adaptado de Rodrigues et al., 2011).....	102
Figura 67 - Efeitos das características da precipitação e da bacia na forma do hidrograma (adaptado de Rodrigues et al., 2011).....	105
Figura 68 - Tempo de base constante (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	106
Figura 69 - Proporcionalidade de caudais (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	107

Figura 70 - Princípio da aditividade (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	107
Figura 71 - Hidrograma unitário triangular (Costa & Lança, 2011).	110
Figura 72 - Ábaco triangular de classificação textural (Costa & Lança, 2011).....	111
Figura 73 - Ábaco triangular de classificação textural por grupo hidrológico (Costa & Lança, 2011).....	111
Figura 74 - Hidrogramas de cheia afluente e efluente de uma albufeira destinada ao amortecimento de ondas de cheia, dotada de descarregador de cheias com descarga livre (Portela, 2005).	134
Figura 75 - Caracterização do reservatório linear (Porto, Filho, & Marcellini, 1999).	135
Figura 76 - Representação esquemática de um modelo de propagação agregado e distribuído (Portela, 2005).	136
Figura 77 - Método de Muskingum. Armazenamentos prismático e em cunha (Portela, 2005).	137
Figura 78 - Método de Muskingum. Efeito do parâmetro X na atenuação da onda de cheia ao propagar-se num trecho de canal (Portela, 2005).....	138
Figura 79 - Método de Muskingum. Pesquisa do valor do parâmetro X na disponibilidade de hidrogramas correspondentes ao escoamento direto afluente na secção de montante do trecho de canal e efluente na secção de jusante de tal trecho (Portela 2005).....	140
Figura 80 - Desnaturalização de riachos urbanos usando madeira e fascina (Andjelkovic, 2001).	147
Figura 81 - Posição dos edifícios face à ocorrência de cheias (Andjelkovic, 2001).148	
Figura 82 - Perfil transversal de um curso de água (Coque, 1987).	149
Figura 83 - Evaporímetro (http://www.iginstrumentos.com.ar).....	157
Figura 84 - Atmómetros: a) Piche, b) Livingstone, c) Balança (www.google.com). 158	
Figura 85 - E_{tina} vs E_{piche} na estação climatológica do Divor (Rodrigues et al., 2011).	159
Figura 86 - Esquematização das variáveis intervenientes no balanço de uma albufeira (Rodrigues et al., 2011).	159
Figura 87 - Corte transversal do sistema de abastecimento e lisímetro de drenagem (Varejão-Silva, 2006).....	160
Figura 88 - Métodos para a avaliação da evapotranspiração (Hipólito & Vaz, 2011).	161
Figura 89 - Representação de uma coluna de solo com as fases aglutinadas (adaptada de Hillel, 2004).....	167
Figura 90 - Precipitação, escoamento superficial e infiltração durante uma chuvada constante (Andrade, 2014).	171
Figura 91 - Distribuição da humidade no perfil do solo (θ_i é a humidade inicial do solo e θ_s é a humidade de saturação do solo) (Cecílio, Martinez, Pruski, & Silva, 2013).	172
Figura 92 - Representação esquemática dos diferentes tipos de aquíferos (CPRM, 2008).	175
Figura 93 - Circulação da água nos meios porosos, fraturados e cárnicos (Ciência Viva, 2006).	177
Figura 94 - Tipos de aquífero: livre, suspenso, confinado e costeiro (Carneiro, 2007).	177
Figura 95 - Aquífero de base (Prada, et al., 2005).	178
Figura 96 - Forma das partículas (Sansone, 2014)	179

Figura 97 - Experiência laboratorial ilustrativa da lei de Darcy (adaptado de Hipólito & Vaz, 2011).	181
Figura 98 - Exemplo de escoamento em aquífero estratificado em direção perpendicular ao fluxo (fonte: autor).	183
Figura 99 - Exemplo de escoamento em aquífero estratificado em direção paralela ao fluxo (fonte: autor).	184
Figura 100 - Furo de captação (vista à superfície) (ARM, 2018).	186
Figura 101 - Esquema de furo-tipo (http://seapocos.blogspot.com).	187
Figura 102 - Galeria de captação da Fajã da Ama, S. Vicente, Madeira (ARM, 2018).	187
Figura 103 - Tipos de nascentes (adaptado de Sousa, 2001).	188
Figura 104 - Exemplos de poços comuns (http://www.soluaguas.com.br).	189
Figura 105 - Exemplo de poço radial (https://www.opovo.com.br).	189
Figura 106 - Rebaixamento e curva de depressão devido ao bombeamento em poço freático (Júnior, 2015).	190
Figura 107 - Poço artesiano sob bombeamento com caudal constante e piezómetro de observação (Júnior, 2015).	193
Figura 108 - Bombeamento de poço freático. Obtenção do coeficiente de permeabilidade com base nas leituras em dois poços de observação (Júnior, 2015).	195
Figura 109 - Esquema ilustrativo do uso de 4 poços de observação para a obtenção de um coeficiente de permeabilidade médio do aquífero (Júnior, 2015).	196
Figura 110 - Poço artesiano sob bombeamento com caudal constante (Júnior, 2015).	197
Figura 111 - Bombeamento de poço artesiano. Obtenção do coeficiente de permeabilidade com base nas leituras em dois poços de observação (Júnior, 2015).	199
Figura 112 - Poço artesiano submetido a bombeamento sob caudal constante e rebaixamento (s) observado em poço de observação localizado à distância r do eixo do poço bombeado (Júnior, 2015).	201
Figura 113 - Rebaixamentos observados num poço de observação em dois instantes sucessivos (Júnior, 2015).	204
Figura 114 - Construção da curva rebaixamento versus tempo em papel monolog para a obtenção dos coeficientes de transmissividade, T , e armazenamento, S (Júnior, 2015).	205
Figura 115 - Histograma das estimativas fornecidas pelas séries sintéticas (em número de $W=5000$) da precipitação diária máxima anual no posto udométrico de Pavia (20I/01G) para a probabilidade de não-excedência de 99% (Naghettini & Portela, 2011).	210
Figura 116 - Funções densidade e acumulada de probabilidades de uma variável contínua (Naghettini & Portela, 2011).	212
Figura 117 - Diferença entre duas distribuições do mesmo tipo com a mesma média, mas desvio padrão diferente (fonte: autor).	216
Figura 118 - Distribuição normal (ISEL, 2015).	218
Figura 119 - Densidade de probabilidade e respetivas funções de distribuição (http://www.wikiwand.com).	219

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Consumo anual em milhas cúbicas (adaptado de Blatt, 1997).....	21
Tabela 2 - Utilização da água (adaptado de Cunningham & Saigo, 1995).....	22
Tabela 3 - Tempo médio de residência nos diferentes reservatórios (adaptado de Voskresensky, 1974).....	23
Tabela 4 - Razão de bifurcação - exemplo.....	35
Tabela 5 - Grau de urbanização correspondente ao parâmetro μ (adaptado de Pelaez, 1978).....	37
Tabela 6 - Classificação do relevo (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	42
Tabela 7 - Precipitação máxima diária e anual.....	74
Tabela 8 - Precipitação máxima a 1, 2, 3, 4 e 5 dias.....	75
Tabela 9 - Leis estatísticas.....	76
Tabela 10 - Fator de probabilidade.....	76
Tabela 11 - Precipitações máximas para uma dada duração, período de retorno e lei probabilística.....	77
Tabela 12 - Precipitação em função da duração.....	77
Tabela 13 - Valores do número de escoamento (CN) para regiões rurais (Costa & Lança, 2011).....	112
Tabela 14 - Valores do número de escoamento (CN) para regiões urbanas e suburbanas (Costa & Lança, 2011).....	113
Tabela 15 - Condições antecedentes de humidade relativas à precipitação total nos cinco dias antecedentes (Costa & Lança, 2011).....	114
Tabela 16 - Correção de valores de (CN) para AMC I e AMC III em função dos valores de (CN) para AMC II (Costa & Lança, 2011).....	114
Tabela 17 - Balanço hidrológico de Thornthwaite Mather (adaptado de Rodrigues et al., 2011).....	119
Tabela 18 - Coeficiente K (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).....	122
Tabela 19 - Coeficiente m (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).....	123
Tabela 20 - Parâmetro λ (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	126
Tabela 21 - Variável reduzida (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	132
Tabela 22 - Média Y_n e Desvio Padrão S_n (adaptado de Costa & Lança, 2011).....	132
Tabela 23 - Maiores valores de precipitação registados a nível mundial (extraído de Brandão, 1995).....	133
Tabela 24 - Características das tinas evapométricas (Rodrigues et al., 2011).....	157
Tabela 25 - Insolação astronómica média diária (h) (Hipólito & Vaz, 2011).....	162
Tabela 26 - Radiação solar média diária no topo da atmosfera ($MJ/m^2/d$) (Hipólito & Vaz, 2011).....	163
Tabela 27 - K_c para o estágio intermédio de desenvolvimento de algumas culturas (Hipólito & Vaz, 2011).....	164
Tabela 28 - Parâmetros hidrodinâmicos.....	178
Tabela 29 - Porosidade vs Permeabilidade.....	181
Tabela 30 - Tabela de Wenzel (1942) para os valores da função do poço, $W(u)$, em termos de u (Júnior, 2015).....	202
Tabela 31 - Valores de condutividade hidráulica (K) de aquíferos e sua classificação.....	207
Tabela 32 - Valores de transmissividade (T) de aquíferos e sua classificação.....	207
Tabela 33 - Períodos de retorno associados a vários graus de risco e períodos de projeto (vida útil das obras) (ISEL, 2015).....	214

Tabela 34 - Valores de $\phi(u)=F(x)$, para função de distribuição da lei normal ($\mu=0$; $\sigma=1$) (ISEL, 2015). 220
Tabela 35 - Fator de probabilidade (k) da lei de Gumbel ($x=\mu+k\sigma$) (ISEL, 2015)... 222

Lista de Símbolos e Abreviaturas

SÍMBOLOS

$!$	Fatorial
\bar{P}_S	Percurso médio
C_f	Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno
C_{mass}	Coeficiente de massividade
C_o	Coeficiente orográfico
D_h	Densidade hídrica
D_m	Declive médio do curso de água
D_r	Densidade de drenagem
\bar{H}	Altura média da bacia
I_d	Índice de declive
K_C	Coeficiente de compacidade
K_L	Índice de alongamento
K_f	Coeficiente de forma
L_D	Comprimento da diretriz
L_b	Comprimento da bacia
L_e	Comprimento equivalente
L_t	Comprimento total dos cursos de água
\bar{P}	Precipitação média
R_h	Raio hidráulico
R_b	Razão de bifurcação
R_i	Raio de influência
\bar{Z}	Altitude média da bacia
Z_{eq}	Altura equivalente do curso de água
i_{10-85}	Declive 10-85 do curso de água
i_q	Declive equivalente do curso de água
i_{relevo}	Índice de relevo
l_e	Largura equivalente
n_r	Porosidade
t_c	Tempo de concentração
\bar{u}	Velocidade média
Δh	Perda de carga
h	altura
A	Área
C	Coeficiente da fórmula racional que depende do tipo e da ocupação do solo da bacia hidrográfica
D	Chuva útil
E	Capacidade de campo
F	Capacidade de infiltração
Fr	Número de Froude
H	Altura uniforme
I	Inclinação; Intensidade de precipitação
K	Coeficiente de permeabilidade
L	Distância
M	Razão entre a área impermeável da bacia e a área total

N	Número de cursos de água
Q	Caudal
Re	Número de Reynolds
S	Armazenamento; Grau de saturação; Sinuosidade
T	Transmissividade
U	Velocidade característica
V	Volume
Z	Cota
c	Resistência hidráulica
g	Aceleração gravítica
i	Inclinação
m	Espessura do aquífero; Massa
q	Caudal específico
r	Distância ao furo de bombagem
s	Rebaixamento
t	Tempo
v	Velocidade
x	Coordenada; variável
y	Altura; coordenada; variável
z	Relação de Ghyben-Herzberg
η	Rendimento
θ	Teor volúmico
ρ	Densidade

ABREVIATURAS

AMC	<i>Antecedent Moisture Condition</i>
ANPC	Autoridade Nacional de Proteção Civil
CN	<i>Curve Number</i>
EUA	Estados Unidos da América
GIS	<i>Geographic Information System</i>
HU	Hidrograma Unitário
HUT	Hidrograma Unitário Triangular
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
NA	Nível da água
PMP	Precipitação Máxima Provável
RAM	Região Autónoma da Madeira
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SI	Sistema Internacional
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
US	<i>United States</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
USD	<i>United States Dollar</i>

CAPÍTULO 1 - HIDROLOGIA, RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTE

1.1 Introdução

A Hidrologia é o estudo da água em sentido lato, do grego *Hýdro* (água) + *Lógos* (estudo, conhecimento). É a ciência que descreve os múltiplos aspetos inerentes à água: estuda a ocorrência, a distribuição e a circulação da água na Terra, as suas características físico-químicas e as suas interações com o ambiente, incluindo a relação com os seres vivos.

Um dos objetivos principais da Hidrologia é servir de base à adequada gestão dos recursos hídricos nas suas múltiplas vertentes:

- Escolha de fontes de abastecimento de água;
- Fixação das dimensões das obras de arte;
- Aproveitamentos hidroelétricos e de rega;
- Construção de barragens e dimensionamento de descarregadores;
- Estudo das características de lençóis freáticos;
- Estudo de variações de vazões, previsão de cheias máximas;
- Estudo das oscilações de nível em áreas de inundação;
- Controlo de erosão e regularização fluvial;
- Recreação e lazer.

A Hidrologia deve ser encarada como um tema multidisciplinar (Figura 1) e pode ser dividida em duas partes igualmente importantes: Hidrologia Superficial e Hidrologia Subterrânea ou Hidrogeologia.

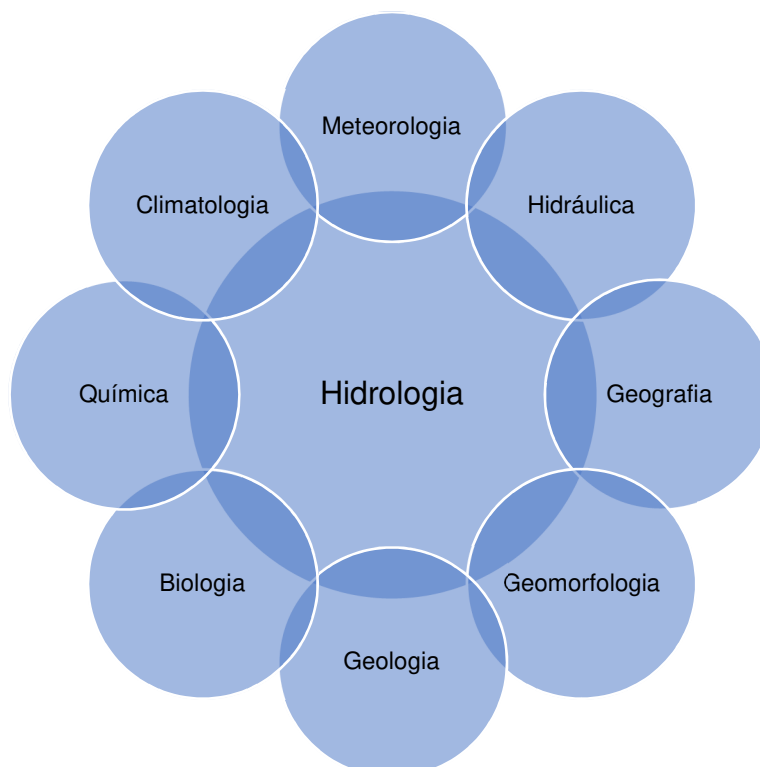


Figura 1 - Hidrologia: tema multidisciplinar.

A importância da hidrologia estende-se, principalmente, aos seguintes tópicos:

- Precisamos de água para viver (consumo, produção de alimentos, movimentação, produção de energia, entre outros);
- Precisamos de um ambiente de qualidade e de ecossistemas saudáveis, e estes dependem da água;
- A água pode também ser a causa de enormes riscos e sofrimentos (ex.: cheias e secas, riscos para a saúde, etc).

Assim, os hidrologistas são aqueles que asseguram o conhecimento que permite manter uma boa relação com este recurso fundamental à vida.

1.2 Água: disponibilidade, consumo e utilização

A Hidrosfera (toda a composição de água da Terra, envolvendo lagos, rios, mares, oceanos, águas subterrâneas, humidade de ar e outros elementos) faz da Terra um planeta único. O planeta encontra-se à distância certa do Sol para que a água possa existir no estado sólido, líquido e gasoso.

Citando Ricardo Arnst: “Vista de longe a Terra é pura água, mas não é água pura, esta é rara e cada vez mais cara”. De facto, a água disponível para consumo humano representa menos de 1% dos recursos hídricos do planeta e mais de 1 200 milhões de pessoas não tem acesso a água potável segura. O crescimento da população irá exacerbar os problemas da água com a enorme procura de água resultante do aumento da população e da industrialização.

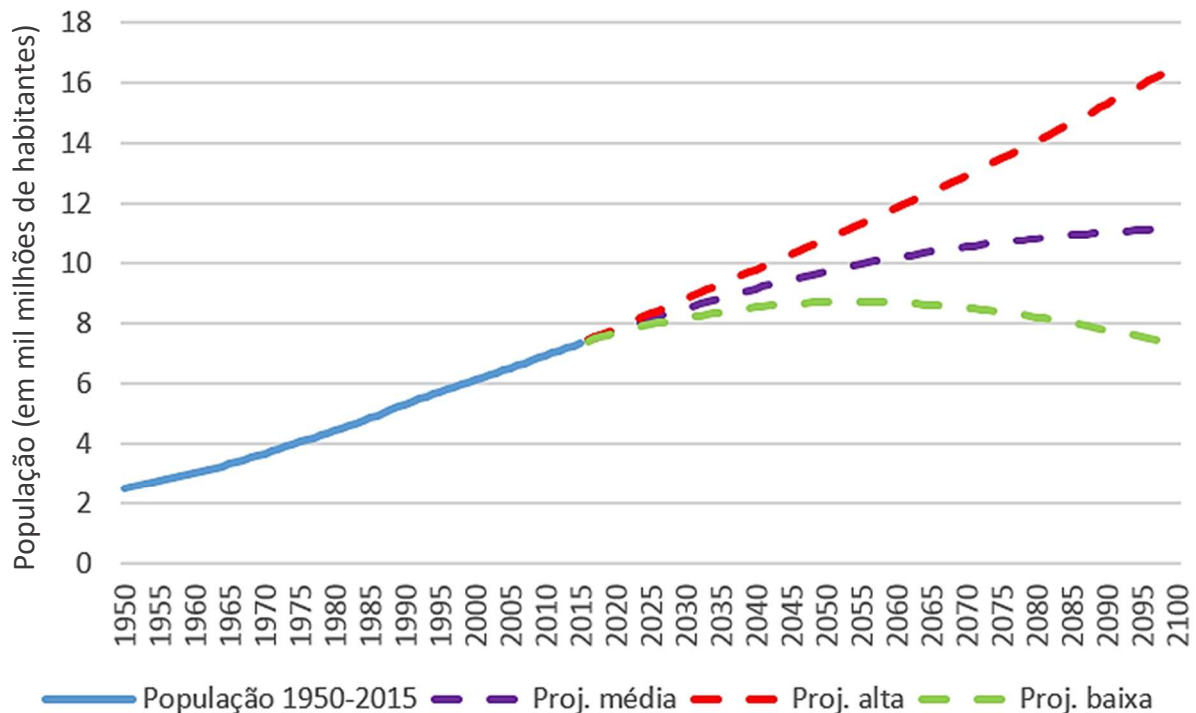


Figura 2 - População mundial 1950-2015 e cenário de projeção para 2100 (UN/SA Population Division, 2015).

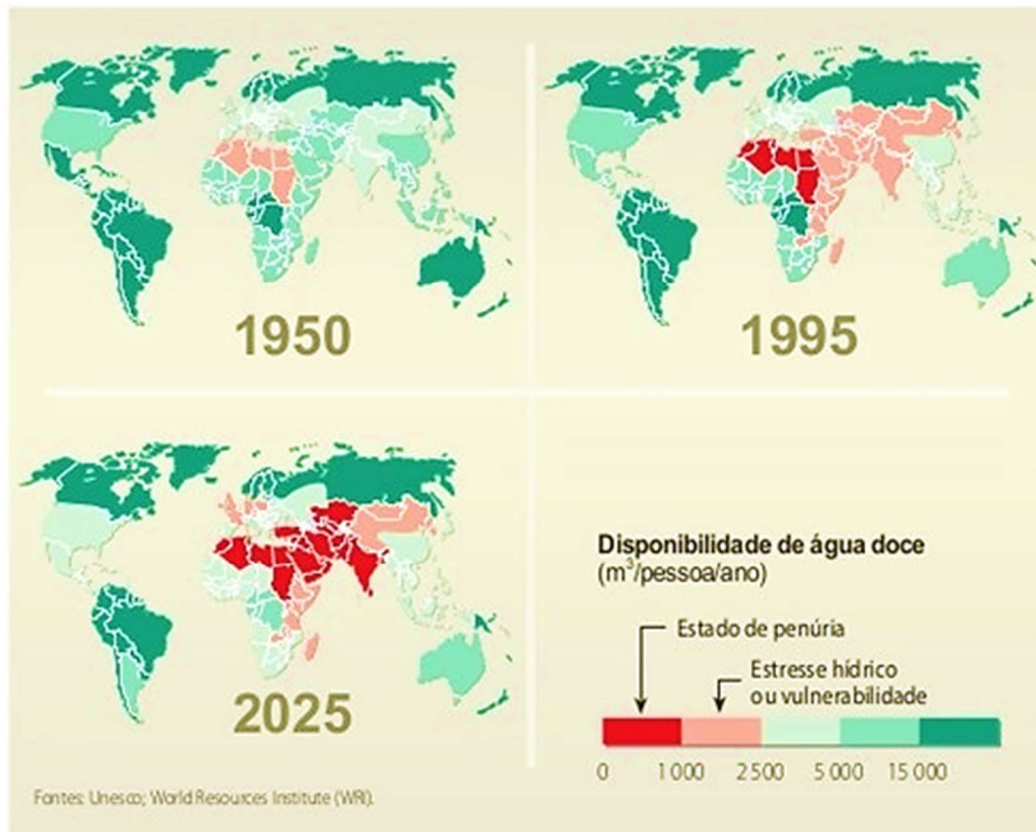


Figura 3 - Mundo: disponibilidade de água por habitante, 1950, 1995 e 2025 (Armand Colin, 2006).

1.2.1 Consumo e utilização da água

O consumo mundial nos últimos 100 anos tem vindo a aumentar muito (Tabela 1), quer pelo crescimento vertiginoso da população mundial, quer pela utilização (Tabela 2), cada vez em maior escala, associada ao progresso das sociedades.

Tabela 1 - Consumo anual em milhas cúbicas (adaptado de Blatt, 1997).

Região	1900	1950	2000	Aumento (nº de vezes)
África	10	13	80	8
América do Norte	19	69	191	10
América do Sul	3.6	14	52	14
Ásia	99	206	800	8
Austrália/Oceânia	0.5	2.4	11	22
Europa	9	23	162	18
Total	141.1	327.4	1292	9

Tabela 2 - Utilização da água (adaptado de Cunningham & Saigo, 1995).

Setor doméstico	Litros	Agricultura e processamento de alimentos	Litros	Indústria	Litros
Banho	150-200	1 ovo	150	1 jornal	1000
Duche	20/min	1 espiga de milho	300	1 automóvel	380000
Lavagem de roupa	75-100	1 pão	600	500 g de aço	110
Confeção de alimentos	30	500 g de carne de vaca	3000-9500	500 g de borracha sintética	1100
Rega de jardim	40/min	1 copo de leite	380	500 g de alumínio	3800
Descarga de autoclismo	10	500 g de arroz	2100		

Segundo Possa (2011), os usos da água podem ser divididos em duas categorias:

- Consumptivos - referem-se aos usos que retiram a água da sua fonte natural diminuindo a sua disponibilidade espacial e temporal (agrícola, industrial, doméstico e municipal, pecuário e piscícola);
- Não consumptivos - referem-se aos usos que retornam à fonte, praticamente a totalidade da água utilizada, podendo haver alguma modificação no seu padrão temporal de disponibilidade (ecológico/ambiental, navegação, produção de energia, recreio e turismo).



Figura 4 - Consumos sectoriais (adaptado de Water for People, Water for Life, UNESCO, 2003).

1.3 Tempo de residência

Tempo de residência (algumas vezes tratado como tempo de remoção) corresponde ao tempo médio que cada molécula de água permanece num dado reservatório do ciclo hidrológico e varia diretamente com a quantidade de água que está presente no sistema (Montgomery & Reichard, 2007).

Segundo Montgomery & Reichard (2007), a definição básica para tempo de residência também tem uma equação matemática, através da qual é representada:

$$\frac{\text{Capacidade de um sistema reter água}}{\text{Taxa de fluxo da água no sistema}}$$

A forma de variáveis genérica desta equação é a seguinte:

$$\tau = \frac{V}{q}$$

Onde τ é usada como a variável para o tempo de residência, V é a capacidade do sistema e q é o fluxo para o sistema.

O tempo de residência tem início a partir do momento em que uma partícula de água entra no sistema e termina no momento em que a mesma partícula sai do sistema. Se uma grande quantidade de água entra num sistema, mais tempo terá a água para deixar o sistema, resultando num tempo de residência maior, isto supondo-se que a entrada e saída para o sistema são mantidas constantes. Por esta mesma lógica, quanto menor a quantidade de água num determinado sistema, menor será o tempo de residência (Montgomery & Reichard, 2007).

Fluxos de entrada e saída também têm um efeito sobre o tempo de residência de um sistema. Se a entrada e saída são aumentados, o tempo de residência do sistema será menor. No entanto, se a entrada e a saída de um sistema são diminuídas, o tempo de residência será maior, isto supondo-se que a concentração da água no sistema e o tamanho do mesmo permanecem constantes, e assumindo-se condições de estado estacionário (refere-se a um sistema no qual determinado parâmetro é mantido constante ao longo do tempo) (Montgomery & Reichard, 2007).

Se o tamanho do sistema é alterado, o tempo de residência do mesmo será alterado também. Quanto maior for o sistema, maior o tempo de residência, assumindo-se taxas de entrada e saída constantes. Quanto menor o sistema, menor será o tempo de residência, novamente assumindo-se condições de estado estacionário (Montgomery & Reichard, 2007). Na Tabela 3 figuram os tempos médios de residência da água, consoante o reservatório.

Tabela 3 - Tempo médio de residência nos diferentes reservatórios (adaptado de Voskresensky, 1974).

Reservatório	Tempo médio de residência
Biosfera	Horas a dias
Atmosfera	8 dias
Rios	16 dias
Humidade do solo	1 ano
Lagos e pântanos	5 a 17 anos
Água subterrânea	1400 anos
Oceanos	2500 anos
Calotes polares e glaciares	9700 anos

CAPÍTULO 2 - CICLO HIDROLÓGICO

2.1 Introdução

O **ciclo hidrológico** é a sequência fechada dos processos envolvidos no movimento contínuo da água entre a Terra e a atmosfera (IST, 2018).

Ao longo deste ciclo, a água **evapora-se** a partir dos oceanos e da superfície da Terra, entra na circulação atmosférica sob a forma de vapor, retorna à superfície como **precipitação** líquida ou sólida, produz **escoamento** sobre o terreno, **infiltra-se** para o interior solo, permitindo a **recarga dos aquíferos**, concentra-se sob a forma de escoamento canalizado na rede fluvial que a encaminha para os oceanos de onde se evapora novamente (Figura 5) (IST, 2018).

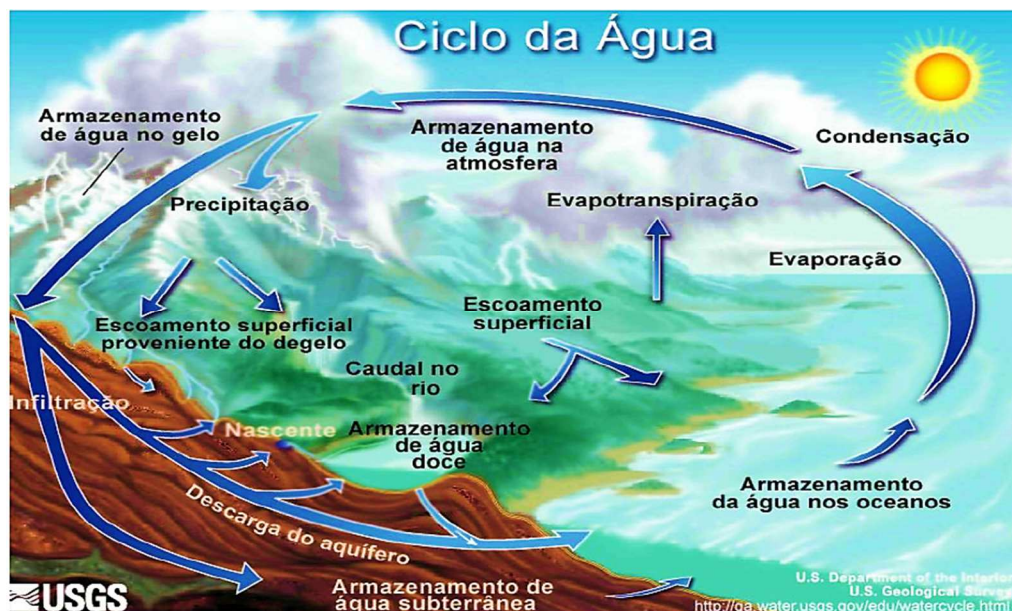


Figura 5 - Ciclo hidrológico (fonte: <http://ga.water.usgs.gov/edu/watercycle.html>).

O movimento permanente da água, em regime ininterrupto, no ciclo hidrológico é mantido pela **energia solar** e pela **energia gravítica**. A quantidade total de água na Terra é constante e aproxima-se dos $1400 \times 10^{15} \text{ m}^3$.

Destaca-se, ainda, os principais processos envolvidos no ciclo hidrológico (IST, 2018):

- Transferência de água da superfície da Terra para a atmosfera, por **evaporação** dos oceanos, lagos, rios, solo, por **sublimação** do gelo e por **transpiração** dos animais e plantas;
- **Condensação** parcial do vapor de água da atmosfera em nuvens e nevoeiros;
- Transporte de vapor de água pela circulação atmosférica;
- Transferência de água da atmosfera para a superfície da Terra (líquida ou sólida);
- Infiltração e alimentação dos aquíferos;
- Retenção em lagos, glaciares e na vegetação;
- Escoamento à superfície dos continentes em direção aos oceanos.

2.2 Balanço hidrológico global

Devido ao fato de que a quantidade total de água disponível na Terra é finita e indestrutível, podemos olhar para o ciclo hidrológico global como sendo um sistema fechado. Uma versão mais generalizada do balanço hídrico poderá explicar os vários componentes de um ciclo hidrológico e fornecer uma visão de técnicas de resolução de problemas em regiões hidrológicas complexas (Porto & Filho, 2005).

Anualmente é mobilizado um total (aproximado) de 624 000 km³ de água, promovido pelo ciclo hidrológico (Figura 6).

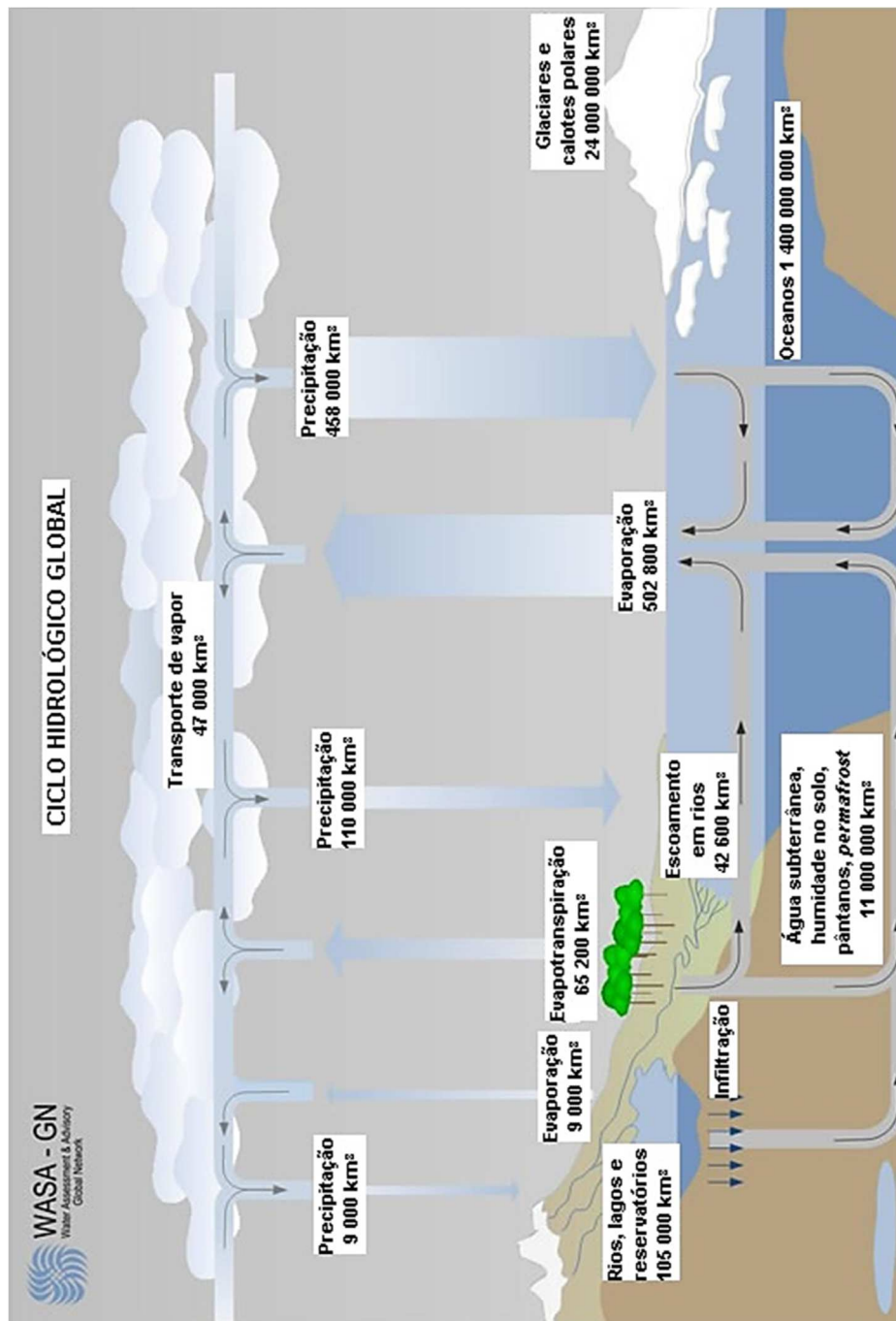


Figura 6 - Ciclo hidrológico global anual (adaptado de WASA - GN).

As grandezas hidrológicas nos diferentes intervalos de tempo a que se podem referir são expressas frequentemente em alturas de água (H) uniformemente distribuídas sobre a projeção horizontal das áreas (A) a que os volumes (V) daquelas grandezas se referem. O facto de se exprimir a generalidade das grandezas hidrológicas em termos das alturas de água que lhes correspondem tem a vantagem de oferecer uma avaliação física mais perceptível, tornando mais facilmente apreensível a informação transmitida (Figura 7) (IST, 2018).

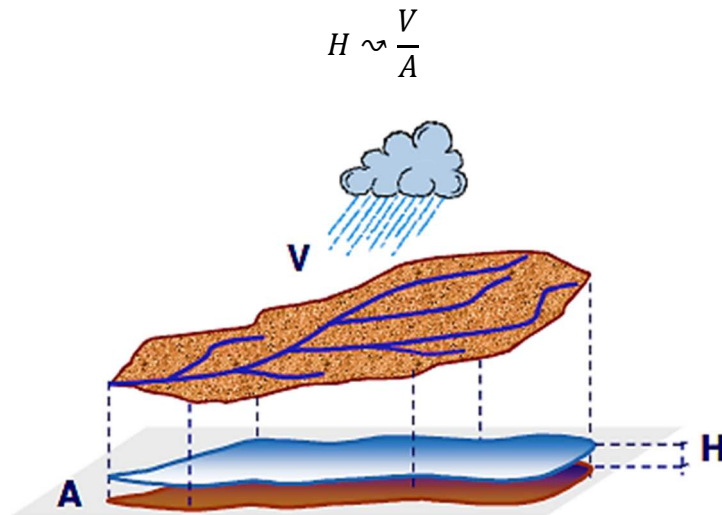


Figura 7 - Grandezas hidrológicas (adaptado de IST, 2018).

Nota (IST, 2018):

- mm, equivale a uma altura de água num metro quadrado;
- 1 mm, é o mesmo do que 1 mm de altura num 1 m² de área;
- mm = l/m².

CAPÍTULO 3 - BACIAS HIDROGRÁFICAS

3.1 Introdução

Segundo Rodrigues et al. (2011), 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 (Figura 8).

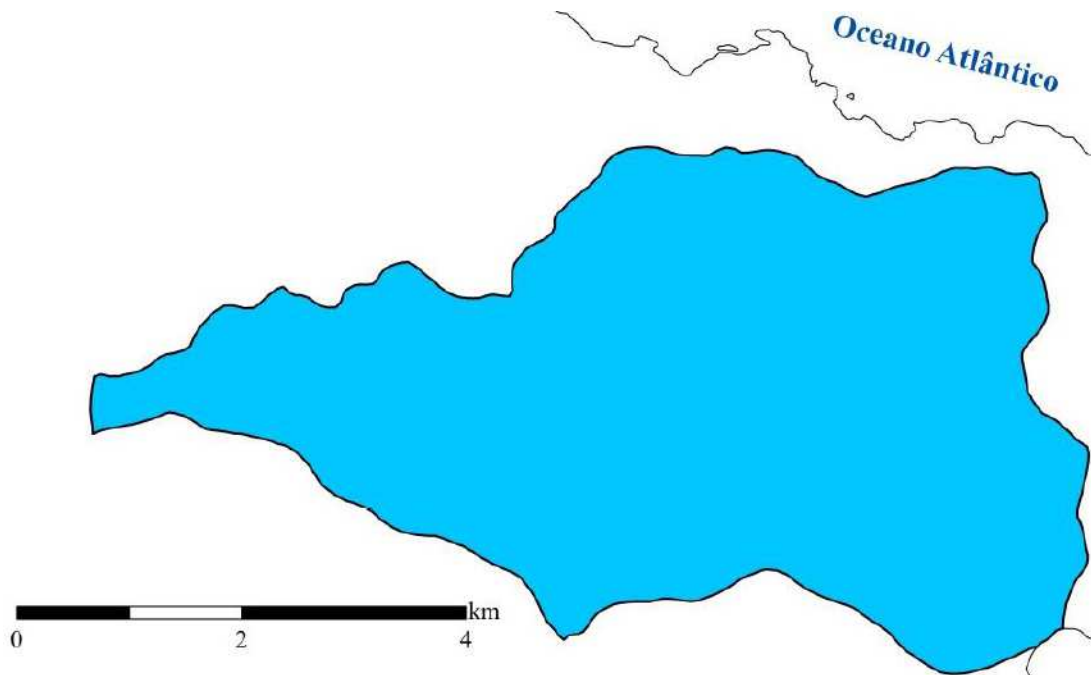


Figura 8 - Bacia hidrográfica de Machico (adaptado de Barreto, 2013).

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 (Rodrigues et al., 2011).

3.2 Delimitação da bacia hidrográfica

Com base em Rodrigues et al. (2011), em terrenos impermeáveis ou impermeabilizados pela ação do Homem, os limites das bacias hidrográficas coincidem com as linhas de cumeada (de fosto 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 cársticas 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 9).

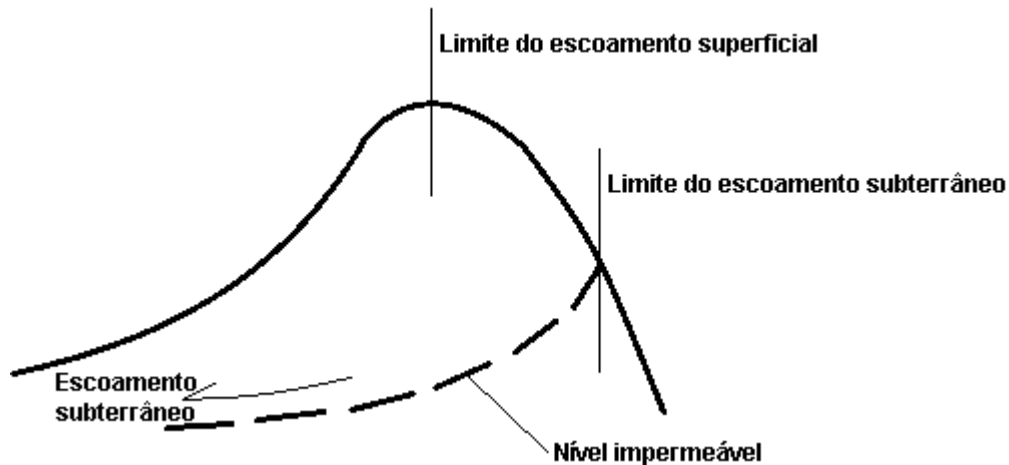


Figura 9 - Limites dos escoamentos superficial e subterrâneo (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

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.

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 km² 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.

3.3 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 (Rodrigues et al., 2011).

3.3.1 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 km² 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 (Rodrigues et al., 2011).

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 10).

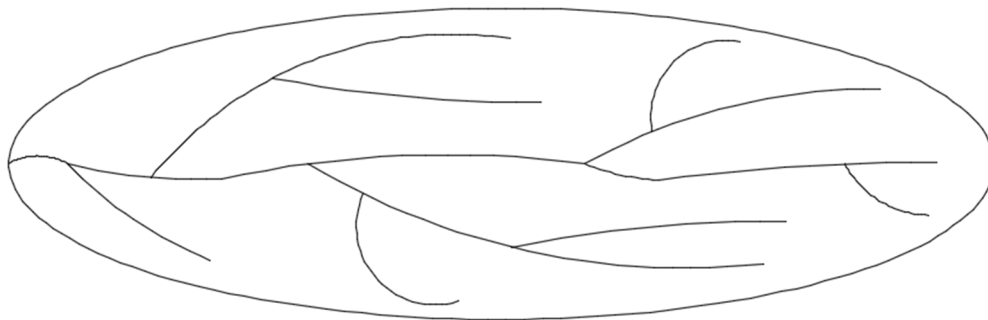


Figura 10 - Bacia alongada ou longitudinal (fonte: autor).

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 11).

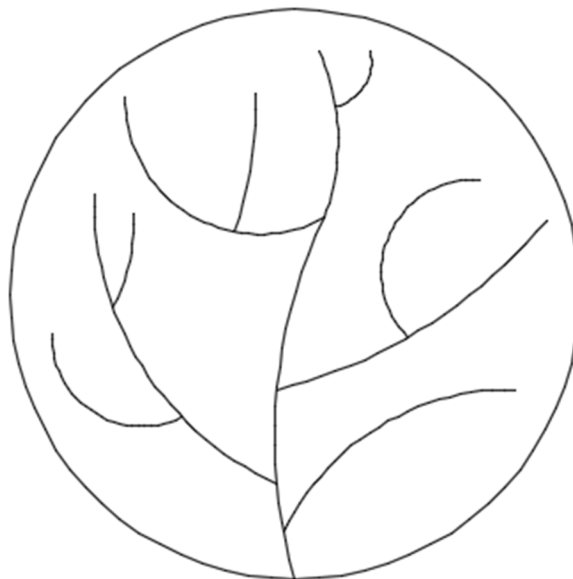


Figura 11 - Bacia arredondada (fonte: autor).

Uma bacia radial ou ramificada apresenta várias bacias parciais alongadas que se reúnem numa linha de água final (Figura 12).

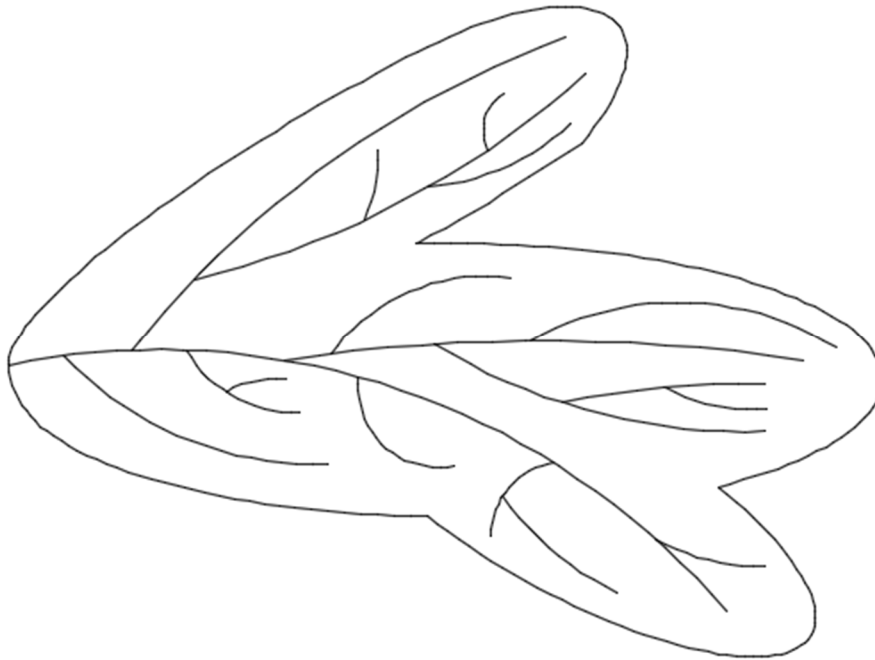


Figura 12 - Bacia radial ou ramificada (fonte: autor).

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.

Com base em Costa & Lança (2011) e Rodrigues et al. (2011), 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 km²), 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:

$$K_c = P/2\sqrt{\pi \times A}$$

Este coeficiente é adimensional não dependendo o seu valor do tamanho da bacia. No mínimo é igual à unidade o que corresponderia estar 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. **Fator 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.

$$K_L = L_e/l_e$$

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. **Fator 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:

$$K_f = l/L_b = A/L_b^2$$

Uma bacia com um fator de forma baixo encontra-se menos sujeita à ocorrência de cheias, que outra do mesmo tamanho, mas com um fator 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 um 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.

3.3.2 Características do sistema de drenagem

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** (Rodrigues et al., 2011).

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 13) (Rodrigues et al., 2011).

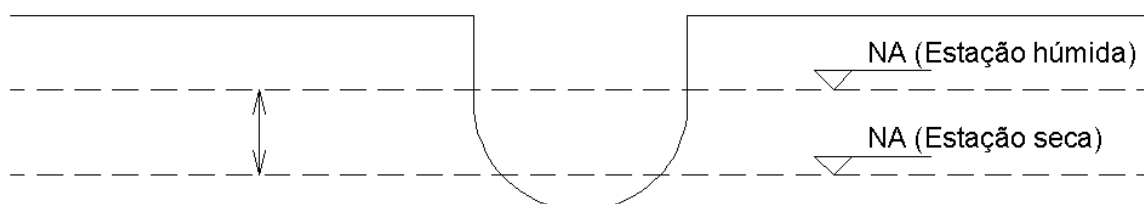


Figura 13 - Curso de água perene (fonte: autor).

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 14) (Rodrigues et al., 2011).

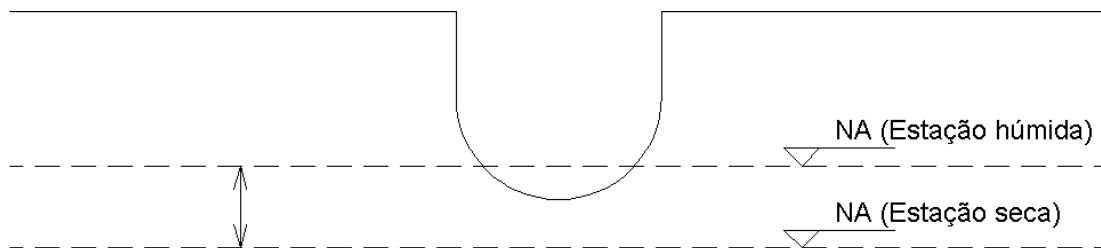


Figura 14 - Curso de água intermitente (fonte: autor).

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 15) (Rodrigues et al., 2011).

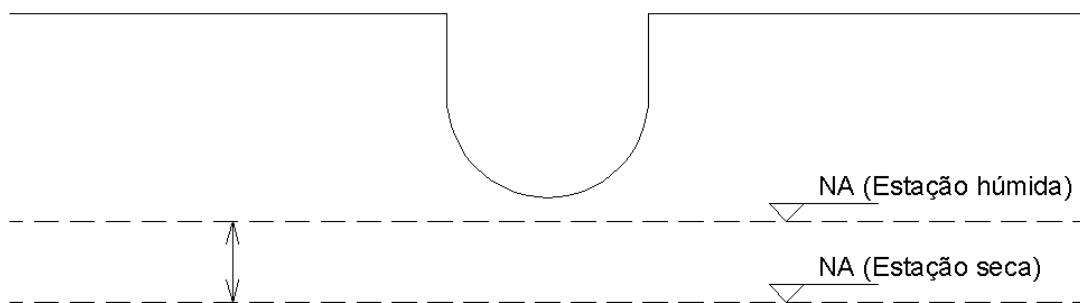


Figura 15 - Curso de água efémero (fonte: autor).

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 (Rodrigues et al., 2011).

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 (Figura 16) considera-se:

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

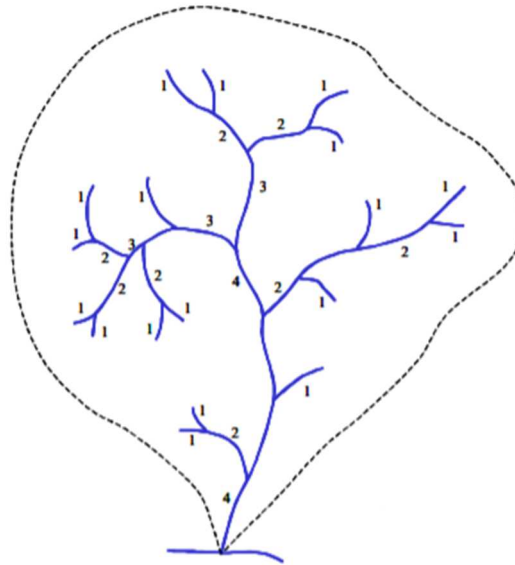


Figura 16 - Aplicação do método de Strahler (adaptado de Rennó & Soares, 2003).

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.

$$R_b = N_i / N_{i+1}$$

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

Tabela 4 - Razão de bifurcação - exemplo.

Ordem, i	N_i	R_b
1	18	2.6
2	7	3.5
3	2	2.0
4	1	-
-	$\bar{R}_b =$	2.6

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

$$\bar{R}_b = \sqrt[i-1]{\prod_{i=1}^{i-1} \frac{N_i}{N_{i+1}}} = \sqrt[i-1]{N_1}$$

2. Classificação de Shreve

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

- As magnitudes são somadas todas as vezes que há a junção de duas linhas de água. Por exemplo, quando 2 linhas de 2.^a magnitude se unem, o trecho a jusante recebe a designação de 4.^a magnitude. Desta forma, no método de Shreve, algumas magnitudes podem não existir. A Figura 17 ilustra a aplicação deste método sobre a rede de drenagem de uma bacia.

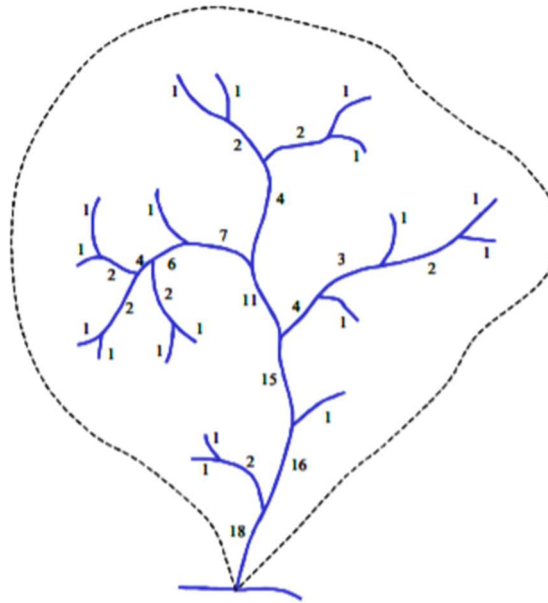


Figura 17 - Aplicação do método de Shreve (adaptado de Rennó & Soares, 2003).

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 (Mata-Lima, et al., 2007).

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 (Lencastre & Franco, 2006; Mano, 2008).

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

1. Témex

A fórmula de Témex 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:

$$t_c = (L/i^{0.25})^{0.76}$$

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 for necessário o tempo de concentração para uma determinada secção, então a fórmula é reescrita da seguinte forma:

$$t_c = 0.3 \times (L/i^{0.25})^{0.76}$$

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, Témex propõe o ajustamento do tempo de concentração para bacias urbanas, t'_c , de acordo com a seguinte expressão:

$$t'_c = \frac{t_c}{1 + 3 \cdot \sqrt{\mu \cdot (2 - \mu)}}$$

Onde t_c (em horas) é o tempo de concentração calculado para bacias naturais e μ (adimensional) é um parâmetro relativo ao grau de impermeabilização da bacia. Sendo μ dado pela razão entre a área impermeável da bacia e a área total, ou seja:

$$\mu = \frac{A_{imp}}{A_{total}}$$

Na Tabela 5, a título representativo, apresenta-se o valor do parâmetro, μ , e o respetivo grau de urbanização considerado.

Tabela 5 - Grau de urbanização correspondente ao parâmetro μ (adaptado de Pelaez, 1978).

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

Limitações:

- Esta expressão é válida para bacias de área inferior a 3000 km².

2. Ven Te Chow

$$t_c = 0.8773 \times (L/\sqrt{i})^{0.64}$$

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 km².

3. Giandotti

$$t_c = \frac{(4 \times \sqrt{A}) + (1.5 \times L)}{0.8 \times \sqrt{\bar{H}}}$$

Em que:

- t_c - tempo de concentração (h);
- A - área da bacia hidrográfica para um determinado ponto (km²);
- 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.

4. Tempo de concentração médio

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

$$\bar{t}_c = \frac{\sum t_{c,i}}{n}$$

Densidade de drenagem

Segundo Rodrigues et al., (2011), 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 :

$$D_r = L_t/A$$

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/km², para bacias mal drenadas, a 3.5 km/km² 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.

Densidade hídrica

Este índice relaciona o número total de cursos de água existentes na bacia, N , com a respetiva área da bacia, A (Santos et al., 2012). A este índice dá-se o nome de **densidade hídrica**, D_h :

$$D_h = N/A$$

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 de percorrer até atingir o curso de água mais próximo (Rodrigues et al., 2011). O seu valor é aproximadamente um quarto do inverso da densidade de drenagem:

$$\bar{P}_s = A/4L_t \approx 1/4D_r$$

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 (Costa & Lança, 2011).

$$S = L/L_D$$

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

3.3.3 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 (Costa & Lança, 2011).

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 (Costa & Lança, 2011).

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 (Rodrigues et al., 2011).

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 (Rodrigues et al., 2011) - **curva hipsométrica da bacia** (Figura 18).

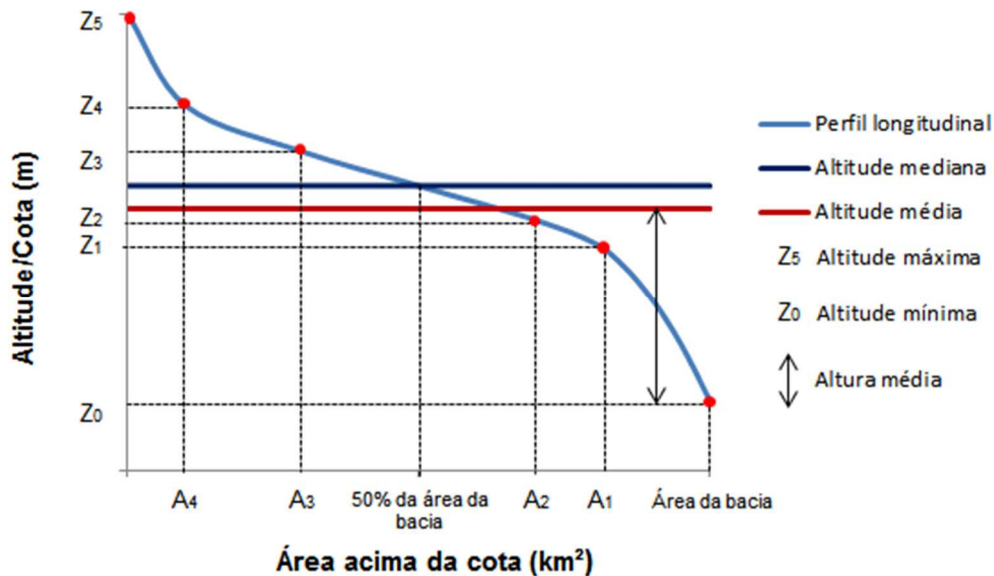


Figura 18 - Curva hipsométrica (adaptado de Oliveira R. P., 2009).

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 (Rodrigues et al., 2011). A título de exemplo veja-se a Figura 19, obtida a partir do mapa topográfico das bacias hidrográficas da ribeira dos Socorridos e da ribeira do Vigário.

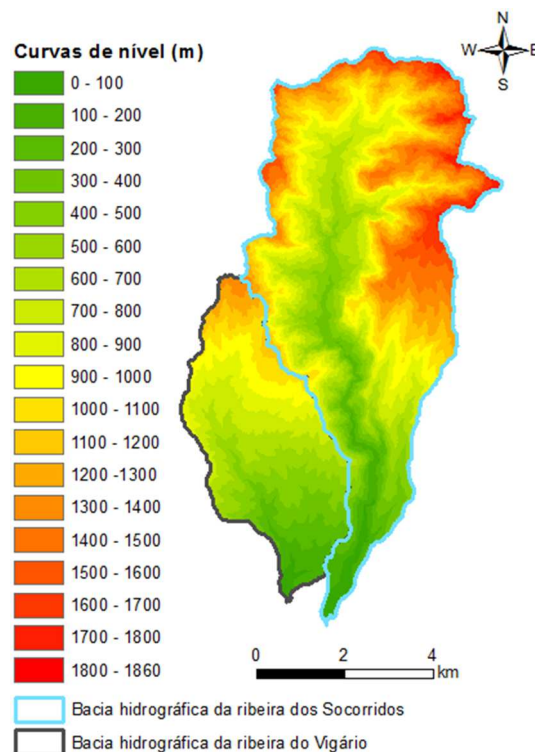


Figura 19 - Mapa hipsométrico de bacias hidrográficas (adaptado de Marques, 2014).

Altitude e altura média

Segundo Rodrigues et al. (2011) 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 :

$$\bar{Z} = \frac{\sum \bar{Z}_i \times A_i}{A}$$

Da mesma forma define-se 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:

$$\bar{H} = \frac{\sum \bar{H}_i \times A_i}{A} = \bar{Z} - Z_{min}$$

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 (Marcuzzo et al., 2012).

$$C_{mass} = \bar{H}/A$$

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 (Marcuzzo et al., 2012):

$$C_o = \bar{H}^2/A$$

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 (Costa & Lança, 2011).

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 (Costa & Lança, 2011).

Estes pontos são localizados num mapa topográfico da bacia por meio de uma quadrícula transparente que se coloca em cima do mapa (Costa & Lança, 2011).

Um processo mais rigoroso, para se determinar a declividade média de uma bacia consiste no seguinte exemplo:

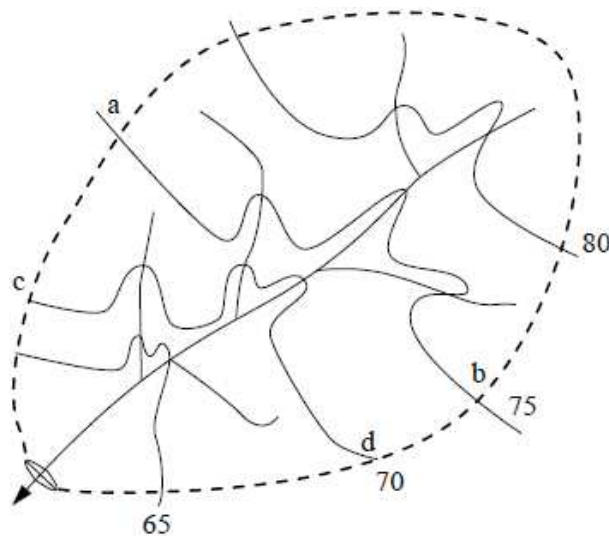


Figura 20 - Declividade média de uma bacia (Costa & Lança, 2011).

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.

$$i_1 = D/e_1 = D \times c_1/a_1$$

Considerando a média ponderada das declividades em relação às áreas:

$$I = \frac{D \times c_1}{a_1} - \frac{a_1}{A} + \frac{D \times c_2}{a_2} - \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{D \times c_n}{a_n} - \frac{a_n}{A} \rightarrow I = \frac{D}{A} (c_1 + c_2 + \dots + c_n) = \frac{D \times L}{A}$$

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 (Costa & Lança, 2011). De acordo com a inclinação média das vertentes, o relevo pode ser classificado, de acordo com a tabela seguinte:

Tabela 6 - Classificação do relevo (adaptado de Costa & Lança, 2011).

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

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 21 é apresentado o perfil longitudinal de um rio hipotético (Rodrigues et al., 2011).

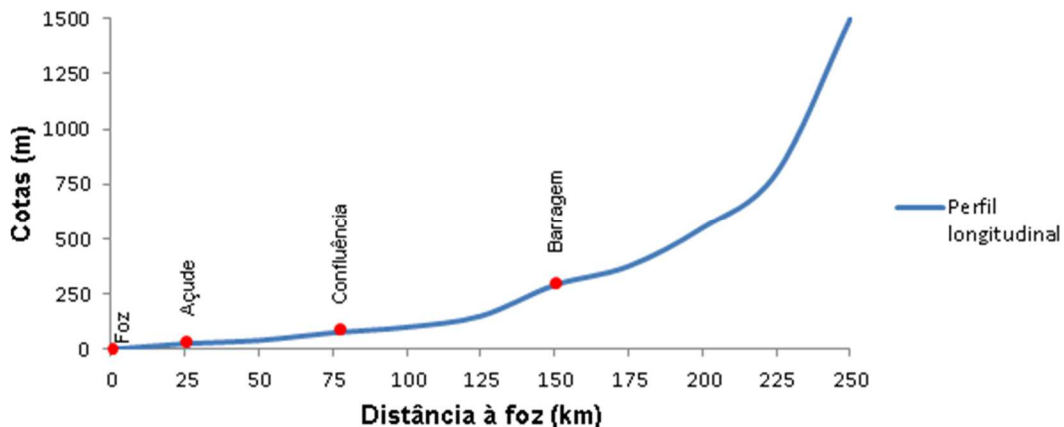


Figura 21 - Perfil longitudinal de um rio (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

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 (Costa & Lança, 2011).

Segundo Costa & Lança (2011), 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 22:

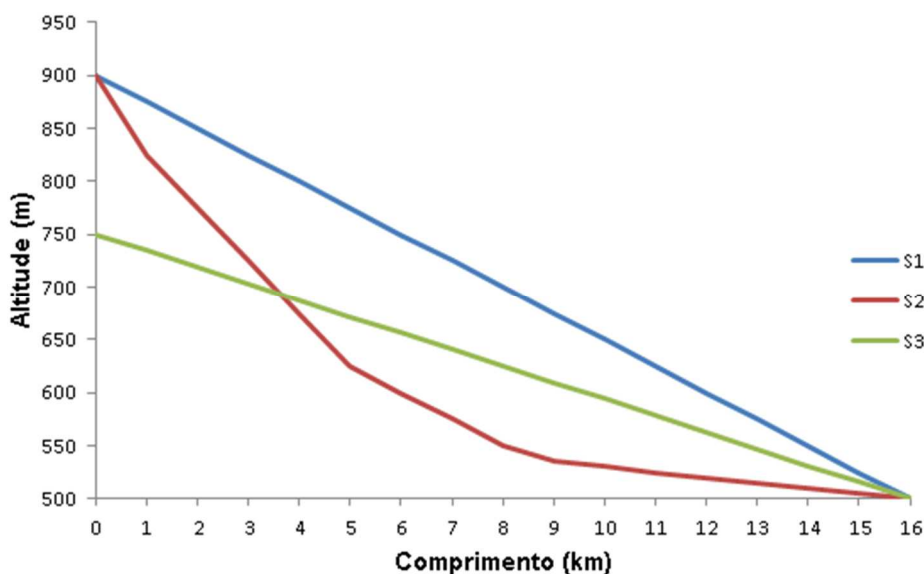


Figura 22 - Perfil longitudinal de um rio (adaptado de Costa & Lança, 2011).

Em que:

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:

$$S_3 = \left(\frac{\sum L_i}{\sum L_i/S_i} \right)$$

Declive médio do curso de água

Este valor é obtido tendo em conta a diferença de altitudes (ou alturas), ΔZ , 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 (Rodrigues et al., 2011).

$$D_m = \frac{\Delta Z}{1000 \times L}$$

Declive equivalente do curso de água

Este valor dá-nos o declive da reta que, intersetando o perfil longitudinal, delimita acima e abaixo do mesmo, áreas iguais (Oliveira R. P., 2009).

$$i_q = \frac{Z_{eq} - Z_{min}}{L}$$

Com:

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

Declive 10-85 do curso de água

Este parâmetro elimina os trechos de menor e maior declividade - o trecho que se localiza nos 15% finais e 10% iniciais do comprimento total do curso de água (Oliveira R. P., 2009).

$$i_{10-85} = \frac{Z_{85} - Z_{10}}{0,75 \times L}$$

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), ΔZ , e o comprimento da mesma, L_b , em quilómetros (Castro & Carvalho, 2009).

$$i_{relevo} = \frac{\Delta z}{1000 \times L_b}$$

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.

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 (Rodrigues et al., 2011).

Na ausência de meios para a realização do procedimento acima referido existem, definidos na bibliografia, alguns índices de declive para a bacia hidrográfica desde que, previamente, se determine o correspondente retângulo equivalente - definido como o retângulo cuja área e perímetro coincidem com a área e perímetro da bacia (Rodrigues et al., 2011). 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:

$$\begin{cases} L_e \times l_e = A \\ 2 \times (L_e + l_e) = P \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} L_e = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 \times A}}{4} \\ l_e = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 \times A}}{4} \end{cases}$$

Na Figura 23 apresenta-se o retângulo equivalente da bacia hidrográfica de Machico.

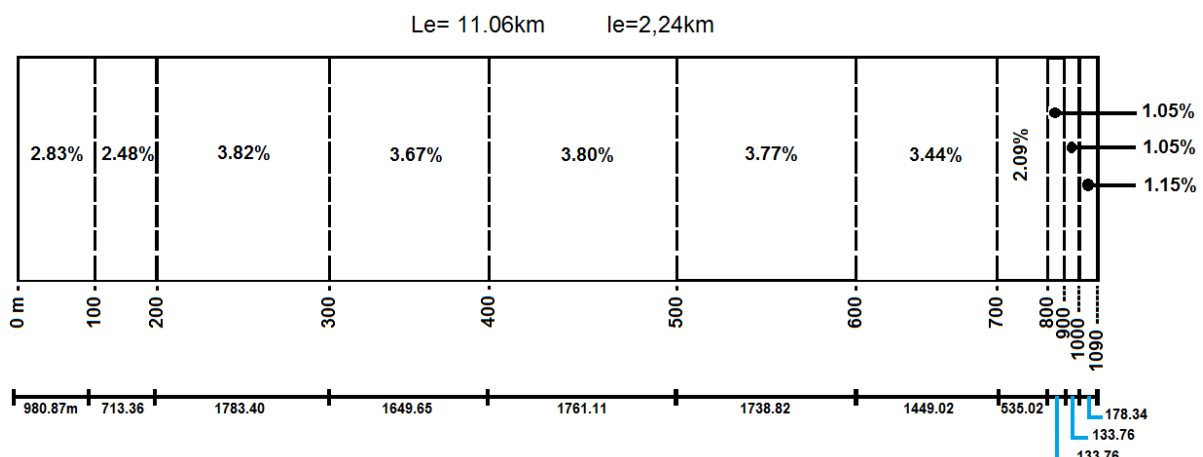


Figura 23 - Retângulo equivalente da bacia hidrográfica de Machico (fonte: autor).

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:

$$x_i = \frac{a_i}{l_e}$$

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

$$I_d = \sqrt{\frac{\sum \Delta Z_i \times \frac{A_i}{A}}{1000 \times L_e}}$$

Onde ΔZ_i e A_i representam, respetivamente, a diferença de altitude e a área entre duas curvas de nível consecutivas.

O valor ΔZ_i 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 último valor, relativo à diferença entre o ponto de maior cota e a última curva de nível da bacia (Rodrigues et al., 2011).

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 (Costa & Lança, 2011). Os principais padrões de drenagem (Figura 24) são:

- Drenagem anelar** - assemelha-se a anéis de aparência igual aos que surgem na secção de um tronco de uma árvore;
- Drenagem dendrítica ou dendróide** - assim designada por se assemelhar a uma árvore (do grego dendros - árvore). Desenvolve-se em rochas de resistência uniforme;
- 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;
- 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;
- Drenagem retangular** - é uma modificação da anterior e é uma consequência da influência exercida pelas falhas ou pelo sistema de juntas;
- 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.

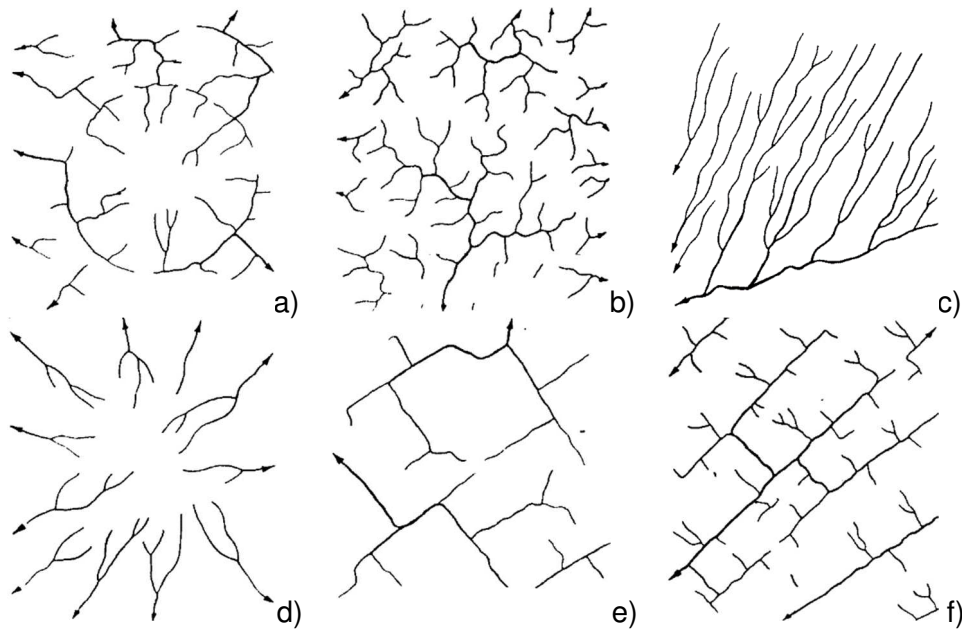


Figura 24 - Padrões de drenagem: a) anelar, b) dendrítica, c) paralelo, d) radial, e) retangular, f) treliça (adaptado de Catique, 2010).

3.3.4 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 (Rodrigues et al., 2011).

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 (Rodrigues et al., 2011).

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) (Rodrigues et al., 2011).

A título de exemplo, a permeabilidade das rochas e a capacidade de campo dos solos influenciam a maior ou menor possibilidade de infiltração de água no solo e o aumento de reservas subterrâneas, diminuindo volume disponível para o escoamento superficial; a impermeabilização de vastas áreas causada pela urbanização (habitação, equipamento social, rede viária) dá origem à redução da retenção superficial e da infiltração com aumento das pontas de cheia (Rodrigues et al., 2011).

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 (Rodrigues et al., 2011).

A presença de vegetação intercepta parte da água precipitada, retarda o escoamento superficial, dando-lhe mais tempo para se infiltrar, protege o solo dos impactos das gotas de chuva, favorece a infiltração e reduz a velocidade do escoamento superficial, contribuindo eficazmente para (Rodrigues et al., 2011):

- a redução da erosão do solo e estabilização dos solos em zonas de declive acentuado;
- para a atenuação dos caudais máximos de cheia;
- para o aumento das reservas hídricas subterrâneas;
- contribui, ainda, para a captação das gotículas de água do nevoeiro, fazendo-as precipitar, processo designado por precipitação oculta.

Nas figuras seguintes apresentam-se, a título de exemplo, a carta de solos (Figura 25) e a carta geológica (Figura 26) adaptadas à bacia hidrográfica de Machico. A carta de uso do solo da ilha da Madeira é apresentada na Figura 27.

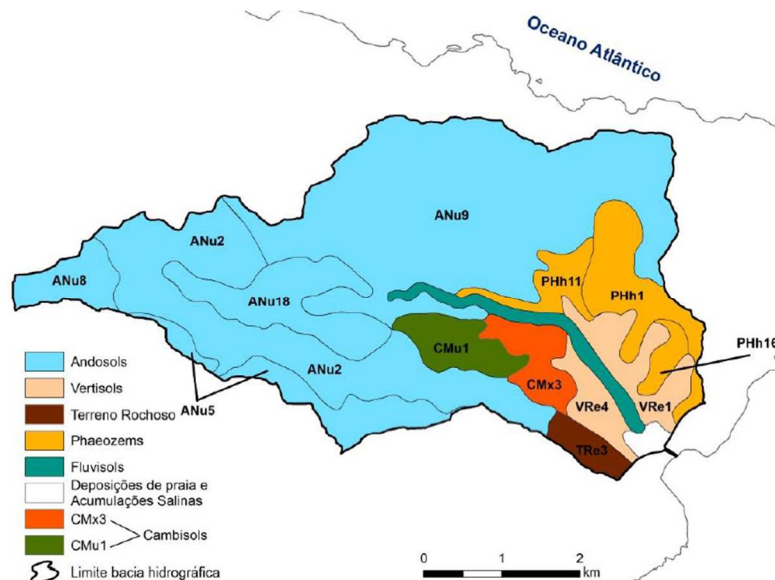


Figura 25 - Carta de solos (adaptado de Carta de solos da ilha da Madeira, 1992).

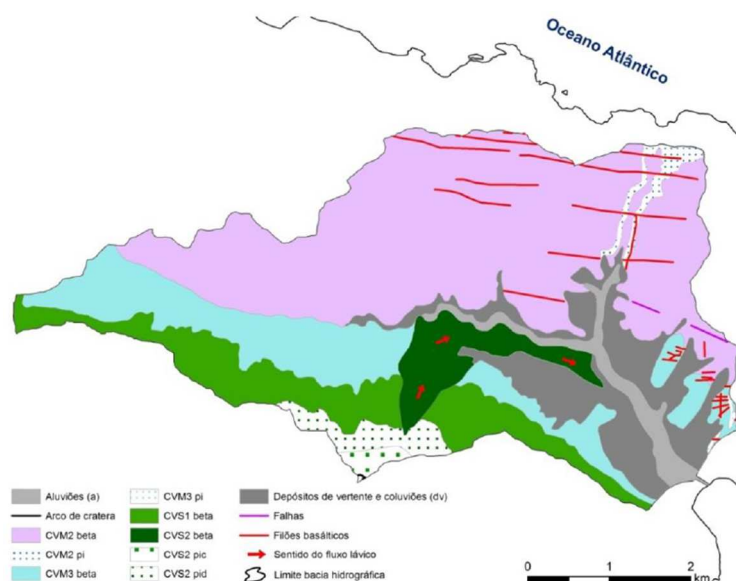


Figura 26 - Carta geológica (Silveira, Madeira, Ramalho, Fonseca, & Prada, 2010b).

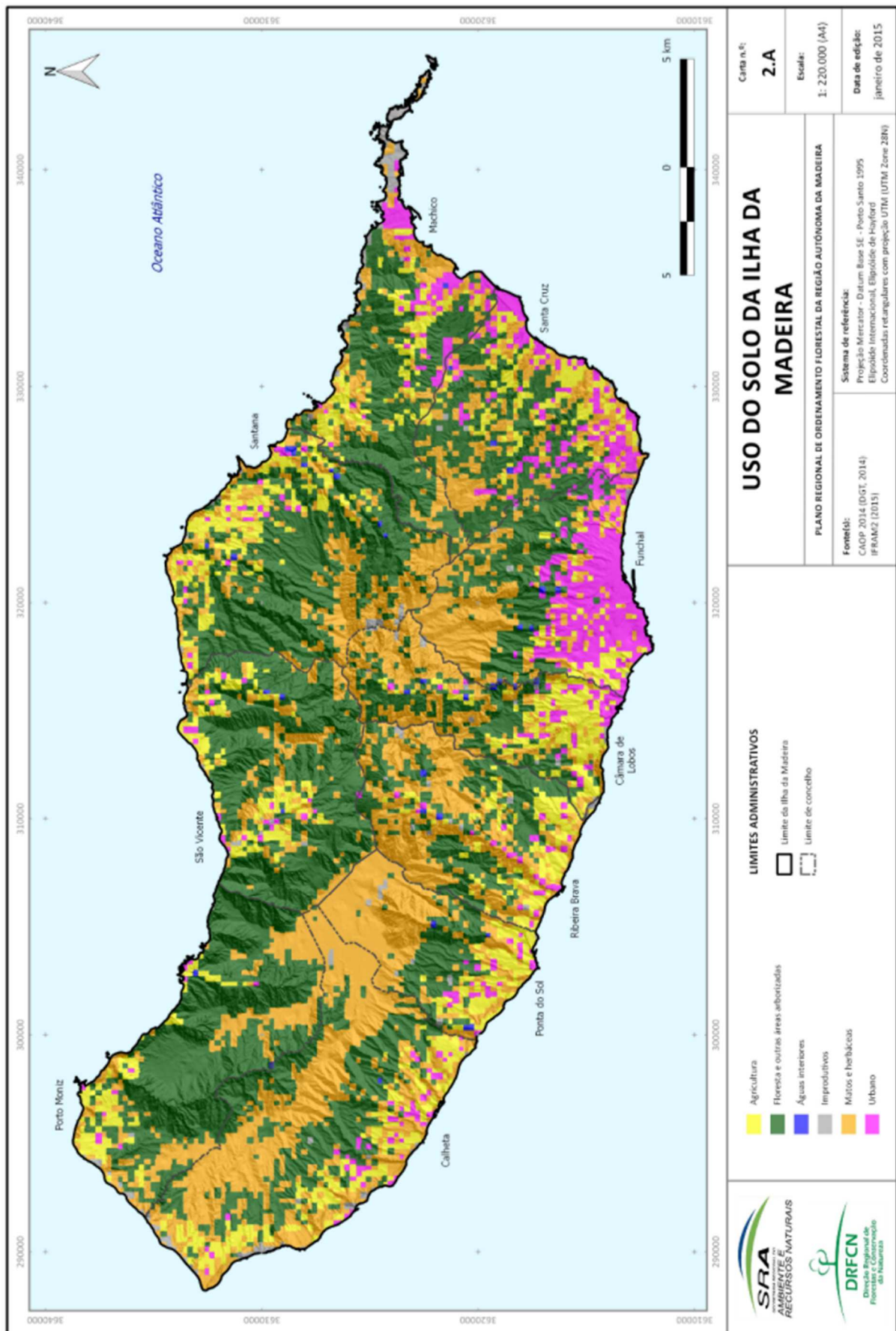


Figura 27 - Carta de uso do solo da ilha da Madeira (fonte: <https://ifcn.madeira.gov.pt/>).

CAPÍTULO 4 - BALANÇO HIDROLÓGICO DE UMA BACIA HIDROGRÁFICA

4.1 Equação geral do balanço hidrológico

O caudal de entrada (*in*) menos o caudal de saída (*out*) é igual à variação do armazenamento ao longo do tempo. Esta equação pode ser aplicada a sistemas de todas as dimensões:

$$Q_i - Q_o = \frac{\Delta S}{\Delta t}$$

O **balanço hidrológico** de uma bacia hidrográfica num dado intervalo de tempo, isto é, o cômputo dos “ganhos” e das “perdas” de água que os processos hidrológicos e eventualmente a ação humana provocam nessa bacia nesse intervalo de tempo, é fundamental para equacionar o binómio **necessidades/disponibilidades** (IST, 2018).

Durante um dado intervalo de tempo, o sistema “**bacia hidrográfica**” é alimentado pela **precipitação** e eventualmente pela água nele **lançada** pela ação humana. Responde produzindo **escoamento**, possibilitando a **evapotranspiração** e, eventualmente, permitindo a **extração** de água pelo Homem. Consoante o intervalo de tempo em consideração, é possível que ao longo do mesmo se tenham alterado as **quantidades de água armazenada** na rede hidrográfica, retida à superfície, presente sob a forma de humidade do solo ou, finalmente, existente nas reservas subterrâneas (IST, 2018).



Figura 28 - Balanço hidrológico (IST, 2018).

O sistema apresentado anteriormente pode ser representado sob a forma de uma equação:

$$P = H + E + \Delta S_p + \Delta S + \Delta S_U + E_X - R$$

Em que:

P - Precipitação sobre a bacia;

H - Escoamento na secção de jusante da bacia;

E - Evapotranspiração na bacia;

ΔS_P - Variação da quantidade de água de interceção e armazenamento nos leitos;

ΔS - Variação da quantidade de humidade do solo (água na zona não saturada);

ΔS_U - Variação da quantidade de água das reservas subterrâneas;

E_X - Quantidade de água extraída da bacia pela ação humana;

R - Quantidade de água lançada na bacia pela ação humana.

Se o intervalo de tempo a que se refere o balanço hidrológico for suficientemente grande para que possam ser **desprezadas as variações dos vários tipos de armazenamento** em face dos restantes termos, obtém-se (Quintela A. C., 1996):

$$P = H + E + E_X - R$$

Se, nestas circunstâncias, forem aproximadamente **nulas as quantidades de água postas em jogo pela ação humana**, obtém-se (Quintela A. C., 1996):

$$P = H + E$$

$$P = H + E + \Delta SP + \Delta S + \Delta S_U + EX - R$$

•Equação geral do balanço hidrológico

$$P = H + E + EX - R$$

•Quando o intervalo de tempo for suficientemente grande para as variações dos vários tipos de armazenamento serem aproximadamente nulas \leftrightarrow **um ano hidrológico** (em Portugal tem início a 1 de outubro e termina a 30 de setembro do ano seguinte)

$$P = H + E$$

•Se as quantidades de água postas em jogo pela ação humana forem aproximadamente nulas

$$D = P - H = E$$

•A diferença entre a precipitação e o escoamento, o **déficit de escoamento**, é igual à perda de água da bacia por evapotranspiração

Figura 29 - Síntese do balanço hidrológico.

4.2 Ano hidrológico

A equação do balanço hidrológico na forma:

$$P - H - E = 0$$

Pode ser aplicada a intervalos de tempo iguais a 1 ano (**ano hidrológico**), desde que se cumpra a hipótese anterior, isto é, que no início de cada um desses intervalos de tempo o armazenamento de água na bacia seja praticamente constante (e não haja transvases entre bacias) (Quintela A. C., 1996).

Em Portugal, convencionou-se que o ano hidrológico se inicia a **1 de outubro** e termina a **30 de setembro**, porque no final do período de verão, as reservas de água no solo estão próximas do seu limite mínimo e são semelhantes de ano para ano, isto é, cumpre-se a condição: $\Delta S_p \approx \Delta S \approx \Delta S_u \approx 0$ (Quintela A. C., 1996).

Segundo Quintela A. C. (1996) a adoção do ano hidrológico permite:

- **escrever a equação do balanço hidrológico de forma a que se podem correlacionar valores anuais da precipitação e do escoamento** (desde que seja possível avaliar o valor da evapotranspiração);
- **obter séries de valores do escoamento anual estatisticamente independentes uns dos outros** (considerando que o caudal que se escoar num rio, entre 1 de outubro e 30 de setembro de cada ano, depende quase exclusivamente da precipitação ao longo desse ano e pouco tem a ver com a precipitação do ano anterior).

Em países africanos de expressão portuguesa:

- Cabo Verde - 1 de julho a 30 de junho;
- Guiné - 1 de maio a 30 de abril;
- São Tomé e Príncipe - 1 de setembro a 31 de agosto;
- Angola e Moçambique - 1 de outubro a 30 de setembro.

CAPÍTULO 5 - PRECIPITAÇÃO

5.1 Introdução

Por **precipitação** entende-se toda a água meteórica que, provindo do vapor de água da atmosfera, atinge a superfície do globo. Por água meteórica, deve entender-se aquela constituinte da chuva, chuvisco, aguaceiro, neve e granizo. Geralmente considera-se apenas a precipitação meteórica sob as formas anteriores, desprezando-se a deposição de água na superfície devida a nevoeiro, orvalho ou geada (**precipitação oculta**). Pela sua importância no gerar do escoamento, a chuva é o tipo de precipitação mais importante em hidrologia (Rodrigues et al., 2011).

A quantidade de precipitação numa região é fundamental para a determinação, entre outros, das necessidades de rega de culturas ou do abastecimento doméstico e industrial. A intensidade de precipitação é importante para a determinação das pontas de cheia e determinante nos estudos de erosão (Rodrigues et al., 2011).

As características principais da precipitação são o seu total, a duração e o modo como se distribui no espaço e no tempo. A quantidade de precipitação só tem significado quando associados a uma duração. Por exemplo valores de 100 mm podem representar pouco para num mês da estação húmida, mas já é bastante se ocorrer num dia e uma excecionalidade se verificado numa hora (Rodrigues et al., 2011).

A ocorrência de precipitação é um fenómeno puramente aleatório que não possibilita previsões com grande antecedência. Por isso, o tratamento dos dados de precipitação passa, na maioria dos casos, por aplicação de técnicas de inferência estatística no sentido de estimar a magnitude dos eventos pluviosos em função de uma dada probabilidade de ocorrência (Rodrigues et al., 2011).

Para que haja precipitação, é necessário que ocorra um desequilíbrio térmico ao nível das nuvens provocado pela condensação do vapor de água, sempre que a temperatura desce abaixo do ponto de saturação da massa de ar. Todavia, a condensação, só por si, não conduz a um aumento das gotas de água ao ponto de se verificar o seu desprendimento e queda, pela ação da gravidade. É necessário que ocorra em simultâneo a fusão sucessiva das micro gotas, que vão assim aumentando de tamanho - **processo de coalescência direta** (Rodrigues et al., 2011).

Para que a chuvada se efetive com uma duração determinada, é fundamental a convergência horizontal do vapor de água no sentido das camadas atmosféricas sob as nuvens. Deste modo, a água líquida é acumulada junto á nuvem para posterior reposição das perdas, á medida que esta vai precipitando. Se o mecanismo de convergência horizontal diminui ou eventualmente troca de sentido (divergência), a precipitação reduz-se ou cessa, podendo no caso de haver divergência, verificar-se um fenómeno de dissipação da nuvem (Rodrigues et al., 2011). A Figura 30 procura esquematizar o mecanismo de precipitação acima descrito

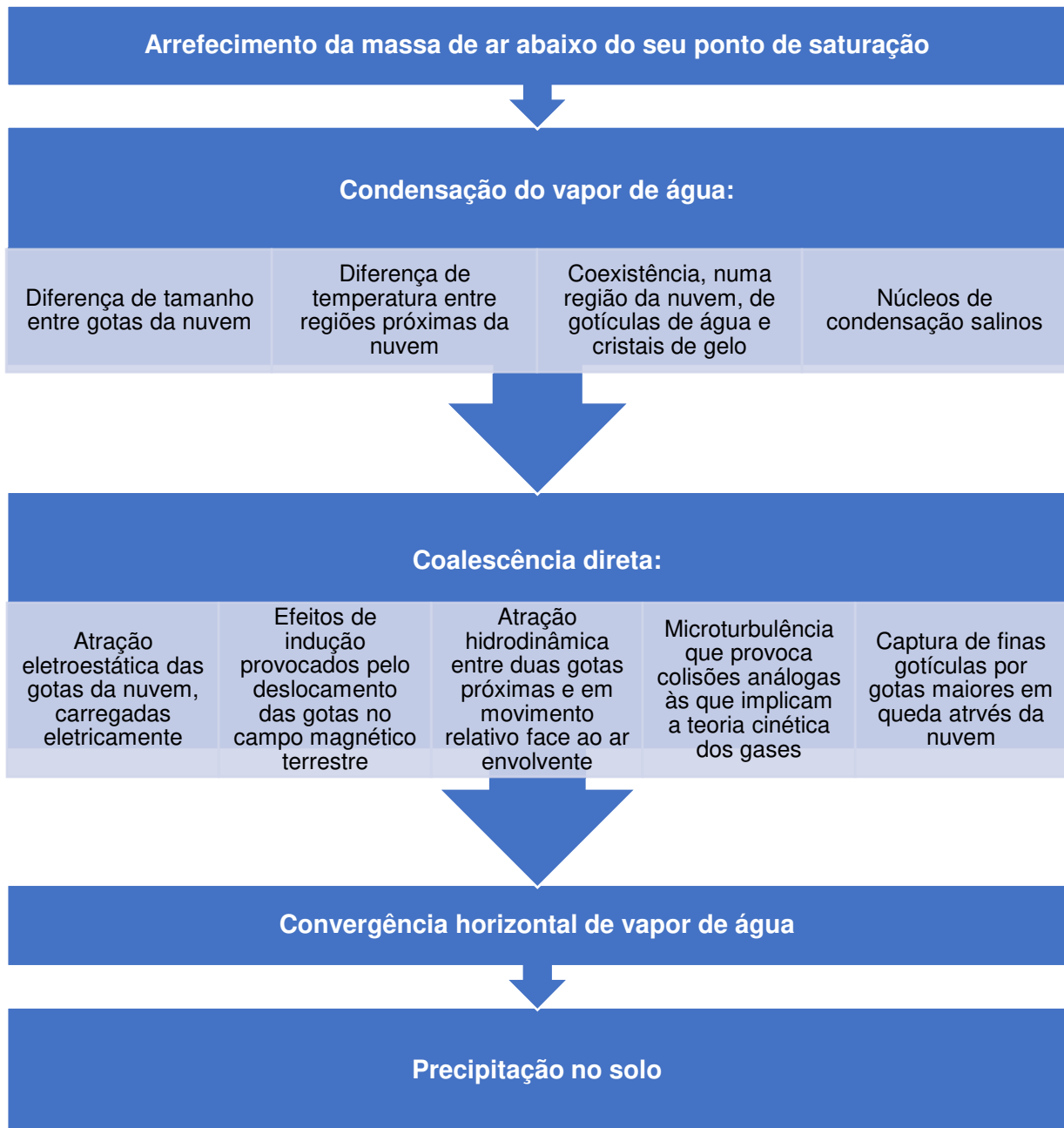


Figura 30 - Sequência dos processos envolvidos no mecanismo da precipitação (adaptado Rodrigues, 1986).

5.2 Atmosfera

Atmosfera é o sistema complexo de gases (azoto, oxigénio, árgon, dióxido de carbono, ozono, vapor de água, etc.) e de partículas sólidas e líquidas, de várias naturezas, em suspensão (aerossóis), que envolve o planeta e é mantido sobre ele pela ação da gravidade (Naghetini, 2012).

Do ponto de vista meteorológico os fenómenos mais importantes são os que se passam na camada inferior da atmosfera, com cerca de 15 km de espessura. Devido à espessura reduzida, o relevo terrestre influencia muito a repartição das precipitações, das temperaturas etc. (Naghetini, 2012).

A atmosfera é um reservatório com um volume modesto de água, quando comparado com os restantes reservatórios: apenas 25 mm, em média. O vapor de água aí existente constitui a humidade do ar e, apesar de corresponder apenas a 2% do volume do ar, tem um papel muito importante na atmosfera por ser a fonte de todos os hidrometeoros; 90% do vapor de água atmosférico encontra-se nos primeiros 5 km de altitude, o limite em que o homem habita (Naghetini, 2012).

No que diz respeito à condensação do vapor de água, esta ocorre unicamente por abaixamento da temperatura (pela subida na atmosfera) ou pelo aumento do teor de vapor de água (por aumento da quantidade de água na forma gasosa); é necessário, contudo, a presença de “núcleos de condensação” (poeiras, fumo, sal marinho, iões, etc.) (Naghetini, 2012).

5.2.1 Classificação das precipitações

Dependendo do mecanismo que condiciona a elevação do ar húmido até camadas mais frias da atmosfera, assim as precipitações são classificadas em **orográficas**, **convectivas** e **frontais ou ciclónicas** (Rodrigues et al., 2011).

1. Orográficas

Tal como o seu próprio nome induz, a orografia tem ação preponderante na sua génese. Ocorrem quando, impelida pelo vento, uma massa de ar encontra uma cadeia montanhosa que a obriga a ascender por deslizamento sobre as vertentes até arrefecer abaixo do ponto de saturação formando as nuvens e posteriormente, dando origem à precipitação (Figura 31) (Rodrigues et al., 2011).

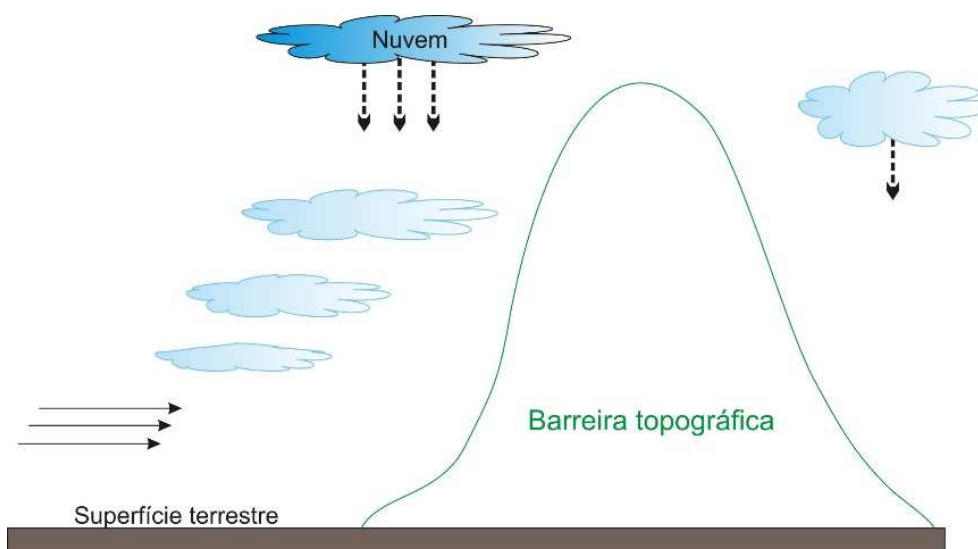


Figura 31 - Processo orográfico da precipitação (Estúdio Conejo, 2014).

As precipitações de origem orográfica traduzem-se por chuvadas de reduzida intensidade embora possam prevalecer por largos períodos de tempo (Rodrigues et al., 2011)..

As encostas orientadas a barlavento (voltadas ao vento) acabam por registar valores de precipitação bastante elevados quando comparados com as encostas de sotavento, porque a maior parte da humidade é descarregada durante a ascensão. Este facto leva a que a sotavento se criem, em certos casos, zonas semiáridas - efeito da chamada sombra pluviométrica - porque ao chegarem a tais zonas, as massas de ar encontram-se já exauridas da humidade (Rodrigues et al., 2011).

2. Convectivas

As precipitações convectivas são aquelas que têm origem fruto do aquecimento direto de uma massa de ar sobre a superfície terrestre (Figura 32). Regista-se então, uma brusca ascensão de ar menos denso que atingirá a sua temperatura de condensação com a conseqüente formação das nuvens e, muitas vezes, originando precipitação (Rodrigues et al., 2011).

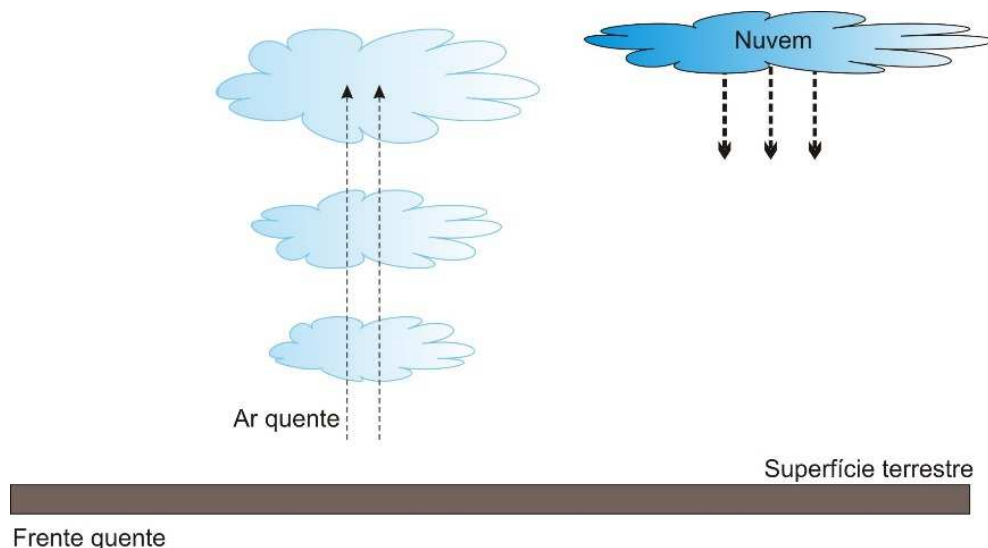


Figura 32 - Processo convectivo da precipitação (Estúdio Conejo, 2014).

As chuvadas convectivas são características das regiões tropicais ocorrendo também nas nossas condições durante o Verão. São geralmente chuvas de grande intensidade e reduzida duração, muito localizadas e normalmente acompanhadas de trovoadas. A sua ocorrência conduz a inundações nas bacias hidrográficas de reduzida dimensão (Rodrigues et al., 2011).

3. Frontais ou Ciclónicas

As chuvas de origem ciclónica ou frontal são de grande duração, com intensidades médias, mas afetando grandes áreas. Por vezes são acompanhadas por ventos fortes de circulação ciclónica. A sua grande duração acaba por conduzir, muitas vezes, à formação de cheias em grandes bacias (Rodrigues et al., 2011).

No território português as precipitações ciclónicas encontram-se condicionadas pela depressão que no Inverno tende a formar-se na região dos Açores, em oposição ao centro de altas pressões - anticiclone dos Açores - característico do período estival (Rodrigues et al., 2011).

São precipitações associadas à passagem de perturbações ciclónicas podendo a ascensão do ar ser provocada por uma depressão barométrica ou pelo contacto entre duas massas de ar, uma quente e outra fria (Figura 33) (Rodrigues et al., 2011).

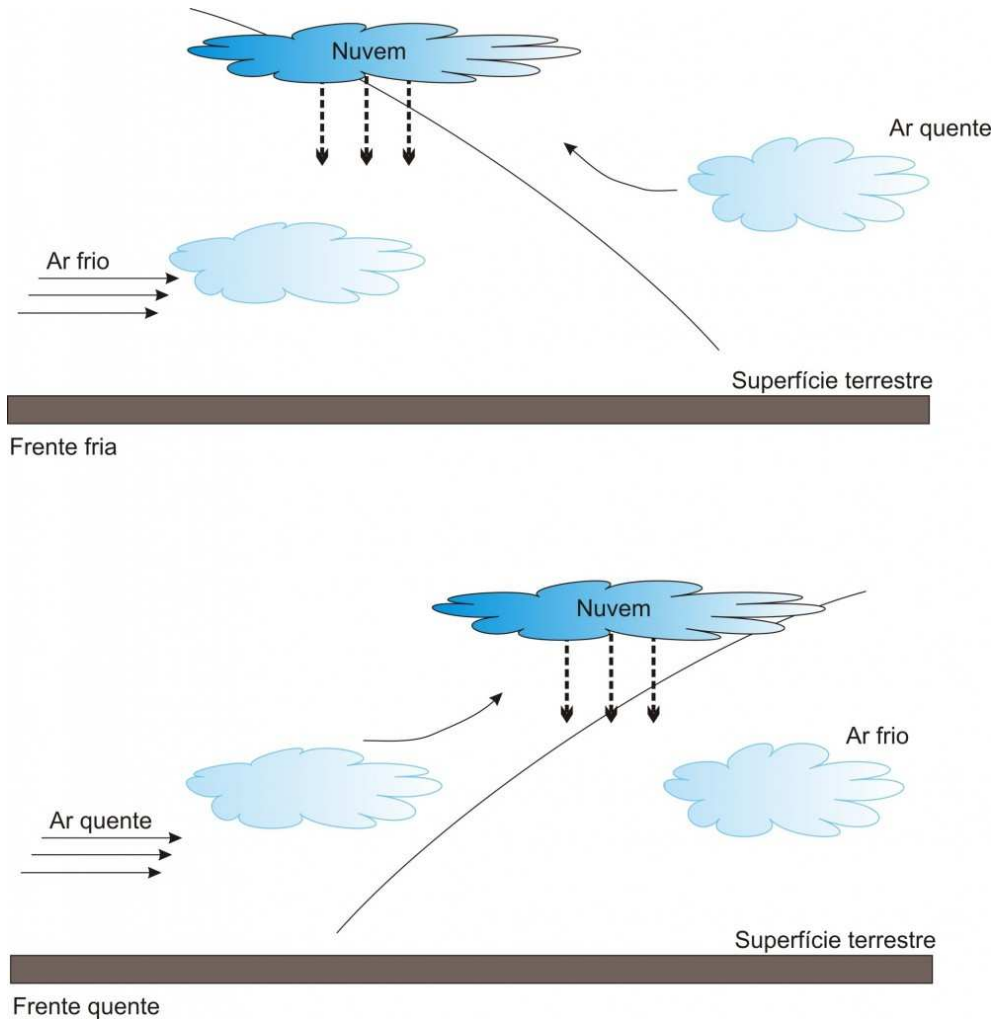


Figura 33 - Processo frontal ou ciclónico da precipitação (Estúdio Conejo, 2014).

5.3 Medição da precipitação

Entende-se por **quantidade de precipitação** a altura de água acumulada sobre uma superfície horizontal relativa a um certo intervalo de tempo. Exprime-se em milímetros ou metros (Rodrigues et al., 2011).

A **intensidade de precipitação** é a quantidade de precipitação referida à unidade de tempo. Exprime-se em mm/h ou l/s/ha. (1 mm/h = 2,78 l/s/ha) (Rodrigues et al., 2011).

5.3.1 Quantificação da precipitação oculta

Apesar da aparente importância da precipitação oculta nos processos hidrológicos da ilha, a sua quantificação torna-se difícil não só pela falta de instrumentação automática estandardizada, mas também pela falta de conhecimento sobre os vários mecanismos

e condições de interceção de nevoeiro em ambientes naturais (Gonzalez, 2000). Assim, a **quantidade de precipitação oculta**, é dada por comparação entre os valores de precipitação medidos sob a vegetação e em área “aberta”.

Durante episódios de precipitação pluvial, precipitação oculta ou ocorrência simultânea de ambos, a água não chega ao solo de uma floresta de forma homogénea como numa área descoberta (Bruijnzeel, 2000). Segundo Crockford e Richardson (2000), a água reparte-se, de forma heterogénea, por três frações (Figura 34):

- Interceção vegetal (I), água que é retida pela vegetação e é evaporada durante ou após a ocorrência de precipitação;
- Escorrência dos troncos (SF), água que é encaminhada para o solo através dos troncos ou ramos em contacto com o chão;
- *Throughfall* (TF), a água que pode ter ou não estado em contacto com a vegetação e que cai no solo através dos seus variados componentes (ramos, folhas, etc).

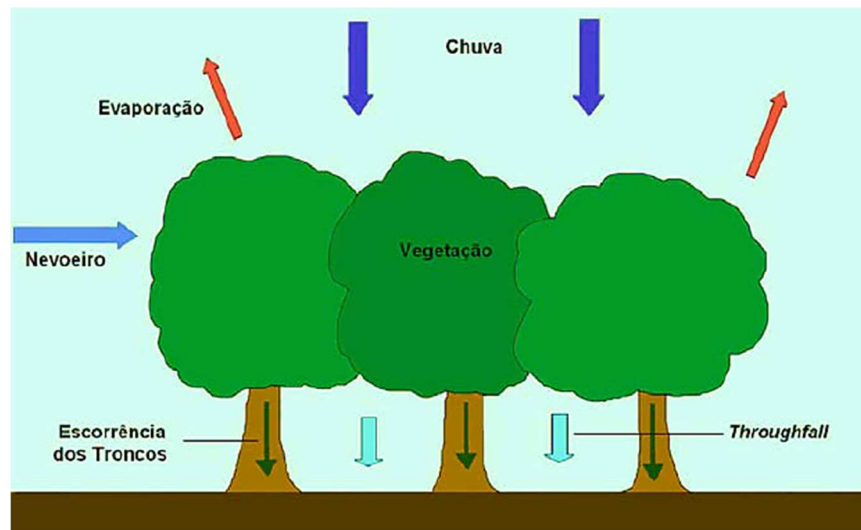


Figura 34 - Repartição da precipitação (Figueira C. et al., 2006).

Esta repartição é geralmente expressa pela equação:

$$I = P_{bruta} - TF - SF$$

em que:

I - interceção vegetal (mm);

P_{bruta} - precipitação bruta medida no aparelho a “céu aberto” (mm);

TF - *Throughfall* (mm);

SF - escorrência dos troncos (mm).

À soma de TF e de SF dá-se o nome de precipitação líquida ($P_{líq}$), logo:

$$I = P_{bruta} - P_{líq}$$

em que:

$P_{líq}$ - precipitação líquida (mm);

Debaixo da copa de uma floresta, existe sempre intercepção que é influenciada pelo tipo de cobertura vegetal (como a capacidade de armazenamento da copa e sua variação com as estações e espécies, o índice de superfície da folha, ângulo e cobertura foliar; capacidade de armazenamento ao nível arbustivo e epifítico e hidrofobia das várias partes aéreas das plantas) e também por fatores climáticos como a quantidade, intensidade e duração da chuva, velocidade e direção do vento durante o episódio pluvial e a temperatura e humidade do ar (Crockford e Richardson, 2000). Devido a isso, uma estação em espaço aberto recebe, normalmente, maior quantidade de precipitação (precipitação bruta) que uma estação debaixo de vegetação (precipitação líquida), tendo a intercepção vegetal, um valor positivo. No entanto, quando o valor de precipitação líquida é superior ao valor de precipitação bruta (intercepção vegetal de valor negativo), considera-se que a água adicional provém do nevoeiro intercetado pela copa (Holder, 2003).

A precipitação oculta não é, no entanto, exatamente igual à diferença entre a precipitação líquida e a bruta quando a primeira excede a segunda, uma vez que a evaporação e a armazenagem desta pela cobertura da floresta durante o processo de intercepção vegetal, não é tida em conta na equação, devido à grande dificuldade na sua quantificação. Assim sendo, o valor de precipitação oculta é subestimado (Holder, 2003), pois considera-se que apenas houve contributo da água do nevoeiro nos dias em que os valores de precipitação líquida superam os da precipitação bruta. Desta forma ignora-se o volume de precipitação oculta que possa estar presente nos dias em que o valor de intercepção vegetal é positivo, bem como o volume que compensou o valor da intercepção vegetal da chuva nos dias em que a intercepção vegetal foi negativa. Desta forma quantifica-se aquilo a que Bruinjzeel (2000), chama de precipitação oculta líquida (aqui denominada precipitação oculta).

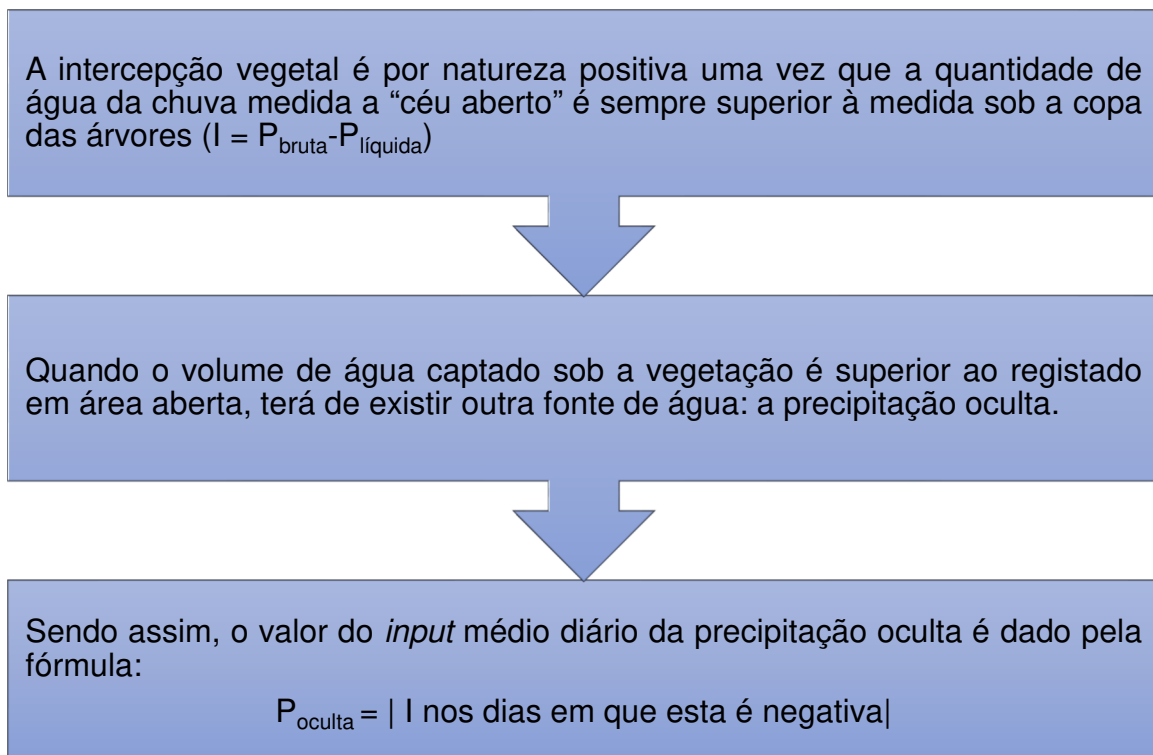


Figura 35 - Síntese sobre precipitação oculta.

5.3.2 Aparelhos de medição e erros associados

A medição da precipitação faz-se com aparelhos chamados udómetros (ou pluviómetros) e udógrafos (ou pluviógrafos), situados em pontos localizados no terreno (postos udométricos) (ISEL, 2015).

Nos udómetros mede-se a quantidade de precipitação que ocorreu ao fim de um determinado intervalo de tempo (por exemplo 1 dia), expressa em altura, enquanto, que nos udógrafos mede-se e regista-se num gráfico ou udograma (Figura 36), de forma contínua, a precipitação caída, permitindo assim conhecer-se a intensidade de precipitação em qualquer momento (ISEL, 2015).

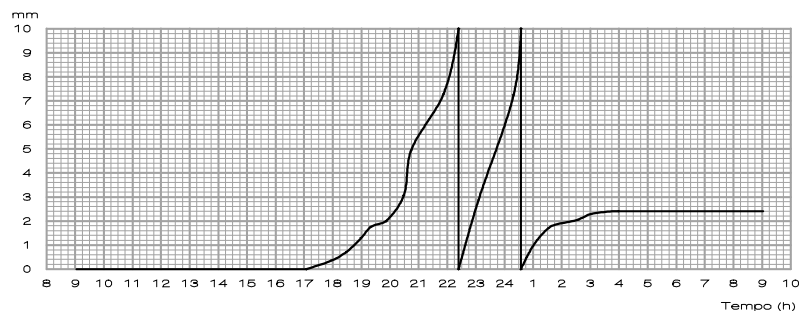


Figura 36 - Exemplo de udograma (fonte: <https://fenix.isa.ulisboa.pt/qubEdu/conteudos-publicos/ficheiros?oid=3972844804408>).

Num udógrafo de flutuador, a chuva recolhida é conduzida para um reservatório que contém um flutuador leve e oco. À medida que o nível da água sobe, o movimento vertical do flutuador é transmitido (por mecanismos apropriados) a uma pena (aparo) que se desloca sobre um gráfico. O valor da escala é obtido por correspondência conveniente entre as dimensões da boca do funil de receção, do flutuador e do reservatório. Neste tipo de instrumento podemos, ainda, adaptar um mecanismo que execute automaticamente o rápido esvaziamento do reservatório, quando este fica cheio, i.e., usa-se um sistema de sifão. Depois do depósito ficar vazio, a pena (aparo) regressa ao zero do gráfico. No Inverno, quando há possibilidade de geada, instala-se um dispositivo de aquecimento no interior do udógrafo (Agostinho, 2009).



Figura 37 - Udógrafo (fonte: SNIRH).

Apesar das regras de instalação normalizadas, a precipitação medida num aparelho pode diferir da precipitação que atinge o solo pelas seguintes circunstâncias:

- Defeitos do aparelho;
- Evaporação;
- Efeito do vento sobre as trajetórias da precipitação.

5.4 Séries hidrológicas. Homogeneidade e Consistência

Séries hidrológicas são os dados resultantes da observação de **grandezas hidrológicas** (p.e. precipitações, caudais, etc.). A uma mesma grandeza pode corresponder diferentes séries hidrológicas, consoante o intervalo de tempo ou outra característica que as defina (IST, 2018).

Por exemplo, para os registos de um posto udométrico, podem ter-se séries de valores da precipitação máxima diária, ou da precipitação média anual. Para o escoamento numa dada secção de um rio podem ter-se séries de valores do caudal médio diário, do caudal instantâneo máximo anual, etc. Para poderem ser utilizadas em estudos hidrológicos as séries hidrológicas devem possuir **homogeneidade** e **consistência** (IST, 2018).

Uma série hidrológica diz-se **homogénea** quando, ao longo do período de observação, não existem **alterações nos fatores** que condicionam o fenómeno traduzido por essa grandeza (IST, 2018).

A deflorestação de uma bacia hidrográfica ou a criação de uma albufeira podem originar quebra de homogeneidade das séries de valores do escoamento líquido e do escoamento sólido no respetivo curso de água, porque constituem uma **alteração nos fatores** de que o fenómeno depende (IST, 2018).

Uma série hidrológica diz-se **consistente** se ao longo do respetivo período de observação não existe alteração do **erro sistemático** de medição da grandeza (IST, 2018).

A mudança do local da instalação de um udómetro ou a alteração da secção de escoamento onde se mede o caudal escoado num curso de água podem originar quebra de consistência nos dados obtidos, por alteração do erro sistemático da leitura (IST, 2018).

A verificação da qualidade dos dados duma determinada série pode ser efetuada seguindo os passos do esquema seguinte:

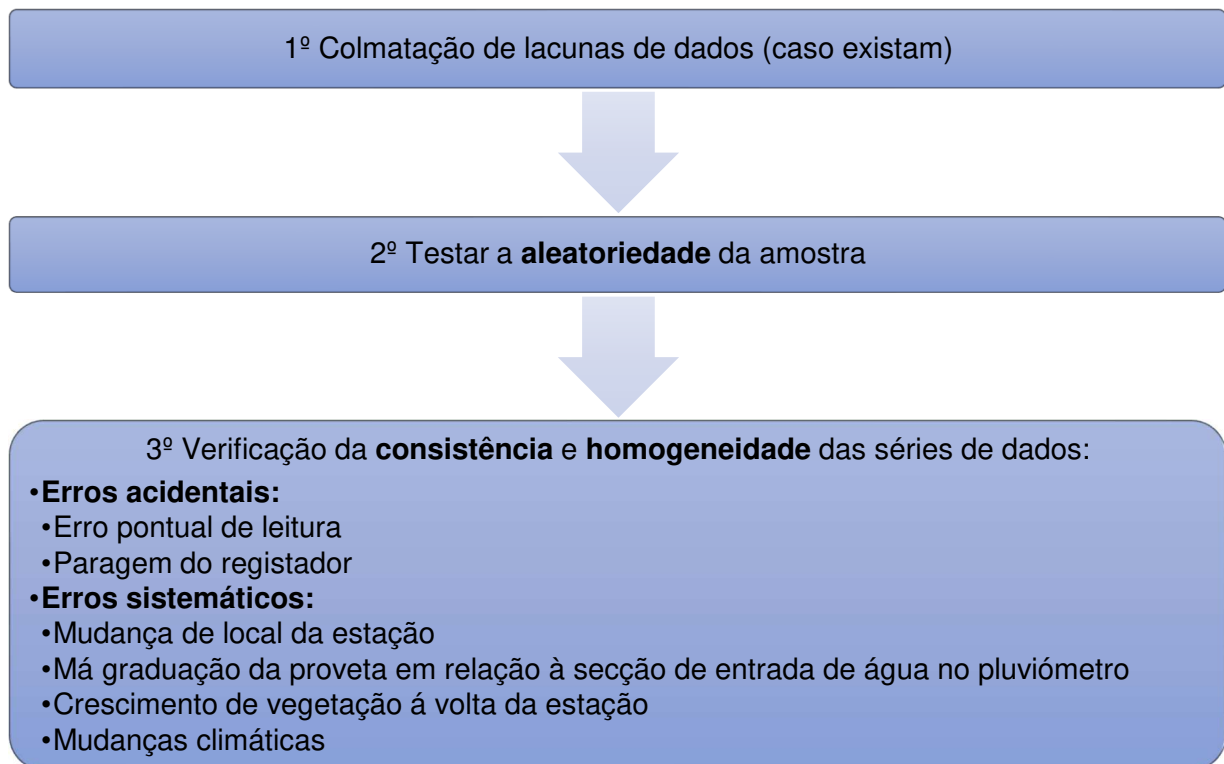


Figura 38 - Verificação da qualidade dos dados.

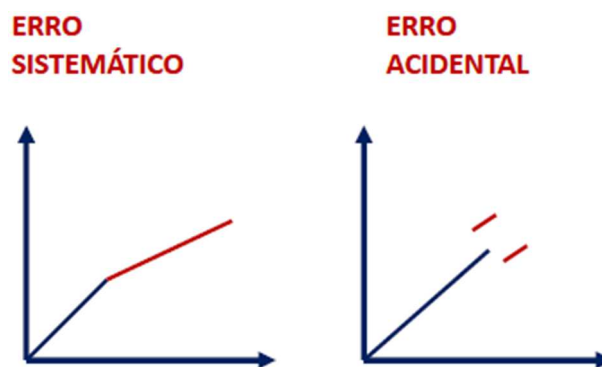


Figura 39 - Tipos de erros (IST, 2018)

5.4.1 Ensaio dos valores duplamente acumulados

A quebra de homogeneidade ou de consistência de séries anuais pode ser detetada em muitos casos, mediante um **ensaio de valores duplamente acumulados** (ISEL, 2015).

Para se verificar a consistência da série de precipitações anuais num dado posto udométrico marcam-se, num sistema de eixos cartesianos, sobre um dos eixos, os valores acumulados da precipitação anual nesse posto, e no outro eixo os valores acumulados da soma (ou da média aritmética) da precipitação anual num grupo de postos vizinhos (ISEL, 2015).

Se a série de valores da precipitação anual no posto em causa for consistente, obtêm-se pontos sensivelmente alinhados segundo uma reta (ISEL, 2015).

Se a série no posto em estudo for inconsistente, obtém-se em geral dois segmentos de reta, com quebra no ponto correspondente ao ano em que se verificou uma alteração significativa nas condições de exploração do posto (ISEL, 2015).

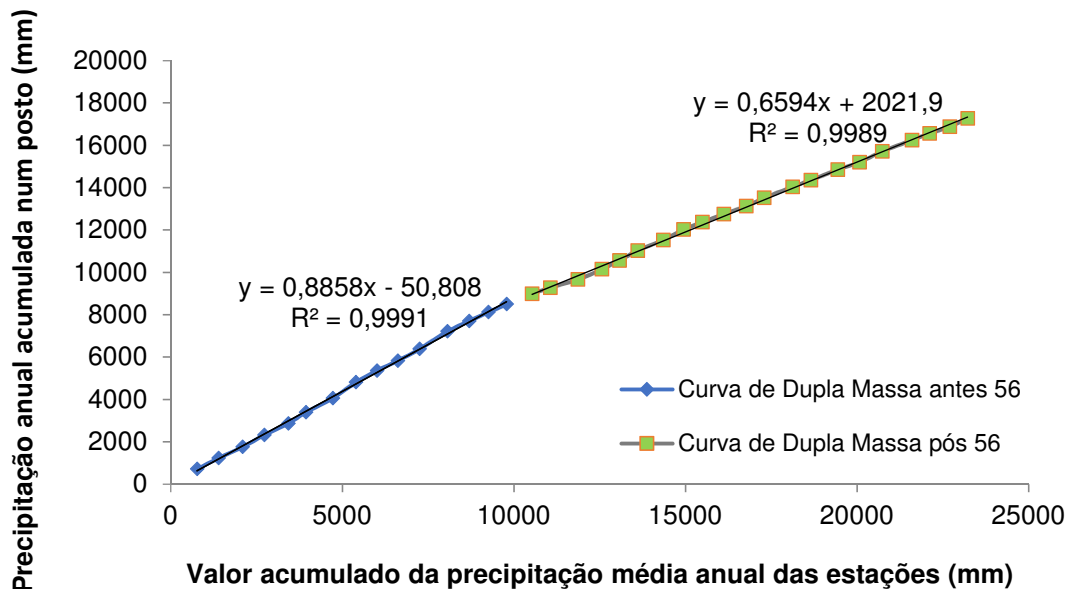


Figura 40 - Ensaio de valores duplamente acumulados fonte: autor).

Se um ensaio revelar inconsistência dos dados e se for encontrada a respetiva explicação, os valores da precipitação correspondentes ao intervalo de tempo em que se verifica o desvio podem ser ajustados em relação aos do intervalo de tempo considerados corretos (ISEL, 2015).

O ajustamento é feito a partir da proporcionalidade dos coeficientes angulares dos segmentos de reta do gráfico de valores duplamente acumulados:

$$P = \frac{b_0}{b} \times P_0$$

Em que:

P - precipitação ajustada;

P_0 - precipitação medida;

b_0 - coeficiente angular no intervalo de tempo tomado como referência para o ajustamento;

b - coeficiente angular correspondente às observações a ajustar.

Os coeficientes angulares dos segmentos de reta podem determinar-se com base no gráfico traçado, ou pelo ajustamento de retas de mínimos quadrados aos pares de valores em causa (ISEL, 2015).

$$y = ax + b, \quad \text{com} \quad a = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$

Em que:

a - declive da reta;

b - ordenada na origem.

Os registos do grupo de postos utilizados no ensaio dos valores duplamente acumulados devem ser individualmente analisados, eliminando-se do grupo os postos com registos inconsistentes (ISEL, 2015).

Quando se procede a um ensaio de valores duplamente acumulados, podem ocorrer mudanças do alinhamento dos pontos, apenas devido à própria aleatoriedade dos fenómenos hidrológicos. Alguns autores ignoram, as mudanças que não persistem durante mais de cinco anos, por considerarem que podem ser devidas ao acaso (ISEL, 2015).

5.4.2 Preenchimento de falhas/método da ponderação regional

Frequentemente os registos da precipitação num posto udométrico apresentam falhas durante um ou mais dias, sendo de interesse obter as correspondentes estimativas para tornar possível o cálculo dos totais mensais e anuais (ISEL, 2015).

As causas mais comuns de falhas nas observações são:

- preenchimento errado dos dados observados;
- valor estimado pelo observador, por não se encontrar no local da amostragem;
- danos no aparelho, problemas mecânicos no registrador gráfico.

O método da ponderação regional é um método simplificado para o preenchimento de falhas num posto, através de uma ponderação dos dados desse posto com os dados de pelo menos três postos vizinhos que não apresentem falhas na mesma altura. Os postos em análise devem pertencer a regiões climatológicas semelhantes e ter um mínimo de 10 anos de registos de dados (ISEL, 2015).

Seja X o posto que apresenta falhas e A , B e C os postos vizinhos, com os quais se vai fazer a ponderação (ISEL, 2015). Pode-se determinar a precipitação P_X em falta no posto X através da seguinte equação:

$$P_X = \frac{1}{3} \left(\frac{\overline{P_X}}{\overline{P_A}} \times P_A + \frac{\overline{P_X}}{\overline{P_B}} \times P_B + \frac{\overline{P_X}}{\overline{P_C}} \times P_C \right)$$

em que:

$\overline{P_X}$, $\overline{P_A}$, $\overline{P_B}$ e $\overline{P_C}$ são as precipitações médias anuais nos postos X , A , B e C ;

P_A , P_B e P_C são as precipitações verificadas nos postos A , B e C , na altura da falha P_X verificada no posto X .

A apresentação de valores mensais ou anuais da precipitação que exigiram o preenchimento de falhas deve ser sempre acompanhada da indicação da existência desse preenchimento (ISEL, 2015).

5.5 Distribuição espacial da precipitação/precipitação sobre uma zona

O conhecimento das precipitações pontuais, por si só, tem pouco interesse. Geralmente interessa-nos conhecer a precipitação ponderada sobre uma determinada zona (uma bacia hidrográfica por exemplo, ou um perímetro de rega) (ISEL, 2015).

Existem 3 métodos principais para se obter a precipitação ponderada sobre uma zona, a partir dos registos de precipitações em postos udométricos: o **método da Média Aritmética**, o **método de Thiessen** e o **método das Isoietas** (Rodrigues et al., 2011).

5.5.1 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 41) (Rodrigues et al., 2011).

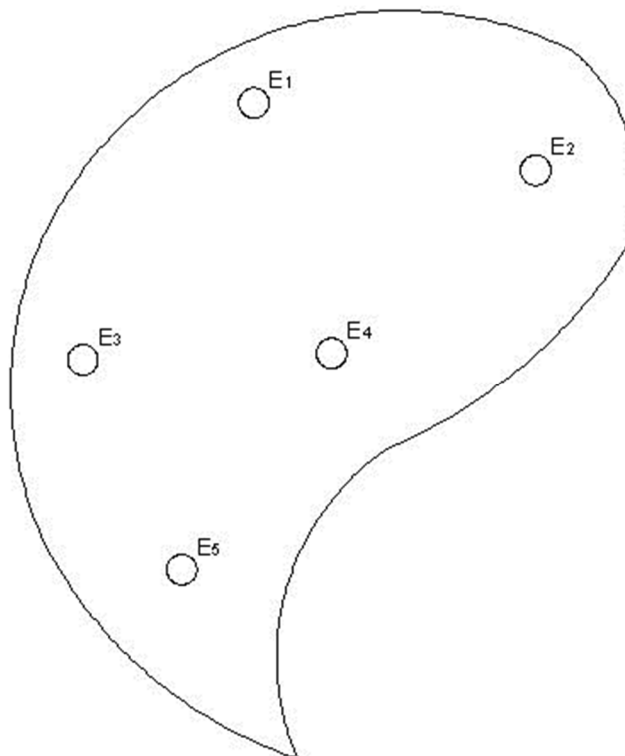


Figura 41 - Método da média aritmética (fonte: autor).

$$\bar{p} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n}$$

Em que:

P_i - Precipitação num dado posto i ;

n - número de postos.

5.5.2 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 respetivas 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 42) (Rodrigues et al., 2011)). A precipitação média para a bacia, \bar{P} , é calculada através da seguinte expressão:

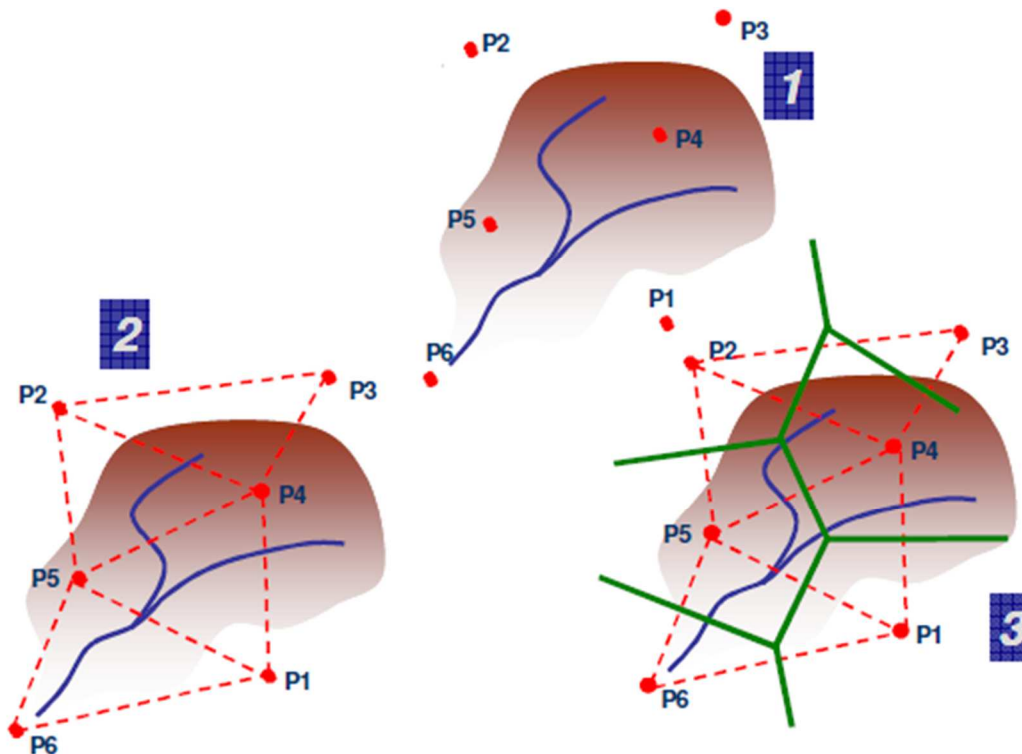


Figura 42 - Método de Thiessen (IST, 2018).

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i}{A_b}$$

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.

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 (Rodrigues et al., 2011).

5.5.3 Método das isoietas

Algumas das dificuldades apresentadas na secção anterior podem ser ultrapassadas através da construção de **isoietas** - isolinhas de precipitação, i.e., representam, sobre o terreno, os lugares geométricos dos pontos de igual precipitação, durante um certo intervalo de tempo (minutos, horas, dias, meses ou anos) - utilizando as alturas de chuva observadas nos postos e valores interpolados entre postos adjacentes. Uma carta de isoietas fornece uma visão clara e sintética da **distribuição espacial da precipitação** (Rodrigues et al., 2011).

Segundo o manual do ISEL (2015), para traçar isoietas procede-se da seguinte forma:

- marcam-se sobre uma planta da zona em estudo os postos udométricos existentes no seu interior ou nas proximidades, e a precipitação verificada em cada um deles;
- por interpolação entre os pontos de precipitação conhecida, determinam-se os pontos de igual precipitação, correspondentes a uma determinada isoietas;
 - consideremos (Figura 43) dois pontos A e B, à distância L , cujas alturas pluviométricas são, respetivamente, h_A e h_B . A posição do ponto C, situado no segmento AC à distância x do ponto A e onde a altura pluviométrica é h_C , é dada por:

$$\frac{x}{h_A - h_C} = \frac{L}{h_A - h_B} \rightarrow x = L \times \frac{h_A - h_C}{h_A - h_B}$$

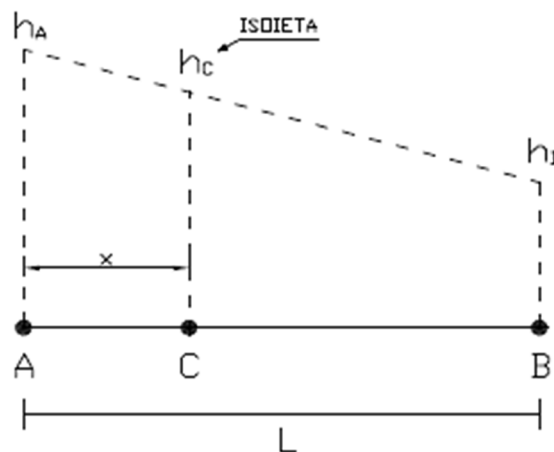


Figura 43 - Interpolação de valores da precipitação pontual (ISEL, 2015).

- unem-se os pontos da igual pluviosidade (Figura 44);
- tiram-se as bissetrizes dos ângulos formados por estas linhas de união;
- traçam-se, pelos pontos considerados, as perpendiculares a estas bissetrizes;
- desenham-se, finalmente, as isoietas, que são tangentes a estas perpendiculares nos referidos pontos.

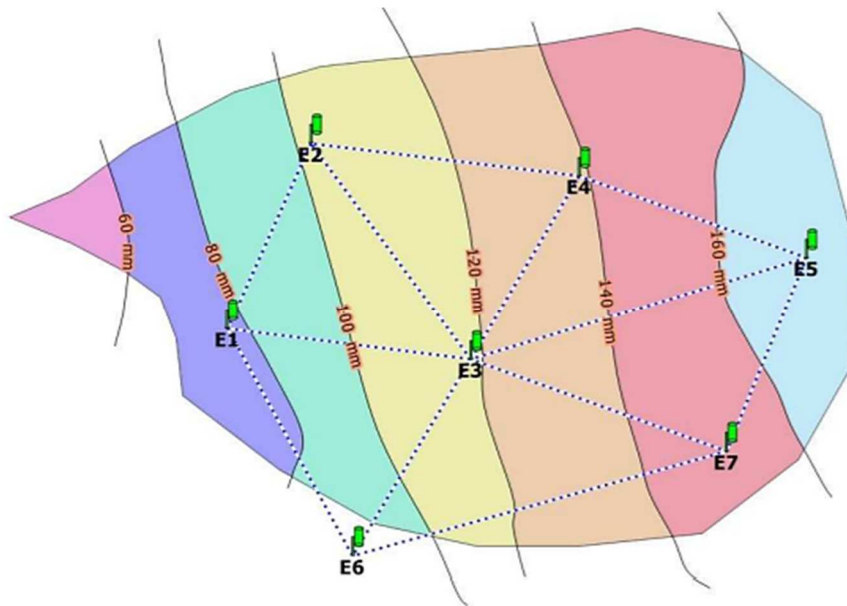


Figura 44 - Traçado das Isoietas (fonte: <http://ing.unne.edu.ar/pub/hidrologia/hidro-tp2.pdf>).

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 (Rodrigues et al., 2011).

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 (Rodrigues et al., 2011). O método das isoietas fornece resultados mais corretos do que o método de Thiessen, mas é mais trabalhoso, pois exige o traçado das isoietas para cada caso analisado, ao contrário do método de Thiessen, em que as áreas de influência são sempre as mesmas (ISEL, 2015).

5.6 Distribuição temporal da precipitação

5.6.1 Precipitação anual

Os valores da precipitação horária, diária, mensal ou anual (**séries de valores da precipitação**) observados num posto udométrico ou calculados sobre uma zona ao longo de vários anos, formam um conjunto de informações aleatórias de pouca utilidade, se não forem devidamente analisadas por meio de um tratamento estatístico (ISEL, 2015).

A precipitação anual medida num posto (ou calculada sobre uma determinada zona) é uma variável aleatória cuja distribuição estatística é aproximadamente simétrica e pode ser traduzida pela **lei normal**, ficando completamente caracterizada pela estimativa da média e pela estimativa do desvio padrão (conceitos abordados no capítulo 0) (ISEL, 2015).

Na análise das séries de precipitação anual convirá começar por testar a sua qualidade incluindo a reconstituição dos dados da série e a verificação da sua consistência. Idealmente, cada posto deve ser contrastado com os postos vizinhos tidos estáveis em termos de média (Rodrigues et al., 2011).

Para uma rápida identificação dos postos com média estável, pode-se recorrer à representação gráfica das médias anuais acumuladas (Figura 45). A análise do gráfico obtido fornece indicação quanto ao número mínimo de anos necessários ao estudo de caracterização (cerca de 15 anos, neste caso) (Rodrigues et al., 2011).

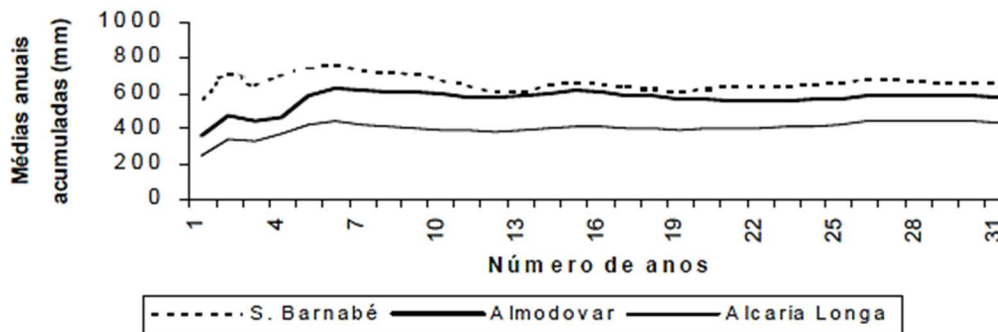


Figura 45 - Médias anuais acumuladas (Rodrigues et al., 2011).

A caracterização propriamente dita das séries anuais, resume-se na determinação dos quatro primeiros momentos estatísticos (média, desvio padrão, coeficiente de assimetria e coeficiente de achatamento ou curtose) e na identificação da função densidade de probabilidade que melhor se ajusta aos valores observados em cada posto bem como do coeficiente de variação da amostra. A seleção da função teórica pode, numa primeira análise, ser obtida através a determinação do histograma e a avaliação do ajustamento à função teórica, poderá ser determinado através de testes estatísticos onde o do quiquadrado é mais potente (Rodrigues et al., 2011).

Nesta fase da caracterização é possível determinar a precipitação associada a um determinado período de retorno, T , desde que se determine, na função estatística ajustada, o valor correspondente à probabilidade de $1/T$ (Rodrigues et al., 2011). Nestas condições, o valor de T será:

$$T = \frac{1}{G(X)} = \frac{1}{1 - F(X)}$$

onde $F(X)$ traduz a probabilidade de não excedência, ou seja, corresponde à probabilidade de um determinado valor de precipitação não ser superado $F(X) = P(X \leq x)$, e $G(X)$ a probabilidade de excedência tal que: $G(X) = 1 - F(X)$.

Mesmo antes do ajustamento dos dados da série a uma distribuição de probabilidade teórica (**lei normal** nas séries anuais), a o valor de $F(X)$ pode ser obtido empiricamente, como uma probabilidade de posição, pela aplicação da expressão de Weibull (Rodrigues et al., 2011):

$$F(X) = \frac{m}{N + 1}$$

onde m corresponde à posição de cada valor da série quando agrupados segundo uma ordenação crescente e N o número total dos elementos da série.

5.6.2 Precipitação mensal

Segundo Rodrigues et al. (2011), a caracterização sumária da precipitação mensal é feita com recurso a:

- **diagramas cronológicos dos valores médios de cada mês** (Figura 46);

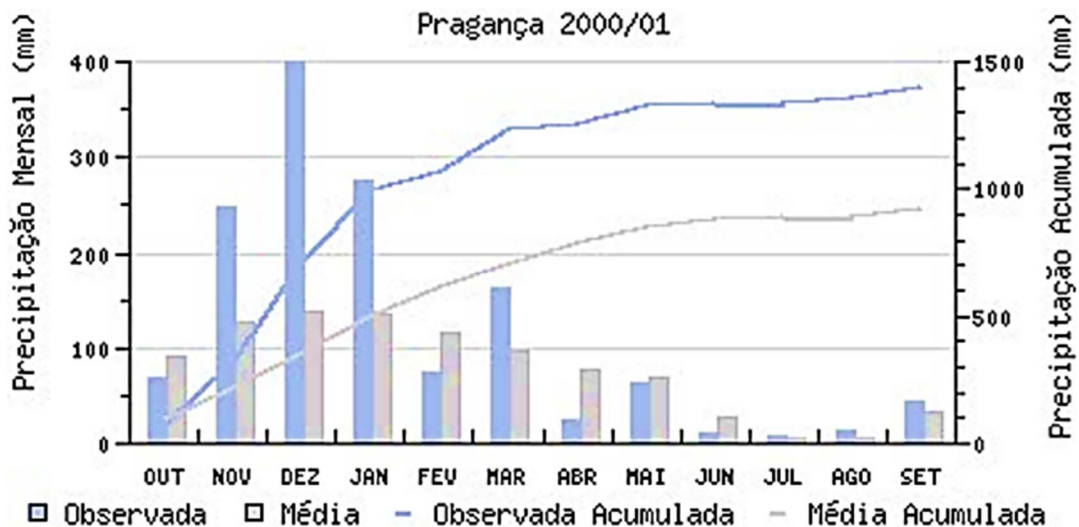


Figura 46 - Precipitação mensal e acumulada registada na estação de Pragança (município de Loures) no ano hidrológico 2000/2001 (fonte: SNIRH).

O gráfico (diagrama) da média dos valores da precipitação em cada mês do calendário, ao longo de um período de estudo, é designado por diagrama da precipitação mensal em ano médio. O diagrama de valores correspondentes ao ano de **características médias** obtém-se da seguinte forma:

- cria-se uma matriz com 12 linhas e n colunas, sendo as linhas correspondentes aos 12 meses do ano e as colunas aos n anos do período de estudo;
- ordenam-se em cada uma das n colunas, os 12 valores da precipitação mensal por ordem decrescente, independentemente dos meses em que ocorre;
- calculam-se as médias dos valores de cada linha da matriz (segundo a horizontal);
- atribuem-se as médias assim calculadas aos vários meses do ano pela mesma ordem de grandeza dos valores do ano médio, criando-se assim um ano fictício, a que se chama ano de características médias.

O ano de características médias é mais representativo do que o ano médio no que respeita à variabilidade da precipitação mensal num posto ou numa região, porque no ano médio os valores extremos perdem a visibilidade com o cálculo da média.

- **diagramas classificado de frequências relativas (probabilidades)** - passa pela representação da frequência com que os valores são ultrapassados em cada um dos meses da amostra;

- **representação gráfica dos valores máximos e mínimos da série** - representação gráfica dos máximos e mínimos registados no período para cada mês da série;
- **determinação o coeficiente de variação da precipitação mensal** - é uma medida da variabilidade mensal da precipitação dentro do ano e pode ser definido como:

$$Cv_{mensal} = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{12} (P_i - \bar{P})^2}{12}}}{\bar{P}}$$

em que P_i é o valor da precipitação em cada mês e \bar{P} a precipitação média mensal do ano em análise. Este coeficiente permite evidenciar que a regularidade do ano médio é muito superior à regularidade média dos anos do respetivo período.

5.7 Precipitações intensas

5.7.1 Introdução

Por precipitações intensas devem ser entendidas as chuvas de grande intensidade, com duração desde dias a poucos minutos (10 a 5 min), cujo cálculo é fundamental ao dimensionamento de obras hidráulicas (sistemas de drenagem, diques de proteção contra cheias, descarregadores de barragem, etc.), na medida em que condicionam diretamente o valor do caudal máximo de uma cheia (caudal de ponta). O estudo das precipitações intensas é também fundamental para a análise da suscetibilidade dos solos à erosão (Rodrigues et al., 2011).

A análise dos valores máximos de precipitação associados a uma duração (convindo a análise de séries históricas como a precipitação horária máxima considerando uma série de, pelo menos, 15 anos) evidencia acentuadas diferenças nos valores extremos da precipitação (Rodrigues et al., 2011).

Segundo Rodrigues et al. (2011), as chuvadas intensas são caracterizadas por três parâmetros:

- **Duração** - A análise da precipitação segundo a sua duração, é fundamental para o dimensionamento das obras hidráulicas onde a determinação dos caudais de cheia é requerida. O período de tempo a considerar pode variar desde poucos minutos (coletores de águas pluviais) a algumas horas (obras em rios com pequenas bacias hidrográficas) ou, até mesmo, alguns dias (obras em rios com grandes bacias hidrográficas);
- **Intensidade** - Já se referiu que a intensidade traduz quociente entre a altura de chuva e o tempo de duração do evento;
- **Frequência** - Representa a probabilidade de ocorrência de uma chuvada conhecida a sua duração e intensidade, normalmente expressa em termos de período de retorno, (T).

5.7.2 Linhas de possibilidade udométrica

Introdução

Neste subcapítulo irá se fazer uso de um exemplo concreto de forma a explicar o processo de criação de uma linha de possibilidade udométrica com base no trabalho de Camacho (2015).

Os dados referem-se à 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.

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 (neste caso, o procedimento descrito anteriormente era o mais apropriado). No final é construída a seguinte tabela:

Tabela 7 - 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 8 - 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

Obtenção da LPU

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:

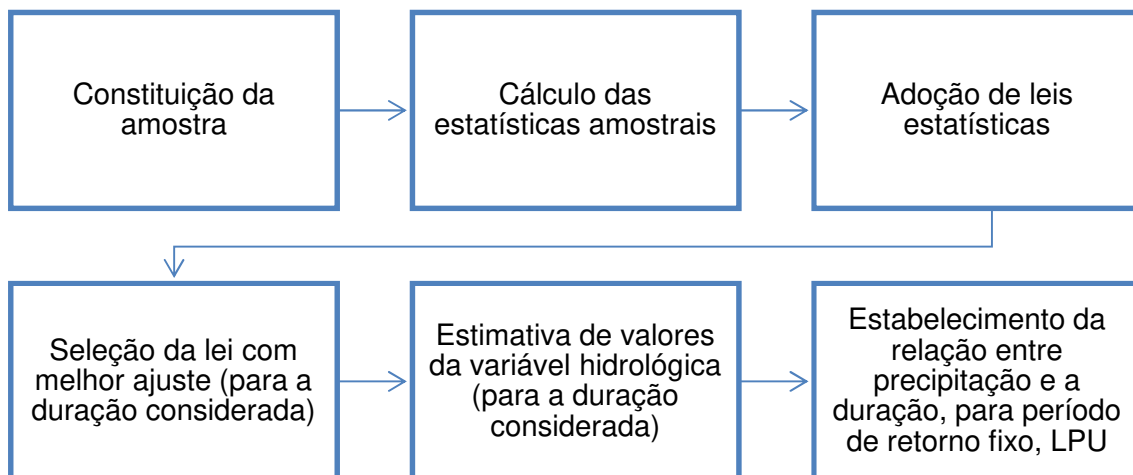


Figura 47 - Etapas para análise probabilística.

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

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

- Média:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

- Variância/Desvio-padrão:

$$s' = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}$$

- Coeficiente de variação:

$$c_v = \frac{\sigma^2}{\bar{x}}$$

- Coeficiente de assimetria:

$$c_a = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n - 1) \cdot (n - 2) \cdot s'^3}$$

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:

- 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 9 - Leis estatísticas.

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

*K - fator de probabilidade dependente da lei postulada

Tabela 10 - Fator de probabilidade.

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

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

$$F = i/(N + 1)$$

Em que:

i - ordem/posição da amostra;

N - o número total de amostras.

- iii. 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 11 - 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
24	Galton	165.72	248.60	334.42
48	Gumbel	218.06	311.71	403.67
72	Gumbel	257.46	365.98	472.53
96	Gumbel	288.68	407.32	523.81
120	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 12 - 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

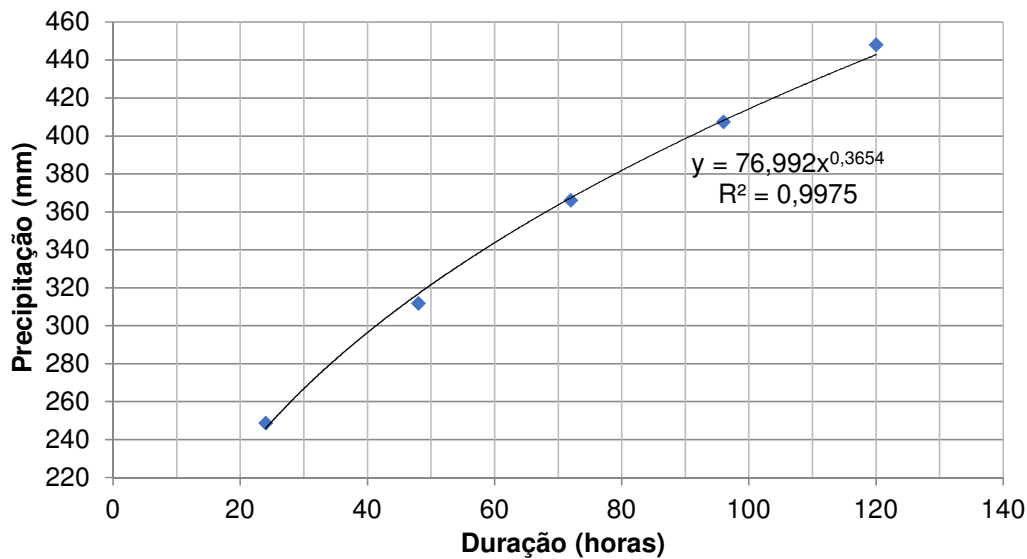


Figura 48 - Linha de possibilidade udométrica para $T=100$ anos.

Designam-se por linhas de possibilidade udométrica, LPU, as representações gráficas das funções do tipo: $P = a \cdot t^n$ 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. Por sua vez, os valores anteriores são utilizados no cálculo do caudal, utilizando fórmulas para esse efeito e que requerem esses mesmos valores.

CAPÍTULO 6 - ESCOAMENTO SUPERFICIAL

6.1 Conceitos gerais

O **escoamento**, R , de uma bacia hidrográfica, define-se como a quantidade de água que atravessa uma secção de um curso de água, num determinado intervalo de tempo (ano, mês, dia, etc). Pode ser expresso em volume (m^3 , hm^3 , km^3) ou em altura de água uniformemente distribuída sobre a área da bacia hidrográfica (mm) (Rodrigues et al., 2011).

O **caudal**, Q , de um curso de água, exprime a relação entre o volume de água, ΔV , que passa numa secção desse curso de água e que resulta da contribuição de toda a bacia hidrográfica a montante, e o respetivo tempo de passagem, Δt (Rodrigues et al., 2011).

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta T}$$

O caudal indica assim o volume de água que passa na unidade de tempo, tem as dimensões L^3T^{-1} , e é geralmente expresso em m^3s^{-1} ou ls^{-1} ($1\text{ mm} = 1\text{ lm}^{-2} = 1\text{ dm}^3\text{m}^{-2}$) (Rodrigues et al., 2011).

Define-se **caudal específico**, q , como a relação entre o caudal na secção, Q , e a área da região de contribuição, A (Rodrigues et al., 2011).

$$q = \frac{Q}{A}$$

É, assim, um caudal por unidade de superfície, que permite comparar entre si caudais provenientes de áreas distintas, independentemente das dimensões destas, e que pode ser expresso em $m^3s^{-1}km^{-2}$, $m^3s^{-1}ha^{-1}$ ou $ls^{-1}ha^{-1}$. As dimensões do caudal específico são apenas LT^{-1} , pelo que, sob este aspeto, esta grandeza é semelhante à intensidade de precipitação, expressa usualmente em mmh^{-1} . No entanto, mantem-se normalmente a utilização das unidades indicadas, para realçar a relação entre os caudais e as respetivas áreas de origem (Rodrigues et al., 2011).

Para um dado período de tempo, define-se **caudal médio** de um curso de água, como o volume de escoamento médio que passa nesse intervalo de tempo (Rodrigues et al., 2011). Assim, pode-se definir:

- Caudal médio diário (num dado dia);
- Caudal médio mensal (num dado mês);
- Caudal médio anual ou módulo anual (num dado ano);
- Caudal médio plurianual ou módulo (num período de vários anos): este valor é normalmente utilizado como caudal de projeto.

Quando se pretende mencionar o volume de escoamento relativo não à unidade de tempo, mas sim a um período mais prolongado dessa grandeza, utilizam-se indiferentemente as designações **caudal integral** ou **acumulado**, **escoamento**

integral ou **acumulado**, relativos a um dado período de tempo; ou apenas **caudal** ou **escoamento** referido a um determinado período de tempo: caudal (ou escoamento) mensal ou anual, por exemplo (Rodrigues et al., 2011).

Matematicamente esta noção corresponde à integração, em ordem ao tempo, da lei de variação $Q(t)$ do caudal com o tempo, dentro dos limites estipulados,

$$R(t_0, t_1) = \int_{t_0}^{t_1} Q(t) dt$$

As dimensões desta grandeza são as de um volume, L^3 (m^3 , hm^3 , etc.). Pode igualmente expressar-se em valor específico (altura de água), quando dividida pela área da região de contribuição, tendo por dimensões, as de um comprimento, L (mm) (Rodrigues et al., 2011).

6.2 Processo de escoamento

Quando se inicia uma precipitação, parte da água pode ser retida pela cobertura vegetal e por outros obstáculos que a impeçam de atingir o solo, voltando à atmosfera sob a forma de vapor. Chama-se a este fenómeno **interceção** (ISEL, 2015).

Se a precipitação se prolonga no tempo, a água atinge o solo e fica inicialmente retida nas depressões do terreno, iniciando-se a **infiltração** (ISEL, 2015).

A precipitação sobre uma determinada área, divide-se em várias parcelas, cuja proporção varia durante a duração do evento. No início, a água pode ser intercetada, pela vegetação ou por obstáculos que a impeçam de atingir o solo. Se a precipitação prossegue, a água atinge a superfície terrestre de onde se evapora, se infiltra ou permanece retida em depressões. Durante este período inicial, o acréscimo de caudal no curso de água é produzido unicamente pela pequena fração da água precipitada diretamente na rede hidrográfica (Quintela, 1992).

A partir do momento que a precipitação caída excede as capacidades relativas aos processos anteriormente descritos, o volume de água excedente, em obediência às leis da gravidade, escoam-se à superfície do terreno até à linha de água mais próxima, dando origem ao **escoamento superficial**. As linhas de água de menor secção (sulcos, ravinas, regatos, ribeiros e ribeiras) associam-se noutras de secção sucessivamente maior (rios), que virão por fim, salvo raras exceções (bacias endorreicas), a comunicar com o mar (Lencastre, 1992).

A **retenção superficial** refere-se a parcela de água que não se infiltra nem dá origem a escoamento superficial, isto é, à água intercetada, a água armazenada nas depressões do solo e a que passa ao estado de vapor durante a ocorrência da precipitação (Rodrigues et al., 2011).

A **detenção superficial** refere-se à água do escoamento superficial em trânsito sobre o terreno e representa um armazenamento de água rapidamente variável no tempo (Rodrigues et al., 2011).

O processo de formação do escoamento está ilustrado na Figura 49 que mostra o perfil transversal de um curso de água (Rodrigues et al., 2011).

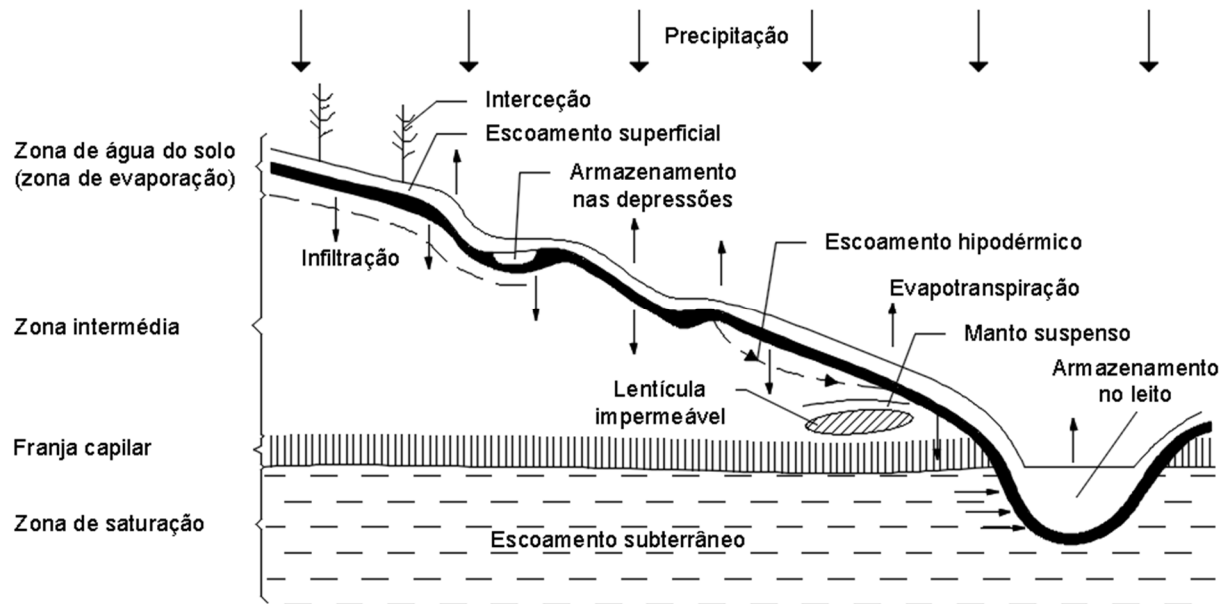


Figura 49 - Processo de escoamento (adaptado de Quintela, 1992).

Na parte inferior da figura, encontra-se o manto freático que constitui a zona de saturação, na qual os poros do solo estão completamente preenchidos por água sujeita à pressão hidrostática. A água desta zona designa-se por água do subsolo ou das reservas subterrâneas. Acima desta zona de saturação distinguem-se três outras zonas: zona de água no solo; zona intermédia; franja capilar. Nas quais a água é retida pelas forças de atração molecular que contrariam a ação da gravidade, e onde a parte dos vazios se encontra preenchida por ar (Rodrigues et al., 2011).

A zona de água no solo estende-se desde a superfície do solo até à profundidade em que a água pode ser reenviada para a atmosfera por transpiração das plantas ou evaporação, dependendo a sua espessura da profundidade das raízes. Por isto, é também designada por **zona de evaporação** (Rodrigues et al., 2011).

Na franja capilar, que se situa imediatamente acima da zona de saturação, a água mantém-se devido a capilaridade, apresentando-se os poros na base completamente preenchidos por água, cujo teor, dentro da franja, decresce com a altitude. A espessura desta zona varia em função da textura do solo, desde valores inferiores a 0,02 m, para solos arenosos, até valores de cerca de 2,50 m para solos mais finos (argilosos e limosos) (Rodrigues et al., 2011).

Entre a franja capilar e a zona de água no solo, encontra-se a zona intermédia, cuja espessura pode variar de zero a dezenas de metros. A quantidade de água retida nesta zona é, pelo menos, igual à capacidade de retenção por forças de atração molecular (capacidade de campo) podendo ser superior quando a zona é atravessada por água em movimento (Rodrigues et al., 2011).

Por vezes podem existir acima do manto freático, lenticulas impermeáveis, servindo de suporte a mantos freáticos suspensos (Rodrigues et al., 2011).

Quando por efeito da evapotranspiração, a zona de água do solo apresenta deficiência de água em relação à capacidade de campo, toda a água infiltrada fica retida naquela zona. À medida que o teor de água aumenta, a capacidade de infiltração (quantidade de água que se pode infiltrar por unidade de tempo e área) reduz-se, elevando-se, portanto, a quantidade de água que se escoar à superfície, que vai provocar um acréscimo do caudal nos cursos de água (Rodrigues et al., 2011).

Quando o teor de água na zona de água no solo atinge a capacidade de campo, a água infiltrada passa para a zona de saturação, enriquecendo as reservas de água subterrânea, que alimentarão os cursos de água, com desfaseamento no tempo. Por outro lado, parte da água infiltrada pode ter movimento com componente horizontal, vindo de novo a atingir a superfície devido a uma maior permeabilidade no sentido horizontal (Rodrigues et al., 2011).

6.3 Componentes do escoamento

Segundo Rodrigues et al. (2011), atendendo ao processo de escoamento descrito atrás, o escoamento que atravessa uma secção de um curso de água, compõe-se quanto à sua origem, em:

- **Escoamento superficial**, que atinge a rede hidrográfica caminhando sobre a superfície do terreno, sem se infiltrar. Também se designa por **escoamento direto**, e resulta da precipitação útil, isto é, resulta da fração da precipitação que, depois de satisfeitos os processos de evaporação, infiltração e retenção superficial na bacia, chega à rede hidrográfica. Constitui a componente mais significativa do escoamento durante os períodos de precipitação intensa, mas assim que esta cessa a importância desta componente começa a diminuir até terminar;
- **Escoamento subsuperficial ou hipodérmico**, que provem da água infiltrada que volta a aparecer à superfície, sem ter atingido a zona de saturação. Também é designado por **escoamento intermédio** resultante da fração da precipitação que se infiltra, mas que se escoar a pouca profundidade no terreno, devido à existência de substratos impermeáveis mais profundos, chega aos cursos de água apenas com um ligeiro atraso em relação ao escoamento superficial ou direto e termina pouco depois da cessação do escoamento superficial;
- **Escoamento subterrâneo**, que provem da água infiltrada que atingiu a zona de saturação. Também se designa por **escoamento de base**, resultante da parcela da precipitação que foi sujeita a processos de infiltração profunda, e representa a contribuição para o escoamento superficial das reservas hídricas subterrâneas acumuladas nas formações geológicas por onde passa o curso de água. Esta componente tem pouca importância durante os períodos de precipitação intensa, mas representa a totalidade do escoamento assim que as outras componentes se esgotam;

- **Escoamento resultante da precipitação sobre a rede hidrográfica**, que varia em importância conforme a densidade desta e também, ligeiramente, com o prosseguimento da precipitação total, visto que a subida de níveis nas linhas de água corresponde um aumento da área ocupada pela superfície de água.

Como resumo do que se tem vindo a referir, apresenta-se na Figura 50 um esquema referente à distribuição da água de precipitação de intensidade constante e ocorrendo após um longo período seco. Em abcissas representa-se o tempo e, em ordenadas, as quantidades de água encaminhadas na unidade de tempo para os diversos destinos (Rodrigues et al., 2011).

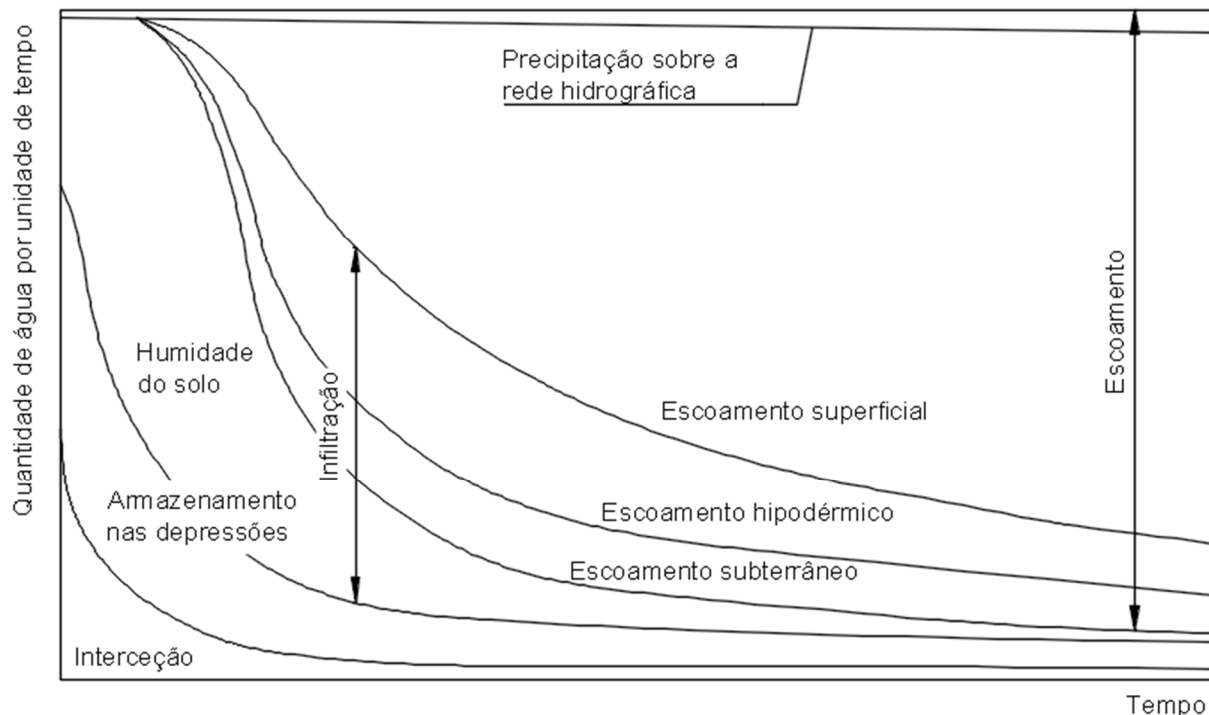


Figura 50 - Destino da água precipitada (adaptado de Quintela, 1992).

No período inicial da precipitação, o aumento do caudal no rio provém unicamente da água precipitada diretamente sobre a rede hidrográfica (Rodrigues et al., 2011).

A intensidade da interceção, muito forte no período inicial, decresce rapidamente até atingir um valor constante, correspondente à substituição da parcela da água intercetada que vai sendo removida por evaporação (Rodrigues et al., 2011).

A intensidade com que a água precipitada preenche o armazenamento nas depressões do solo reduz-se rapidamente, passando a ser constante e igual à evapotranspiração que ocorre durante a chuvada. A intensidade da infiltração vai diminuindo progressivamente à medida que aumenta o teor da humidade do solo. A água infiltrada fica retida como humidade do solo ou vai participar nos escoamentos, hipodérmico e subterrâneo (Rodrigues et al., 2011).

A área a tracejado representa o escoamento que em consequência da precipitação passa na secção considerada do rio (uma parte, já depois de terminada a precipitação)

e que se compõe da água diretamente precipitada na rede hidrográfica e dos escoamentos superficial, hipodérmico e subterrâneo (Rodrigues et al., 2011).

6.4 Fatores de escoamento

Os fatores que influenciam o escoamento numa secção de um curso de água podem classificar-se em dois grupos: **climáticos** e **fisiográficos** (Rodrigues et al., 2011).

6.4.1 Fatores climáticos

Relativos à precipitação: forma, intensidade, duração e distribuição, no tempo e no espaço, da precipitação (Rodrigues et al., 2011).

Uma precipitação na forma líquida pode dar origem imediata ao escoamento no curso de água, enquanto, que a precipitação sob a forma de neve poderá produzi-lo com grande desfasamento no tempo (Rodrigues et al., 2011).

Conforme a intensidade da precipitação exceder ou não a capacidade de infiltração (depois de satisfeita a capacidade de interceção), haverá ou não escoamento superficial (Rodrigues et al., 2011).

O aumento da duração da precipitação tem como efeito diminuir gradualmente a capacidade de infiltração (pelo acréscimo do teor de água no solo) e consequentemente aumentar o escoamento (Rodrigues et al., 2011).

A distribuição da precipitação no tempo (época de ocorrência e intervalo entre fenómenos de precipitação) condiciona o teor de água do solo ao iniciar-se uma precipitação e a disponibilidade de água para a evaporação e transpiração (Rodrigues et al., 2011).

Condicionantes da evapotranspiração: a evapotranspiração, responsável pela perda de água para o escoamento, é condicionado pela temperatura, radiação solar, vento, humidade do ar, pressão atmosférica, natureza da superfície evaporante, teor de água no solo e espécie e distribuição da vegetação (Rodrigues et al., 2011).

6.4.2 Fatores fisiográficos

Características Geométricas: a área e forma da bacia têm grande influência na formação das cheias e, portanto, nos valores específicos (por unidade de área) do caudal de ponta de cheia e pequena influência no valor do escoamento anual, expresso em altura de água uniforme sobre a bacia (Rodrigues et al., 2011).

Características do sistema de drenagem: a densidade de drenagem exerce influência na forma das cheias e no escoamento anual, por dela depender o percurso superficial sobre o terreno e, portanto, a maior ou menor oportunidade para a infiltração e evapotranspiração (Rodrigues et al., 2011).

Características de relevo: o relevo influencia a infiltração e, portanto, o escoamento superficial, o teor de água no solo e com este a evapotranspiração e a alimentação das reservas subterrâneas. Por outro lado, a orientação da bacia tem influência na exposição aos ventos e à radiação solar condicionando a evapotranspiração (Rodrigues et al., 2011).

Características físicas: solo, vegetação e geologia (Rodrigues et al., 2011).

Do tipo de solo, depende a capacidade de infiltração, que é função da dimensão e distribuição dos poros do solo e da sua estabilidade (Rodrigues et al., 2011).

A vegetação tem como efeito interceptar parte da água precipitada, retardar o escoamento superficial, dando-lhe mais tempo para se infiltrar, e proteger o solo da erosão hídrica. As raízes tornam o solo permeável à infiltração da água (Rodrigues et al., 2011).

As condições geológicas influenciam a estrutura do solo, a possibilidade de infiltração de água no solo e a constituição das reservas subterrâneas que alimentam os cursos de água nos períodos sem precipitação (Rodrigues et al., 2011).

Tem interesse examinar com mais pormenor a influência que o uso do solo exerce no ciclo hidrológico de uma bacia hidrográfica, traduzido pela ocupação por floresta, cultivo ou urbanização (Rodrigues et al., 2011).

Segundo Rodrigues et al. (2011), o principal efeito das florestas traduz-se no destino que imprimem à água precipitada, assim, temos:

- num solo sob floresta, é maior a infiltração da água do que para outra forma de ocupação;
- em comparação com vegetação de menor porte, a floresta oferece maior área para a interceção;
- quando os solos são profundos, a floresta tem uma zona de evaporação mais espessa, na qual a água pode ser armazenada e devolvida à atmosfera por transpiração;
- nas zonas com precipitação abundante e bem distribuída, a evapotranspiração total anual é maior nas florestas e dentro destas é maior nas florestas de folha permanente do que nas de folha caduca. Nas zonas em que a precipitação é escassa e os solos delgados, tanto as florestas como as outras culturas levam o teor de água no solo até ao coeficiente de emurchecimento e portanto, não há diferença significativa na evapotranspiração total anual.

Por tudo isto, as florestas, tem um importante papel como regularizadoras do caudal nos rios, reduzindo por um lado as pontas de cheia e contribuindo, por outro lado, para a recarga dos aquíferos que irão manter o caudal nos rios nas épocas sem precipitação (Rodrigues et al., 2011).

Como a água escasseia em muitas regiões, tem havido tentativas para aumentar a cedência de água das bacias hidrográficas através da desflorestação, pois quando se corta uma floresta, reduz-se a interceção e a evapotranspiração que, conseqüentemente, se traduz num aumento da humidade do solo e do escoamento. No entanto, o corte da floresta ou a desflorestação originada pelos fogos tem desvantagens e pode trazer sérios problemas. Está provado que o aumento do escoamento provocado pela desflorestação se reduz exponencialmente com o tempo. Por outro lado, o corte da floresta vai permitir uma mais rápida lavagem dos nutrientes do solo, por aumentar a velocidade do escoamento superficial. Outro inconveniente é o substancial aumento do transporte de sedimentos, que por um lado, empobrece o solo por erosão das vertentes e por outro, cria problemas de sedimentação a jusante originando inundações. Outra desvantagem da desflorestação diz respeito à redução da infiltração, e conseqüentemente da recarga natural das reservas de água subterrâneas (Rodrigues et al., 2011).

Quanto a influência do cultivo dos solos, a substituição de árvores e de arbustos por plantas de menor porte e de período vegetativo mais curto traduz-se, em geral, por diminuir a evapotranspiração e aumentar o escoamento. A redução da vegetação e a criação de um solo nu durante parte do ano dão origem ao aumento da irregularidade do caudal do rio. O solo descoberto quando sujeito a fortes chuvadas está mais sujeito à erosão, e ocorrem cheias com caudais de ponta mais altos (Rodrigues et al., 2011).

Quanto à influência da urbanização, a impermeabilização que ela implica para vastas áreas dá origem à redução da retenção superficial e da infiltração. O efeito mais importante sobre os caudais líquidos no aspeto quantitativo é o do aumento das pontas de cheia e diminuição das reservas subterrâneas (Rodrigues et al., 2011).

6.5 Medição do escoamento superficial

Ao contrário de todas as outras componentes do ciclo hidrológico, que só podem ser quantificadas por amostragem, o escoamento pode ser medido na totalidade (Rodrigues et al., 2011).

Existem diversos métodos para a medição de caudais, mas o mais utilizado em cursos de água naturais é o chamado **método da “secção-velocidade”**. Outro, é o **método “estrutural”**, que resulta da possibilidade de utilizar determinadas estruturas hidráulicas, normalmente descarregadores, mas por vezes também comportas. Outros métodos existem que se baseiam em técnicas com utilização restrita, como sejam o método da “diluição”, o método “ultrassónico”, o método “eletromagnético” ou o método da “embarcação em movimento” (Rodrigues et al., 2011).

6.5.1 Método da secção-velocidade

Em Rodrigues et al. (2011), a medição do caudal Q , por este método, baseia-se na medição da superfície S , numa secção transversal do curso de água, e da velocidade média U através dessa secção, sendo o valor do caudal dado por,

$$Q = U \times S$$

Usualmente, divide-se a secção em partes, e determina-se para cada uma delas o respetivo caudal Q_i . O caudal total da secção, Q , obtém-se por somatório dos valores referentes a cada uma das partes,

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i$$

Nas medições mais correntes, efetuam-se sondagens em diversas verticais na secção transversal, juntamente com a medição das distâncias dessas verticais a um ponto de referência localizado numa das margens, de modo a obter-se um perfil transversal da secção (Figura 51), e medem-se as velocidades em pontos dessas mesmas verticais, utilizando molinetes (Rodrigues et al., 2011).

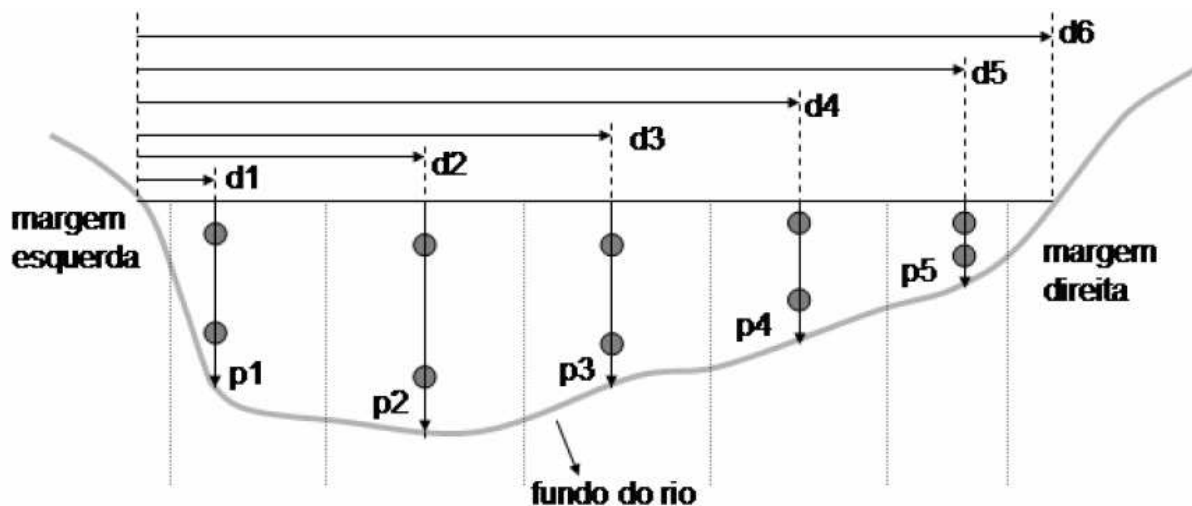


Figura 51 - Levantamento do perfil de uma secção transversal de um curso de água, por sondagem (UTFPR, 2005).

Os molinetes (Figura 52) são instrumentos providos de uma hélice solidária com um eixo, cuja contagem de rotações, quando, cronometrada, permite determinar a velocidade angular da hélice (Rodrigues et al., 2011).



Figura 52 - Molinete de hélice e conta rotações (fonte: <http://www.hidrometria.com.br>).

A velocidade adquirida pela hélice, no seio da corrente, tende para uma relação biunívoca com a velocidade da mesma corrente. A relação entre a velocidade da água e o número de rotações do molinete é determinada em ensaios prévios de calibragem em laboratório, movendo-se o molinete a uma determinada velocidade, na água

parada (Rodrigues et al., 2011). A equação de calibragem chama-se curva característica do molinete e é do tipo:

$$U = a + b \times n$$

em que U é a velocidade da água, n o número de rotações do molinete num determinado espaço de tempo e a e b duas constantes características de cada aparelho.

A determinação do caudal da secção pode depois, ser feita de um modo aritmético. Assim, em cada vertical determina-se a média V_i das velocidades medidas a diferentes profundidades, e depois estima-se o caudal da secção (Rodrigues et al., 2011).

$$Q = \sum_{i=0}^{n-1} \left(\frac{\bar{U}_i + \bar{U}_{i+1}}{2} \right) \left(\frac{p_i + p_{i+1}}{2} \right) (d_{i+1} - d_i)$$

onde p_i e d_i representam, respetivamente, a profundidade na vertical e a correspondente distância à origem.

A determinação da velocidade média, \bar{U}_i , em cada vertical, de profundidade p_i , pode ainda ser simplificada, recorrendo-se só a uma ou duas medições para a sua determinação, em profundidades pré-determinadas, tal que (Rodrigues et al., 2011):

$$\bar{U}_i = U_{0.6p_i} \vee \bar{U}_i = \frac{1}{2} (U_{0.2p_i} + U_{0.8p_i})$$

em que $U_{0.2p_i}$, $U_{0.6p_i}$ e $U_{0.8p_i}$ representam, respetivamente, as velocidades medidas a 0.2, 0.6 e 0.8 das profundidades na vertical de ordem i .

6.5.2 Método estrutural

É possível recorrer a estruturas hidráulicas fixas para medição dos caudais fluviais. Estas estruturas, que podem ser descarregadores, canais ou comportas, são mais frequentes nos troços superiores e médios dos cursos de água do que nos inferiores. Nestes últimos, a largura necessária para as referidas estruturas torna proibitiva a sua construção, e podem surgir também problemas de inundação a montante das mesmas, pelo facto de nesses troços fluviais os declives longitudinais serem reduzidos. No entanto, nos troços superiores dos cursos de água, podem também surgir dificuldades relacionadas com as respetivas capacidades de transporte de sedimentos grosseiros, que são geralmente elevadas (Lencastre, 1984).

A utilização de uma estrutura hidráulica na medição de caudais baseia-se no princípio de que pode ser determinada, quer teórica, quer experimentalmente, uma relação entre o caudal e o nível de água a montante da estrutura, ou entre o caudal e os níveis simultaneamente a montante e a jusante (Rodrigues et al., 2011).

De entre as estruturas hidráulicas para medição dos caudais, os **descarregadores** são os mais utilizados (Rodrigues et al., 2011). Consistem em estruturas destinadas a serem galgadas pela água, e podem ser de:

- **Soleira delgada** (Figura 53), quando a parte da soleira que está em contacto com a água, isto é a espessura da crista do descarregador, tem dimensões desprezáveis em relação à altura da lâmina descarregadora. Estes descarregadores são utilizados unicamente como medidores de caudais;

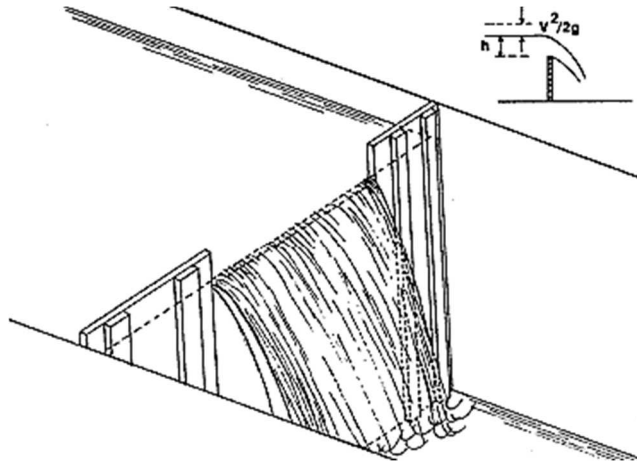


Figura 53 - Descarregador de soleira delgada (Rodrigues et al., 2011).

- **Soleira espessa** (Figura 54), nos outros casos. Normalmente, estes descarregadores fazem parte de estruturas hidráulicas com outras finalidades (barragens, etc), mas também podem ser utilizados como medidores de caudais.

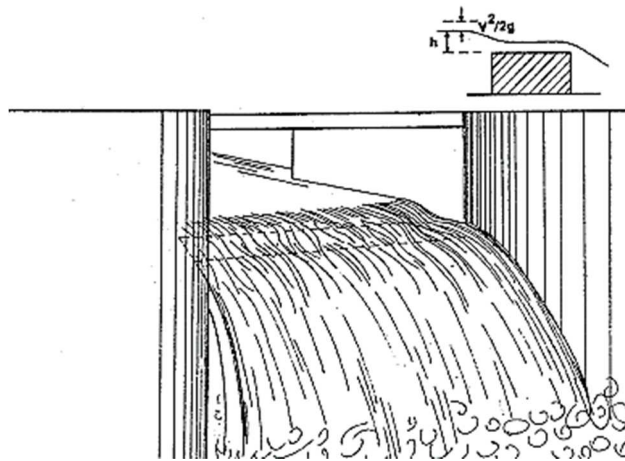


Figura 54 - Descarregador de soleira delgada (Rodrigues et al., 2011).

Dentro destes dois tipos de descarregadores, existem vários modelos caracterizados pela geometria da sua crista: triangular, retangular, trapezoidal, circular, etc. (Rodrigues et al., 2011).

Na maioria dos casos, o caudal que passa no descarregador é obtido por uma expressão que o relaciona com a carga hidráulica $Q = f(h)$ que é fixa para uma dada geometria do descarregador (Rodrigues et al., 2011). Em geral será:

$$Q = \mu \times L \times \sqrt{2 \times g} \times h^{3/2}$$

em que Q é o caudal que passa no descarregador, μ é o coeficiente de vazão (varia com o tipo de descarregador, nos casos mais correntes varia entre 0,35 e 0,45), L é o comprimento, g é a aceleração da gravidade e h é a carga hidráulica - diferença de nível entre a linha de energia (longe da zona de chamada junto ao descarregador, a linha de energia coincide com a superfície livre), a montante, e a soleira descarregadora (Rodrigues et al., 2011).

A aplicação de uma expressão deste tipo implica que o nível a jusante do descarregador não suba acima de um determinado nível, de modo a impedir o respetivo “afogamento” (Rodrigues et al., 2011).

6.5.3 Curva de vazão

A **curva de vazão** constitui a relação biunívoca entre o caudal escoado numa determinada secção e a correspondente altura de água (nível). A existência de uma relação entre estas duas grandezas é um requisito fundamental para a determinação do caudal escoado numa secção através da existência de um registo contínuo de níveis na mesma secção (Rodrigues et al., 2011).

A curva de vazão obtém-se a partir do conjunto de pares de valores resultantes da medição do caudal e da observação da altura de água. A altura de água denomina-se altura hidrométrica e são determinadas por leitura numa escala hidrométrica colocada na secção de medição (Rodrigues et al., 2011).

Em descarregadores com formas geométricas regulares, a curva de vazão pode ser expressa com exatidão por uma expressão analítica teórica. Tal já não acontece nas secções irregulares dos cursos de água naturais, onde há que recorrer a processos gráficos ou analíticos para ajustar uma curva aos resultados do maior número possível de medições conjuntas de caudais e alturas hidrométricas - Figura 55 (Rodrigues et al., 2011).

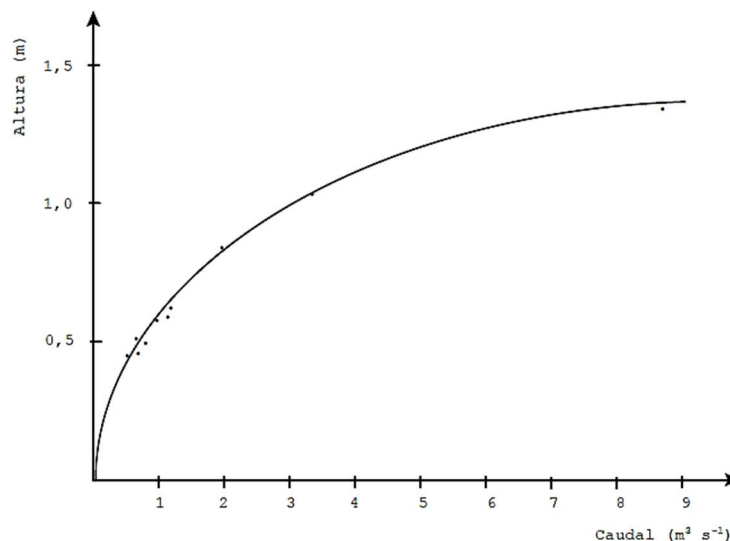


Figura 55 - Curva de vazão (Rodrigues et al., 2011).

Em períodos de cheia, a relação entre as alturas hidrométricas e os caudais pode afastar-se muito das condições de biunivocidade em que assenta o estabelecimento da curva de vazão. Isto é, para uma dada altura hidrométrica o caudal é maior durante a fase de subida e menor durante a de descida - fenómeno de *stress* (Figura 56). Tal facto deve-se a que durante a fase de subida o nível a jusante é menor, o que facilita o escoamento, e durante a de descida é maior, o que dificulta o escoamento. Contudo, quando o afastamento entre os ramos ascendente e descendente não é significativo, pode-se tomar a respetiva média como curva de vazão biunívoca (Rodrigues et al., 2011).

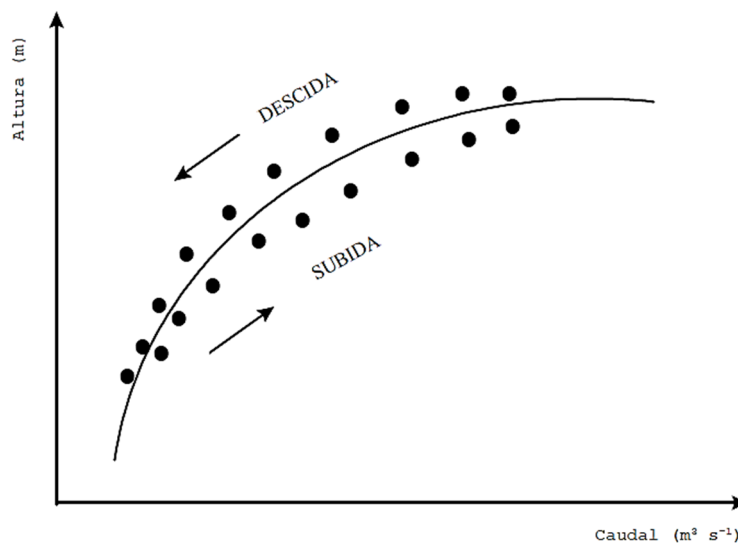


Figura 56 - Stress numa curva de vazão (Rodrigues et al., 2011).

Analicamente, as curvas de vazão podem ser representadas por diversos tipos de expressão, sendo uma das mais correntes,

$$Q = a \times (h + h_0)^b$$

onde Q é o caudal, h a altura hidrométrica, h_0 a altura do zero da escala hidrométrica em relação ao nível de água a que corresponde o caudal nulo, que em geral é a cota mais baixa da secção, isto é o fundo do leito (h_0 é positiva se o zero da escala ficar acima do nível do caudal nulo e é negativa no caso contrário - geralmente, o zero da escala e a cota mais baixa da secção não coincidem, encontrando-se ora o zero da escala enterrada no leito, ora suspensa na margem, respetivamente, por fenómenos de sedimentação ou erosão), a e b parâmetros característicos da secção, a determinar experimentalmente (Rodrigues et al., 2011). Efetuando o logaritmo vem,

$$\log Q = \log a + b \times \log(h + h_0)$$

que num gráfico com coordenadas logarítmicas se traduz por uma reta. A partir desta última expressão e do conjunto de pares de valores (Q_i, h_i) , podem calcular-se os valores de a e b , através de uma análise de regressão, pelo método dos mínimos quadrados, desde que se conheça h_0 . Arbitram-se, por isso, vários valores de h_0 (e calculam-se os correspondentes valores de a e b), escolhendo-se em seguida o conjunto de valores de h_0 , a e b para o qual tenha resultado o melhor ajustamento

gráfico aos pares de valores (Q_i, h_i) ou o maior coeficiente de correlação (Rodrigues et al., 2011).

O facto da maioria dos cursos de água naturais estar constantemente em evolução, sofrendo processos de erosão e/ou sedimentação, torna essencial a atualização permanente das curvas de vazão, através da efetivação periódica de novas medições conjuntas de alturas e caudais (Rodrigues et al., 2011).

6.5.4 Registo dos níveis hidrométricos

Os valores da altura hidrométrica podem ser obtidos, descontinuamente, por observação visual de uma escala hidrométrica, também chamada **escala limnimétrica** ou **limnímetro** (Figura 57) ou continuamente, através de um aparelho registador designado por **limnígrafo**. Estes são constituídos por um mecanismo de medição de nível de água na secção e por um mecanismo de registo contínuo dos mesmos níveis (Rodrigues et al., 2011).



Figura 57 - Escala limnimétrica ou limnímetro (fonte: www.grupoconstruserv.eng.br).

Quanto ao respetivo mecanismo de medição dos níveis, os limnígrafos podem ser de vários tipos: limnígrafos de flutuador, limnígrafos pneumáticos, limnígrafos de borbulhas; e quanto ao tipo de registo, os limnígrafos podem ser: limnígrafos de gráfico; limnígrafos de registo digital (Rodrigues et al., 2011).

Hoje em dia procura-se que todas as estações hidrométricas (Figura 58) vão ficando equipadas com limnígrafos. No entanto, nas estações em que tal não exista, o intervalo entre leituras da escala hidrométrica deve ser fixado de forma a se evitar erro apreciável na avaliação do escoamento diário, que deverá ser menor nas épocas de chuvas, e particularmente durante as cheias, devido à maior variação do nível de água que então se verifica. Por outro lado, os equipamentos clássicos de medição do nível começam a ser substituídos pelas sondas de pressão ligadas a sistemas de aquisição de dados o que, se por um lado permitem o uso imediato dos registos em formato digital, por outro, possibilitam a fácil integração de sistemas de transmissão dos valores em tempo quase real (Rodrigues et al., 2011).



Figura 58 - Estação hidrométrica (fonte: <https://snirh.apambiente.pt>).

6.5.5 Rede hidrométrica

Designa-se por **estação hidrométrica** uma secção de um curso de água onde se efetua um registo periódico de níveis, e onde se definiu uma curva de vazão para conversão dos respetivos valores em caudais. As estações hidrométricas podem ser **limnométricas**, quando providas unicamente de uma escala hidrométrica para leitura periódica de níveis, e **limnigráficas**, quando providas de um limnígrafo para registo contínuo de níveis. O conjunto de estações hidrométricas de uma região ou país constitui a respetiva **rede hidrométrica** (Rodrigues et al., 2011).

Segundo Rodrigues et al. (2011), as finalidades gerais das observações efetuadas numa rede hidrométrica são:

- **Obtenção de dados para planeamento** (planeamento e projeto de obras hidráulicas e modelização de uma bacia hidrográfica). Para este propósito é fundamental a existência de sucessões históricas de observações hidrométricas, isto é, de registos de medições efetuadas ao longo de um certo período de tempo. Uma sucessão de dados hidrométricos, para ser realmente boa, necessita de ter pelo menos 20 anos de observações, ou ainda mais, quando se tratar de bacias de regime muito irregular. É, por isso, clara a necessidade de se instalar uma rede hidrométrica básica, mesmo quando não exista a necessidade imediata de proceder a estudos hidrológicos;
- **Obtenção de dados operacionais** (gestão em tempo real de um sistema fluvial). Estes dados destinam-se a permitir a tomada de decisões em períodos de tempo muito curtos, nomeadamente em situações de alarme ou emergência, pelo que é tao importante a rapidez na sua transmissão como a qualidade da sua medição. A obtenção destes dados encontra-se associada ao desenvolvimento dos modernos sistemas de telemetria, que compreendem, além das estações hidrométricas, um sistema de comunicações automático das informações nelas obtidas, via rádio ou telefone, para uma central de comando

do sistema, onde são tomadas as decisões que dizem respeito à abertura ou fecho de comportas, ao lançamento de avisos de cheia, etc.

Ainda em Rodrigues et al. (2011), as estações hidrométricas podem ser classificadas em:

- **Principais ou de base**, estações permanentes que funcionam em regime contínuo e destinam-se a fornecer os elementos de base para o estudo estatístico do escoamento;
- **Secundárias**, o seu funcionamento é limitado a um determinado número de anos, e destinam-se a fornecerem dados adicionais que poderão ser extrapoláveis para além do seu período de funcionamento;
- **Especiais ou terciárias**, destinam-se à obtenção de elementos para estudos específicos e não fazem parte da rede hidrométrica.

6.6 Distribuição espacial do escoamento

Para representar a distribuição espacial do escoamento podem elaborar-se cartas de isolinhas do escoamento - lugares geométricos dos pontos que, por unidade de área em planta, contribuem para a rede hidrográfica com igual quantidade de água. Esta quantidade de água pode atingir a rede hidrográfica por várias vias: escoamento superficial, hipodérmico ou subterrâneo (Rodrigues et al., 2011).

As cartas de isolinhas do escoamento referem-se mais frequentemente ao escoamento anual (num determinado ano hidrológico) e ao escoamento anual médio (média do escoamento anual no intervalo de vários anos hidrológicos). Na Figura 59 apresenta-se a carta de isolinhas do escoamento anual médio (Rodrigues et al., 2011).

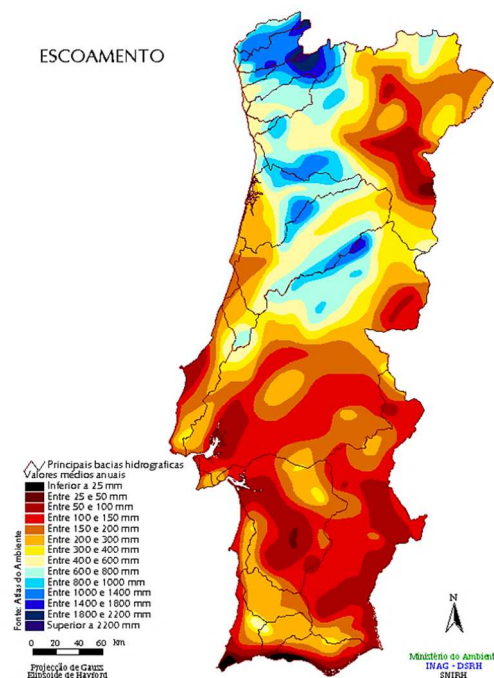


Figura 59 - Carta de isolinhas do escoamento anual médio em Portugal Continental (Rodrigues et al., 2011).

6.7 Distribuição temporal do escoamento

As observações hidrométricas obtidas por leituras isoladas da escala hidrométrica, que fornecem o valor do caudal escoado em momentos distintos por leitura da curva de vazão, dão origem a sucessões de valores discretos (Rodrigues et al., 2011).

As observações hidrométricas obtidas por leituras contínuas de nível, que permitem o conhecimento da evolução instantânea do caudal, dão origem a diversos tipos de sucessões, que podem variar desde os próprios registos até às sucessões discretas (Rodrigues et al., 2011).

Segundo Rodrigues et al. (2011) as formas de apresentação das observações hidrométricas podem ser assim, genericamente, as seguintes:

- i) **Séries cronológicas**, são formadas por valores apresentados de acordo com a respetiva ordem de ocorrência, e compreendem:
 - a. **Séries cronológicas de caudais instantâneos**, constituídas pelos valores dos caudais instantâneos, que resultam da transformação direta dos limnigramas, por recurso a curva de vazão. A sua representação gráfica é o hidrograma (Figura 60).

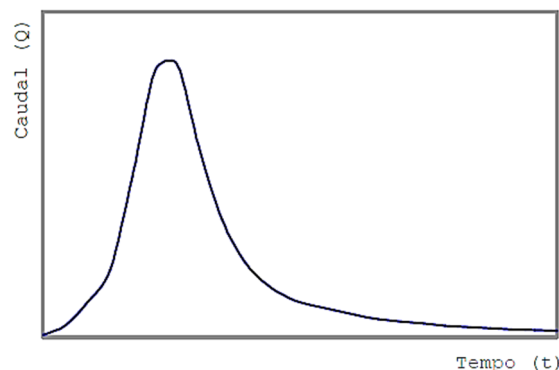


Figura 60 - Curva cronológica dos caudais instantâneos ou hidrograma (Rodrigues et al., 2011).

- b. **Séries cronológicas de caudais médios**, constituídas pelos valores médios de períodos iguais ou sucessivos - horas, dias, semanas, meses ou anos hidrológicos (Figura 61).

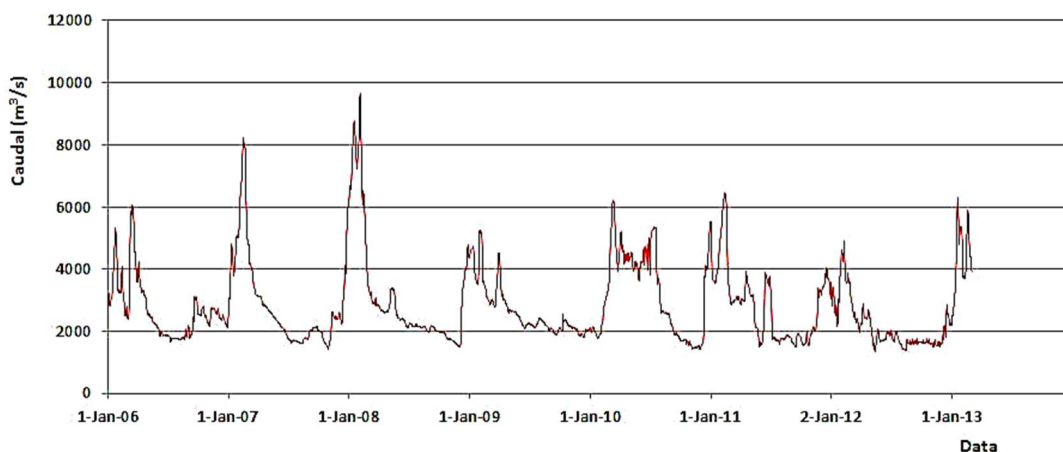


Figura 61 - Caudais médios diários na estação E291 - Caia (fonte: <http://www.coba.pt>).

A integração de uma sucessão cronológica de caudais, $Q(t)$, dá o valor do volume ou caudal integral, $R(\Delta t)$, escoado no período de tempo, Δt , correspondente à sucessão. A divisão deste valor pela duração do intervalo de tempo dá o caudal médio no intervalo, que é um caudal fictício porque não ocorre necessariamente.

- ii) **Séries acumuladas**, são formadas pelos valores dos volumes escoados ou caudais integrais colocados por ordem cronológica, constituindo assim as sucessões integrais das sucessões cronológicas. Dão para a secção considerada, e em cada instante, o volume total de água que passou na secção desde a origem dos tempos considerada, pelo que se revestem de grande utilidade no estudo das aflúncias a locais onde se pretendem construir albufeiras de armazenamento (Figura 62).

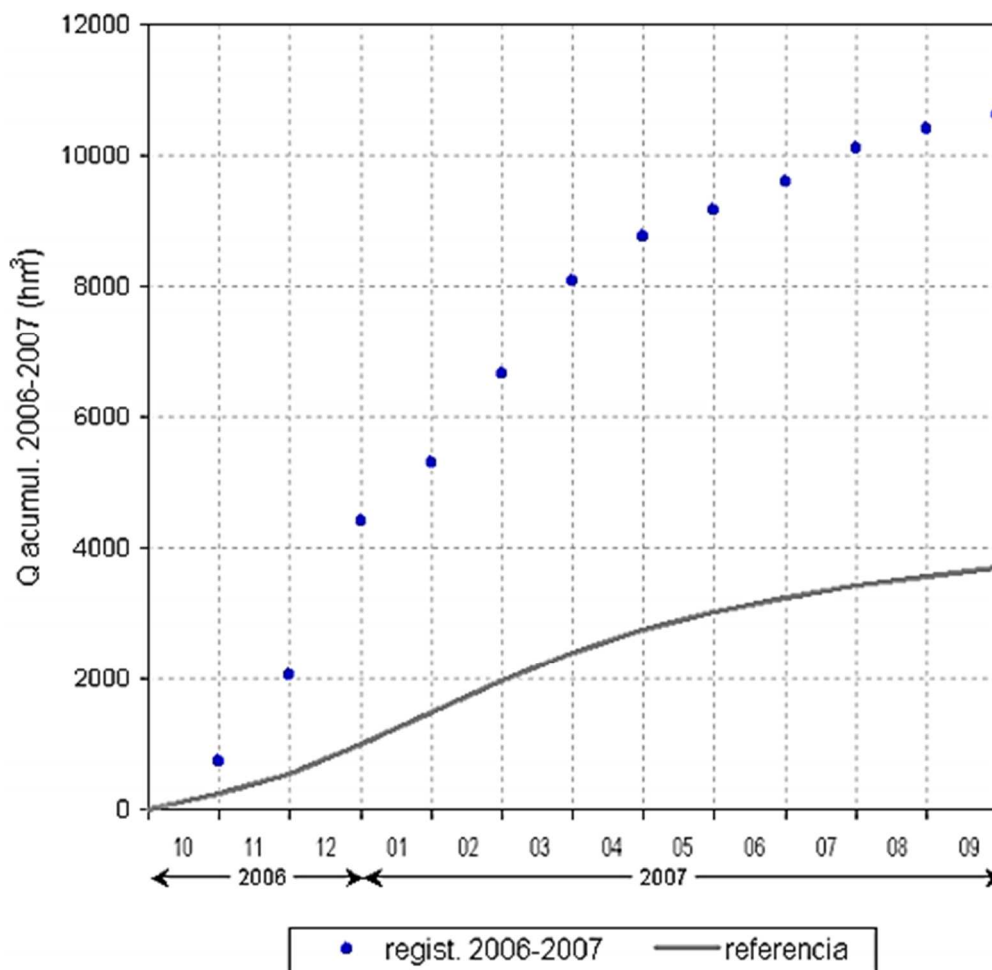


Figura 62 - Exemplo de uma curva de escoamentos acumulados (fonte: Confederação Hidrográfica do Norte).

- iii) **Séries classificadas**, os valores dos caudais, Q , vêm agrupados por ordem de grandeza. A representação gráfica correspondente, tendo por ordenada o valor dos caudais e por abcissa o número de dias em que são igualados ou excedidos, tem a designação de **curva de duração dos caudais médios diários** e reveste grande importância nos estudos de aproveitamentos hidráulicos (Figura 63).

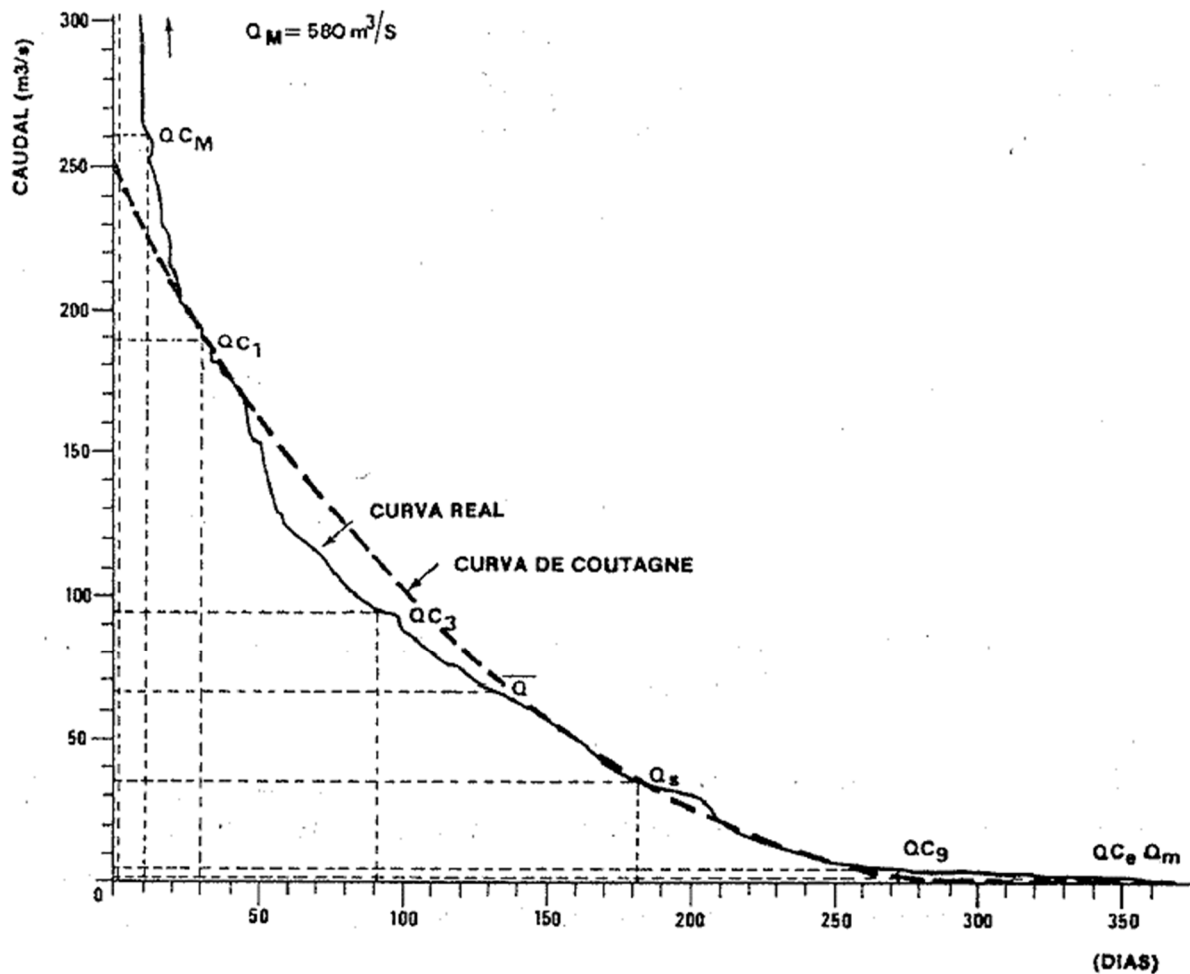


Figura 63 - Curva de duração dos caudais médios diários do rio Mondego em Coimbra (Rodrigues et al., 2011).

O emprego muito generalizado de curvas anuais de duração dos caudais levou à fixação de uma terminologia própria para alguns dos seus pontos, que se considera definirem os caudais característicos do curso de água:

- Caudal máximo (Q_M), caudal máximo registado, ou caudal máximo previsível, com dado período de retorno;
- Caudal característico máximo (Q_{CM}), caudal igualado ou excedido só em 10 dias do ano;
- Caudal característico mediano ou semipermanente (Q_s), caudal igualado ou excedido em 6 meses do ano, com grande interesse no estudo dos aproveitamentos a fio de água;
- Caudais característicos de 1, de 3 ou de 9 meses (Q_{C_1} , Q_{C_3} , Q_{C_9}), caudais igualados ou excedidos, respetivamente, em 1, 3 ou 9 meses do ano;
- Caudal característico mínimo ou de estiagem (Q_{C_e}), caudal igualado ou excedido em 355 dias por ano;
- Caudal médio ou modular (\bar{Q}), equivale à média dos caudais classificados;
- Caudal mínimo (Q_m), caudal mínimo registado, ou caudal mínimo previsível, com dado período de retorno.

Dada a importância da curva de duração dos caudais, alguns autores procuraram adaptar à curva observada uma expressão matemática, de poucos parâmetros, que a representasse com aproximação suficiente. A título de exemplo apresenta-se a expressão proposta por Coutagne, onde a curva de caudais classificados é traduzida em termos de uma parábola de grau n :

$$Q = Q_m + (\bar{Q} - Q_m) \times (n + 1) \times \left(\frac{T - t}{T}\right)^n$$

onde Q representa o caudal médio diário igualado ou excedido durante t dias no decurso da observação de T dias; \bar{Q} é o caudal modular do período; Q_m é o caudal mínimo do período; n é um parâmetro característico do curso de água, a que Coutagne propôs chamar coeficiente de irregularidade. O valor deste coeficiente é normalmente determinado considerando $Q = Q_S$ (donde $t = 182.5$ e $T = 365$ dias; Q_S é o caudal igualado ou excedido em 6 meses do ano, isto é, o caudal com duração de $365/2 = 182.5$ dias num ano. Logo vem que $T = 365$ dias e $t = 182.5$ dias), o que permite transformar a equação anterior em:

$$\frac{Q_S - Q_m}{\bar{Q} - Q_m} = \frac{n + 1}{2^n}$$

a resolver em relação a n por tentativas.

6.8 Estimação do escoamento na ausência de medições

Na ausência de medições hidrométricas numa determinada secção de um curso de água, podem os valores de escoamento de superfície na mesma secção ser estimados por processos indiretos, que se indicam a seguir (Rodrigues et al., 2011).

6.8.1 Valores anuais

Segundo Rodrigues et al. (2011), a estimação dos valores de escoamento anual, pode recorrer-se apenas aos registos de precipitação ou pode recorrer-se simultaneamente a registos de precipitação e temperatura:

- **A partir de medições da precipitação na bacia hidrográfica definida pela secção em causa.** O que é usual e recorre-se a uma regressão estatística escoamento/precipitação determinada para outra secção, na mesma bacia ou noutra vizinha e que se considere aplicável à secção em causa. Em geral admite-se que esta regressão é traduzida pela equação:

$$R = a + b \times P$$

em que R e P são os valores anuais, respetivamente, do escoamento na secção e da precipitação na bacia por ela definida, nas mesmas unidades de altura de água, usualmente mm; a e b são os parâmetros da regressão.

- **A partir de medições da precipitação e da temperatura.** É possível estabelecer uma fórmula que relacione o **défice de escoamento**, D , com a precipitação anual P e temperatura média anual T . A fórmula deste tipo mais generalizada é a fórmula de Turc, deduzida a partir de observações em 254 bacias hidrográficas localizadas em 4 continentes e sujeitas a diversos climas, com a seguinte equação aplicável a valores anuais,

$$D = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}}, \text{ válida para } \frac{P^2}{L^2} > 0.1$$

onde D e P vem expressas em mm; $L = f(T)$ é o chamado poder evaporante da atmosfera, constitui o limite superior dos valores do défice de escoamento e é dado por,

$$L = 300 + 25 \times T + 0.05 \times T^3$$

em que T vem expresso em °C.

O défice de escoamento, D , traduz a diferença entre a precipitação sobre a bacia, P , e o escoamento na secção final do curso de água, R , e pode considerar-se igual à evapotranspiração real da bacia, E , como resulta da equação simplificada (Se o início do ano hidrológico for escolhido de modo a que as reservas de água sejam constantes e se forem nulas as quantidades de água postas em jogo pelo homem, é possível escrever a equação do balanço hidrológico na forma simplificada, $P - R = E$) do balanço hidrológico,

$$P - R = D = E$$

Para $P^2/L^2 \leq 0.1$, considere-se $D = P$ na equação anterior e portanto $R = 0$.

6.8.2 Valores de duração inferior à anual

Aqui há que considerar, para além dos riscos próprios do método, o facto dos escoamentos referentes a esses períodos poderem estar dependentes dos respeitantes aos períodos imediatamente anteriores, e tanto mais fortemente quanto maior for o intervalo de tempo considerado (Rodrigues et al., 2011).

No caso de necessidade de estimação dos valores respeitantes aos prazos referidos, e na ausência de outro tipo de informação, poder-se-á tentar ultrapassar o problema recorrendo a sucessões cronológicas, acumuladas ou classificadas, determinadas no mesmo ano em secções que definam bacias com características fisiográficas e climáticas semelhantes e ajustando-se os valores dessas sucessões com a proporção dos escoamentos anuais em ambas as secções, de acordo com as seguintes equações:

$$Q_2(t) = \frac{A_2 \times R_2(\text{ano})}{A_1 \times R_1(\text{ano})} \times Q_1(t) \vee R_2(\Delta t) = \frac{R_2(\text{ano})}{R_1(\text{ano})} \times R_1(\Delta t)$$

onde $Q(t)$ representa um valor do caudal; R um valor de escoamento, medido em altura de água; A a área da bacia; 1 e 2 indiciem, respetivamente, a secção de comparação e a secção em causa. $R_2(\text{ano})$ é determinado indiretamente pelos processos mencionados anteriormente (Rodrigues et al., 2011).

Hoje em dia é prática comum recorrer-se ao uso de modelos hidrológicos para obtenção de séries de escoamento a partir da precipitação e de outras componentes do ciclo hidrológico de mais fácil determinação ou cálculo (Rodrigues et al., 2011).

6.9 Estudo do hidrograma

6.9.1 Componentes do hidrograma

Segundo Rodrigues et al. (2011) ao analisar-se um hidrograma numa secção de um curso de água, podem ser consideradas as seguintes componentes do escoamento (Figura 64) que passa nessa secção:

- Escoamento de base ou escoamento subterrâneo;
- Escoamento direto ou escoamento superficial;
- Escoamento intermédio ou escoamento hipodérmico;
- Escoamento resultante da precipitação sobre a rede hidrográfica.

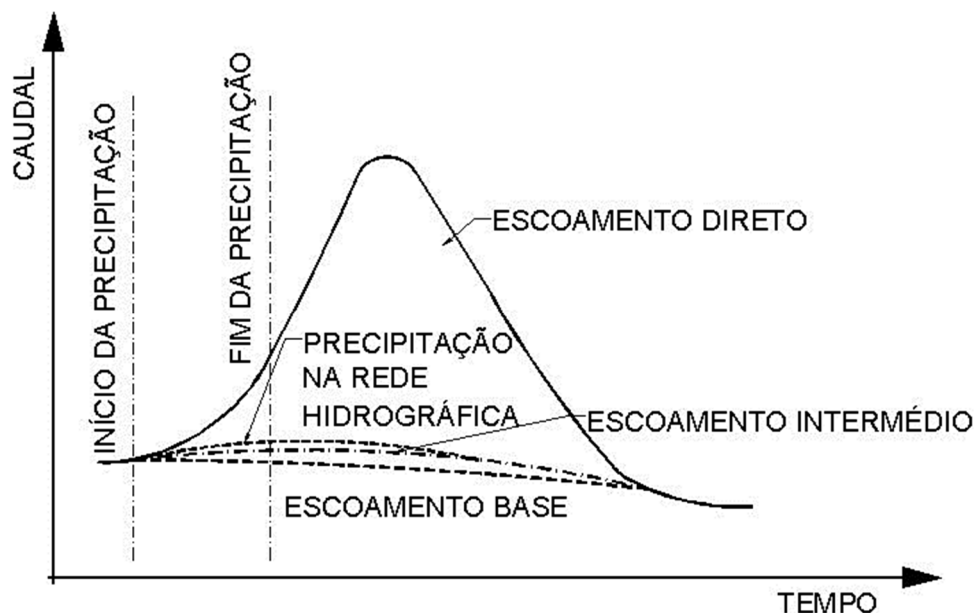


Figura 64 - Componentes do hidrograma (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

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

$$Q_t = Q_0 \times e^{-\alpha t}$$

em que, Q_t é o caudal na secção no instante t ; Q_t o caudal no início do período considerado; e é a base dos logaritmos naturais; a um coeficiente considerado característico das formações locais. No caso do escoamento de base, a referida equação traduz a curva de esgotamento das reservas subterrâneas (Rodrigues et al., 2011).

É frequente, na análise de hidrogramas, considerar-se só o escoamento direto e o escoamento de base, devido à reduzida importância relativa das outras componentes (Rodrigues et al., 2011).

6.9.2 Separação das componentes do hidrograma

A separação exata de todas as componentes anteriormente consideradas no escoamento superficial é muito difícil de efetuar. No entanto, têm sido desenvolvidas algumas técnicas mais ou menos empíricas para resolução do problema. Uma das mais simplistas, mas de larga utilização, consiste em unir o ponto do início da ascensão do hidrograma com o ponto N onde se pensa que termina o escoamento direto (Figura 65) (Rodrigues et al., 2011).

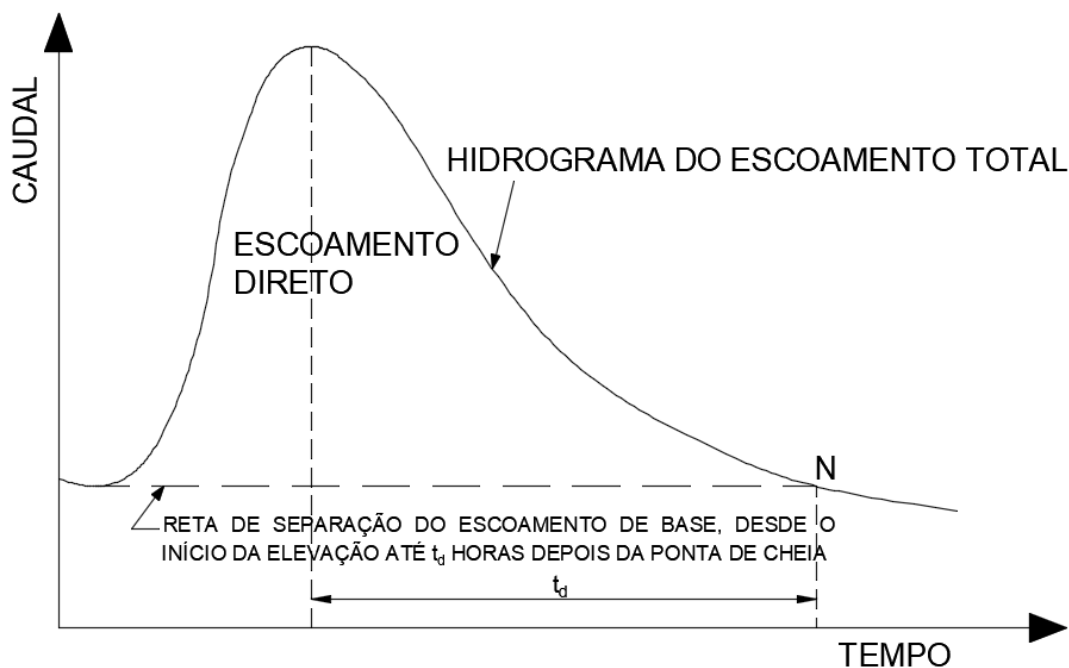


Figura 65 - Separação simplificada das componentes de um hidrograma (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

A posição deste último ponto pode ser determinada quer subjetivamente, baseada na experiência anterior do analista, quer recorrendo a fórmulas empíricas, do tipo da seguinte, devida a Linsley (1982),

$$t_d = 20 \times A^{0.2}$$

onde t_d é a duração do escoamento direto após a ponta de cheia, em horas; A é a área da bacia hidrográfica, em km^2 (Rodrigues et al., 2011).

6.9.3 Forma do hidrograma

Segundo Rodrigues et al. (2011) um hidrograma tipo, registado após uma chuvada isolada ocorrida na respetiva bacia hidrográfica, tem geralmente a forma de uma campânula assimétrica, onde podem ser consideradas as seguintes quatro partes distintas (Figura 66):

- 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**, já referida, correspondente ao decréscimo exponencial do escoamento de base, depois de terem cessado as contribuições das restantes componentes do escoamento superficial.

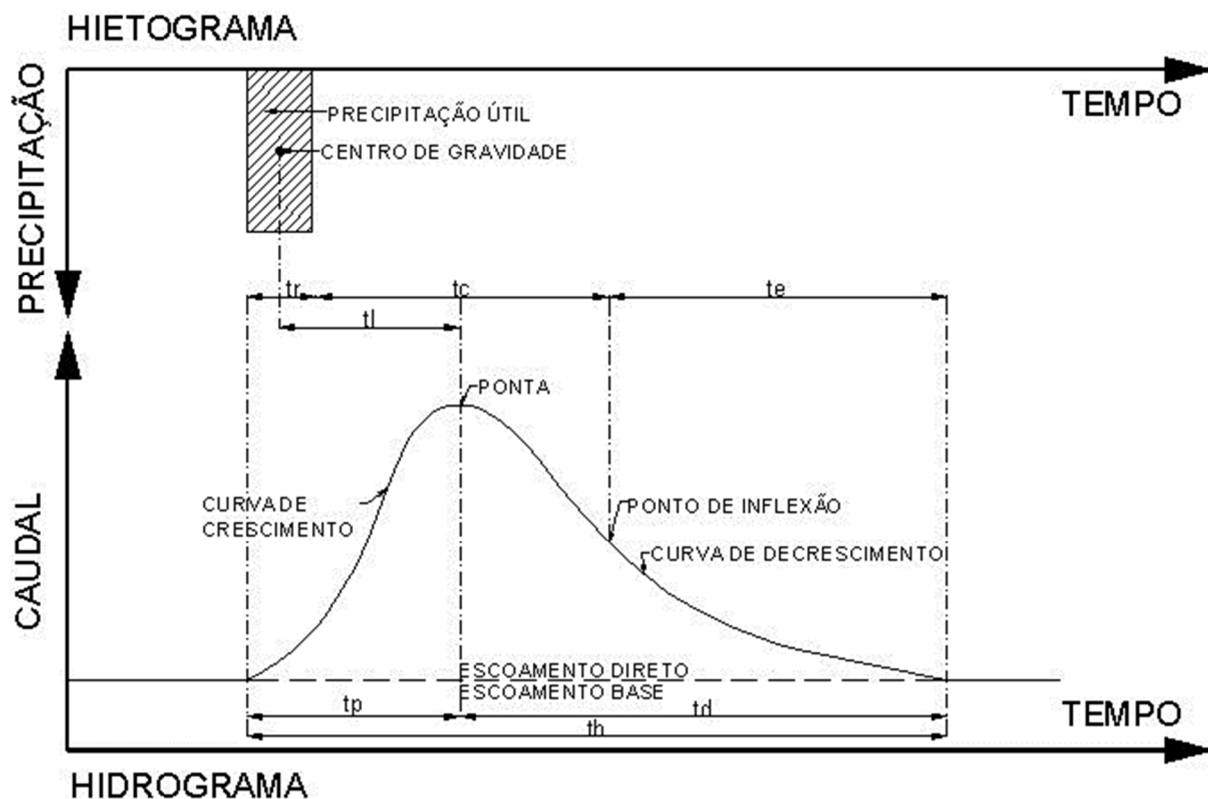


Figura 66 - Características de um hidrograma tipo (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

Denomina-se **tempo de resposta da bacia**, t_l , o intervalo de tempo definido pelos instantes correspondentes ao centro de gravidade da precipitação útil e à ponta do hidrograma. Representa o desfasamento entre a curva cronológica dos caudais na secção e a dos caudais correspondentes à precipitação, suposta uniformemente repartida por toda a bacia, no momento em que ela ocorre (Rodrigues et al., 2011).

Denomina-se **tempo de precipitação**, t_r , o tempo durante o qual ocorre fração útil da chuvada que origina o escoamento direto do hidrograma (Rodrigues et al., 2011).

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; pode, igualmente, 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. Num hidrograma resultante de uma precipitação útil que cubra uniformemente toda a bacia, corresponde ao intervalo de tempo que decorre entre a cessação da precipitação e a ocorrência de um ponto de inflexão na curva de decrescimento. É considerado como uma característica constante da bacia, independentemente das características das chuvadas (Rodrigues et al., 2011).

Para cada frequência estatística, denomina-se **chuvada crítica** de uma bacia hidrográfica a chuvada uniforme suscetível de causar o maior valor do caudal de ponta. Pela definição de tempo de concentração, compreende-se ter que ser a duração da chuvada crítica igual ou maior do que o tempo de concentração da bacia, isto é, $t_{r_{crit}} \geq t_c$ (a noção de chuvada crítica só tem sentido em pequenas bacias, pela improbabilidade de ocorrência de chuvadas uniformes com duração igual ao respetivo tempo de concentração em grandes bacias hidrográficas) (Rodrigues et al., 2011).

Num hidrograma há ainda a considerar o **tempo de esvaziamento** da rede hidrográfica, t_e , entre a ocorrência do ponto de inflexão na curva de decrescimento, e a cessação do escoamento direto; corresponde à passagem na secção do volume de água armazenado na rede durante a chuvada. O respetivo valor depende quer de fatores fixos (características geométricas dos canais da rede), quer de fatores variáveis (características das chuvadas) (Rodrigues et al., 2011).

O tempo de base do hidrograma corresponde à passagem do escoamento direto na secção. Para uma precipitação útil uniformemente repartida sobre toda a bacia, começa a ocorrer escoamento direto imediatamente após o início daquela; o mesmo só termina quando, depois da contribuição final do ponto mais afastado chegar à secção de saída, passar por esta todo o volume de água armazenado na própria rede durante a chuvada. 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 (Rodrigues et al., 2011):

$$t_b = t_p + t_d = t_r + t_c + t_e$$

6.9.4 Fatores que afetam a forma do hidrograma

Foram-se referindo os fatores que influenciam a distribuição do escoamento superficial, isto é, a forma do hidrograma. No entanto, convém aqui referir 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.

Com base em Rodrigues et al. (2011) não estão esquematizados os efeitos de alguns dos fatores atrás referidos, que 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 uma chuvada cuja intensidade seja inferior à capacidade de infiltração do solo ($i \leq f$ - ausência de escoamento direto) e numa situação em que a respetiva capacidade de campo não esteja satisfeita ($e \leq n_r$ - 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 esta 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 chuvadas iguais mas com diferente distribuição espacial, na mesma bacia.
- g) e h) - hidrogramas resultantes da mesma chuvada em bacias de área idêntica, mas de forma diferente.

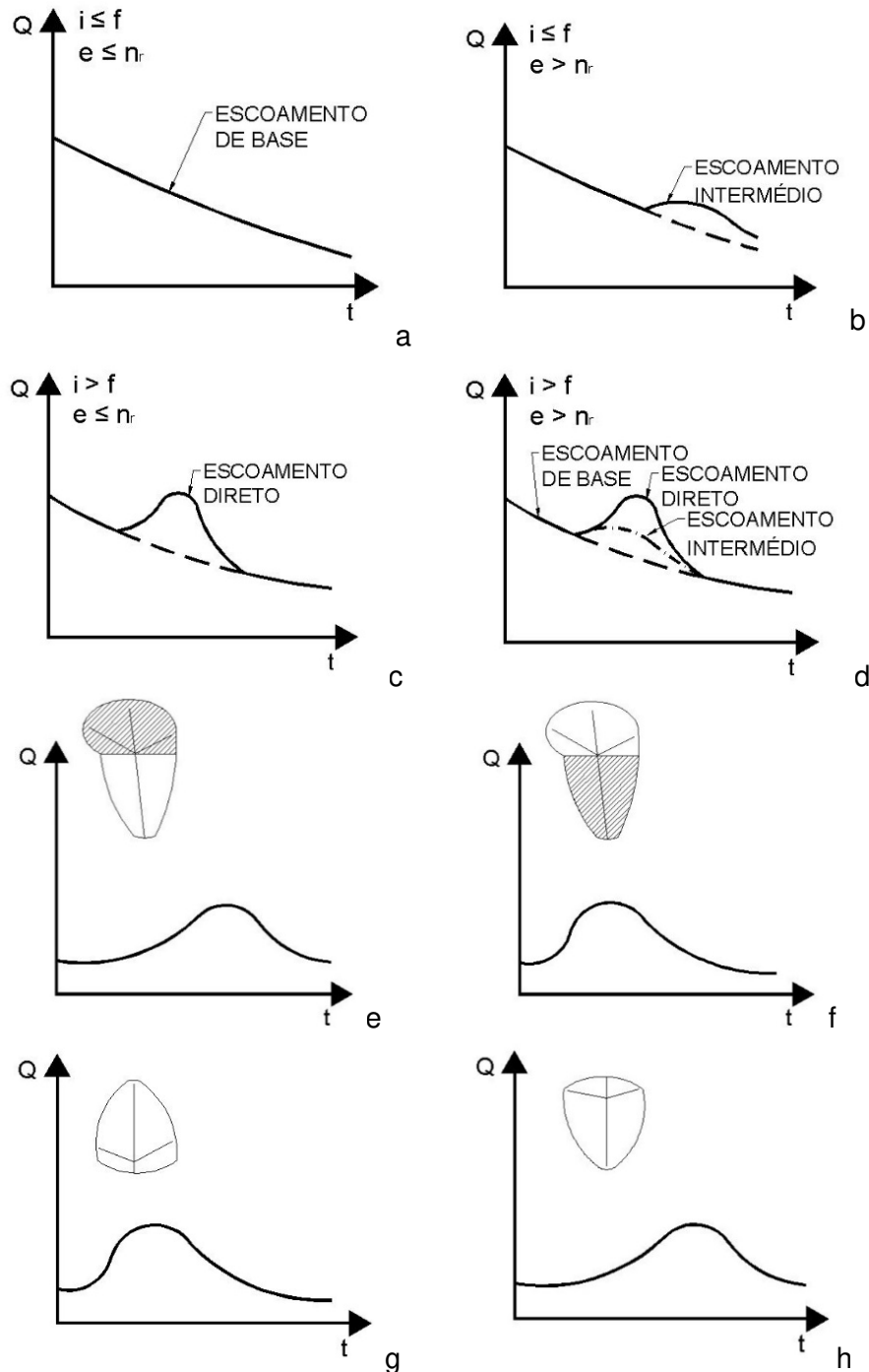


Figura 67 - Efeitos das características da precipitação e da bacia na forma do hidrograma (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

6.9.5 Hidrograma Unitário

O efeito que a quantidade e intensidade da chuva provocam sobre um hidrograma é estudado através do método do Hidrograma Unitário. Leroy S. Sherman em 1932 apresentou a seguinte proposição: "Se duas chuvas ocorrem sobre uma bacia hidrográfica em condições idênticas, anteriores às chuvas, os hidrogramas de escoamento direto das duas chuvas podem ser supostamente iguais" (Costa & Lança, 2011).

Hidrograma Unitário é o que resulta de um escoamento superficial (unitário) correspondente a 1 cm de altura de água sobre toda a bacia (Costa & Lança, 2011).

O **Hidrograma Unitário** rege-se por três princípios:

1º Princípio - Tempo de base constante

Chuvas de iguais durações originam durações de escoamentos superficiais iguais (Figura 68) (Costa & Lança, 2011).

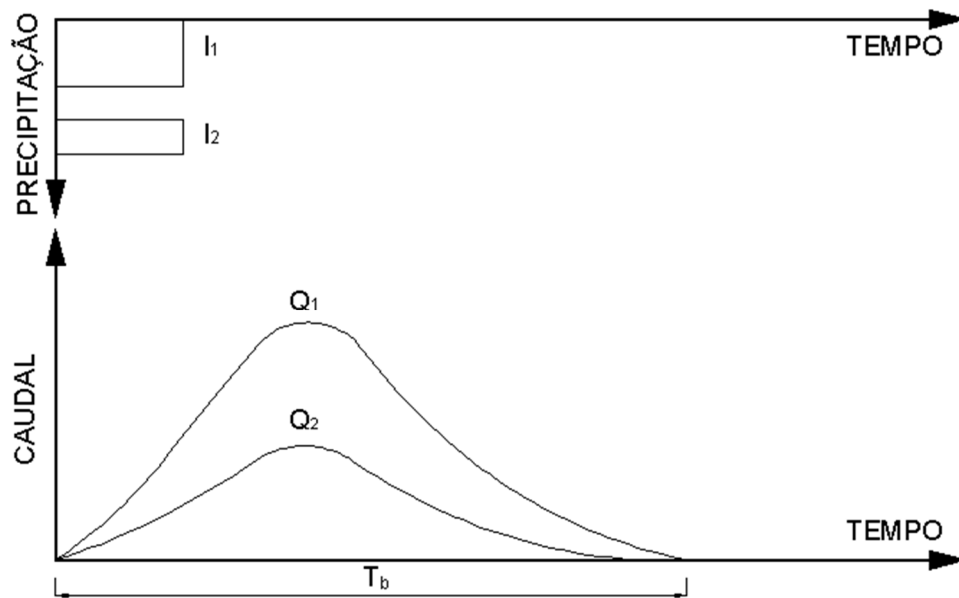


Figura 68 - Tempo de base constante (adaptado de Costa & Lança, 2011).

Pela figura 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 (Costa & Lança, 2011).

2º Princípio - Proporcionalidade dos caudais ou princípio de afinidade:

Uma altura unitária h_1 , produz o escoamento direto V_1 , outra altura unitária h_2 origina o escoamento V_2 . Pelos hidrogramas deduz-se que há 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 referentes ao tempo T (Figura 69) (Costa & Lança, 2011).

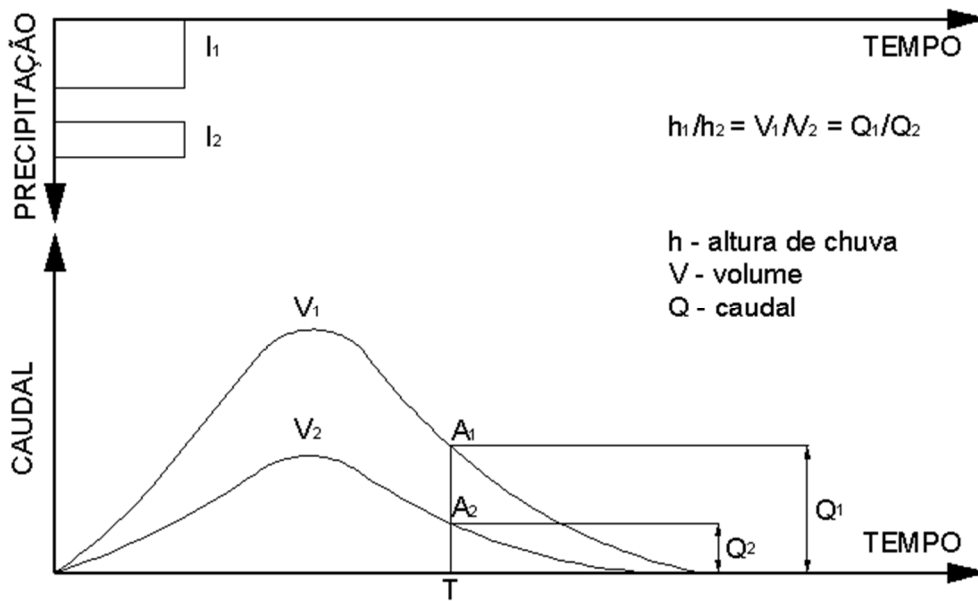


Figura 69 - Proporcionalidade de caudais (adaptado de Costa & Lança, 2011).

Deste modo conhecendo-se o hidrograma unitário para uma determinada duração D chuva unitária pode-se determinar o hidrograma para uma outra chuva de intensidade diferente, mas com a mesma duração (Costa & Lança, 2011).

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

O tempo de escoamento direto de uma determinada chuva não depende do escoamento direto provocado por uma chuva anterior (Figura 70) (Costa & Lança, 2011).

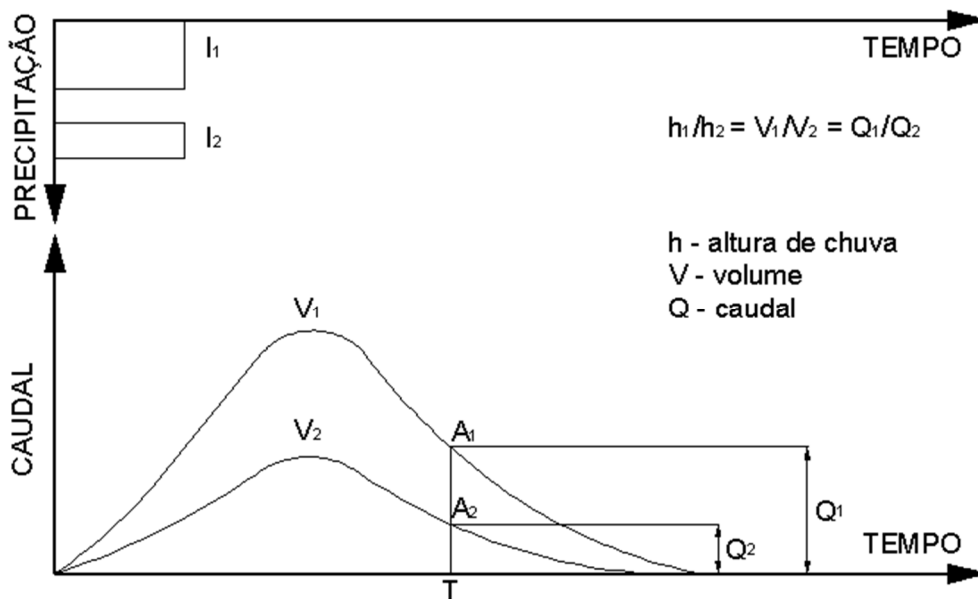


Figura 70 - Princípio da aditividade (adaptado de Costa & Lança, 2011).

O hidrograma total é obtido somando as ordenadas dos hidrogramas parciais que correspondem a cada uma das chuvas (Costa & Lança, 2011).

6.9.6 Chuva Unitária e Hidrograma Unitário

Se considerarmos 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:

$$t_b = D + t_c + t_e$$

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 correspondente aos respetivos escoamentos (Costa & Lança, 2011).

A experiência mostra que se a duração da chuva t_p for suficientemente inferior ao t_c podemos aplicar estes princípios para casos de chuvas não uniformes, mas "semelhantes" ou seja com a mesma distribuição no tempo e no espaço (Costa & Lança, 2011).

Na prática costuma-se fazer $D = t_c/5$. As chuvas com tempo D são chamadas chuvas unitárias (Costa & Lança, 2011).

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 (Costa & Lança, 2011).

No hidrograma de escoamento superficial a área sob a curva representa o volume total escoado (Costa & Lança, 2011).

$$V_e = \int Q \cdot \partial t$$

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

$$h = \left(\frac{V_e}{A}\right) = \frac{1}{A} \cdot \int_0^t Q \cdot \partial t$$

Na prática atribui-se a ∂t o valor em que a variação do caudal possa ser linear e fica:

$$h = \frac{1}{A} \cdot \sum_0^t Q \cdot \Delta t$$

ou seja:

$$h = \frac{\text{área do hidrograma}}{\text{área da bacia}}$$

ou seja:

em que:

Δt - período de tempo decorrido entre duas observações de caudal o qual deve ser constante no hidrograma;

Q - caudal medido no período Δt ;

h - altura média da lâmina de água.

Se dividirmos todas as ordenadas Q do hidrograma observado, pela altura média h achamos o HU (Costa & Lança, 2011).

$$\sum \left(\frac{Q}{h} \cdot \Delta t \right) \cdot \frac{1}{A} = 1$$

6.9.7 Hidrograma Unitário Triangular - HUT

O método foi concebido pelo SCS (*Soil Conservation Service*) nos EUA em 1957 e pode ser aplicado em bacias com áreas até 500 km². Por este método obtêm-se os caudais referentes a chuvas conhecidas ou determinadas por processos estatísticos (curvas udométricas). A sua utilidade é enorme no dimensionamento de estruturas hidráulicas em regiões de escassa ou nenhuma informação hidrológica (Costa & Lança, 2011).

Os parâmetros utilizados, para a obtenção de um HUT são os seguintes:

$$q_p = \frac{(2.08 \cdot A)}{t_p}$$

em que:

q_p - caudal específico em m³s⁻¹cm⁻¹;

A - área da bacia hidrográfica em km²;

t_p - tempo de subida ou ascensão em horas.

$$t_c = 0.39 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$$

em que:

t_c - tempo de concentração em horas;

L - estirão do rio em km;

S - declividade equivalente constante em percentagem.

$$D = \frac{t_c}{5}$$

em que D é a duração da chuva unitária em horas.

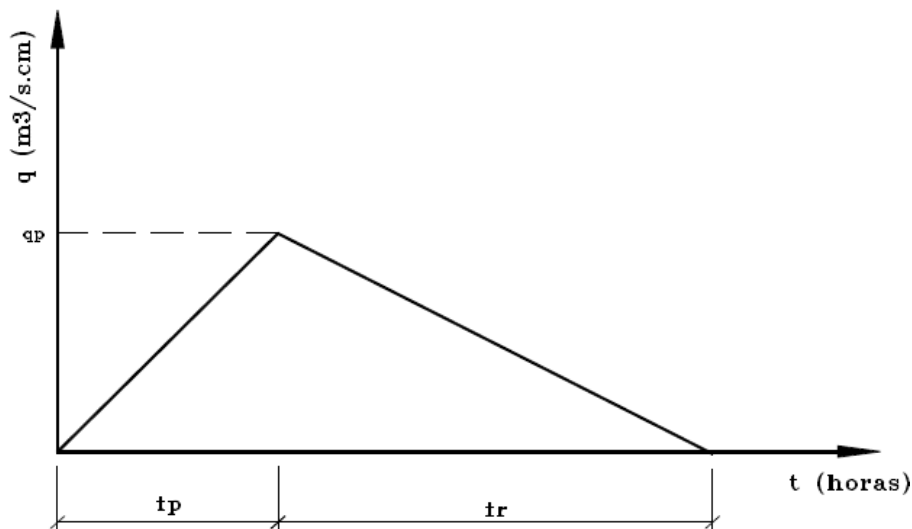


Figura 71 - Hidrograma unitário triangular (Costa & Lança, 2011).

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 \cdot t_c$$

em que t_p é o tempo de ascensão em horas.

$$t_r = 1.67 \cdot t_p$$

em que t_r é o tempo de descida em horas.

Conhecidos $q(t_p)$, t_p e t_r calculam-se as restantes ordenadas $q(t_i)$ estabelecendo simples proporções entre triângulos. Para t_i estabelecem-se os valores exatos ou aproximados do tempo unitário $t_i = n \cdot \Delta t$ e $\Delta t = D$ (Costa & Lança, 2011).

O HUT, na parte referente à parcela de chuva útil (chuva efetiva) apoia-se num parâmetro que leva em conta o tipo de solo, sua utilização e capacidade de escoamento superficial.

Este parâmetro é designado por CN (Curva Número ou Número de Escoamento) e está compreendido entre os valores de “0” a “100”.

O valor “0” diz respeito a uma bacia que não gera qualquer escoamento (bacia de condutibilidade hidráulica infinita). O valor “100” diz respeito a uma bacia impermeável cuja precipitação é escoada na totalidade (Costa & Lança, 2011).

Os números de escoamento CN encontram-se tabelados para diversos números e valores de chuva, obtidos através da análise de muitas bacias com solos de diferentes tipos, utilizações e condições de humidade antecedentes (Costa & Lança, 2011). O solo é classificado em 4 grupos hidrológicos:

- **Tipo A** - Baixo potencial de deflúvio. Terrenos muito permeáveis com pouco silte e argila. Os valores mais baixos do CN estão dentro deste tipo;
- **Tipo B** - Capacidade de infiltração acima da média após completo humedecimento. Solos arenosos menos profundos que os do tipo A;

- **Tipo C** - Capacidade de infiltração abaixo da média depois de pré-saturação. Contém apreciável percentagem de argila;
- **Tipo D** - Mais alto potencial de deflúvio. Muito argiloso, quase impermeável. Os valores mais altos do CN estão dentro deste tipo.

É possível relacionar o grupo hidrológico do solo com a sua granulometria. Para tal, utiliza-se o seguinte ábaco triangular de classificação textural, e a sua versão modificada para determinação do grupo hidrológico (Figura 72 e Figura 73) (Costa & Lança, 2011).

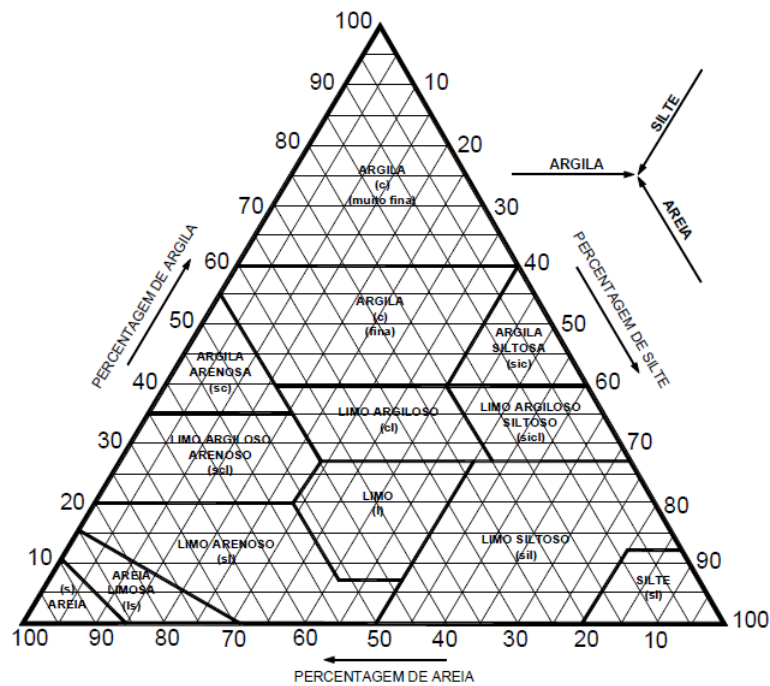


Figura 72 - Ábaco triangular de classificação textural (Costa & Lança, 2011).

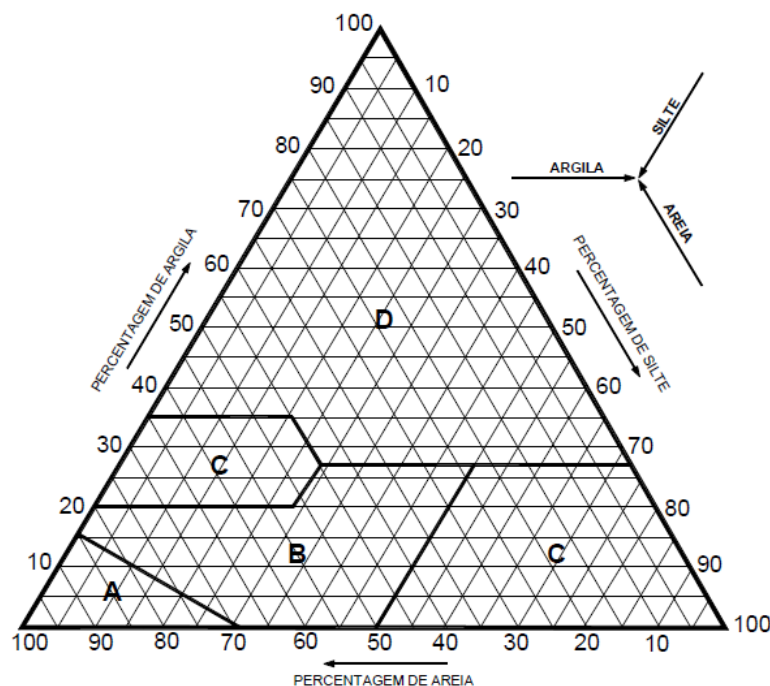


Figura 73 - Ábaco triangular de classificação textural por grupo hidrológico (Costa & Lança, 2011).

Os valores de precipitação efetiva P_e são obtidos através da seguinte fórmula:

$$P_e = \frac{(P - 5080/CN + 50.8)^2}{P + 20320/CN - 203.2}$$

Em que:

P_e - precipitação efetiva em mm;

P - precipitação em mm;

CN - curva número obtida nas tabelas depois de uma classificação *in loco* criteriosa (Tabela 13 e Tabela 14).

Tabela 13 - Valores do número de escoamento (CN) para regiões rurais (Costa & Lança, 2011).

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

Tabela 14 - Valores do número de escoamento (CN) para regiões urbanas e suburbanas (Costa & Lança, 2011).

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

Os valores CN obtidos nas tabelas anteriores devem ser corrigidos levando em conta as condições anteriores de teor em água do solo (Costa & Lança, 2011). Esta correção leva em conta três condições antecedentes de humidade:

- **AMC I** - Solos secos abaixo do emurchecimento. Não devem ser considerados em estudos de caudais de cheia;
- **AMC II** - A humidade corresponde à capacidade de campo. Solo húmido dá origem a escoamentos médios;
- **AMC III** - Solo muito encharcado, quase saturado (condições de empoçamento), originado por chuvas persistentes durante pelo menos cinco dias anteriores. Situação propícia à formação das maiores cheias.

O SCS recomenda que os valores de CN sejam corrigidos, de acordo com as condições antecedentes à humidade do solo. Assim, foi elaborado em quadro para se obterem as condições antecedentes de humidade, em função da precipitação total nos cinco dias anteriores (Costa & Lança, 2011).

Tabela 15 - Condições antecedentes de humidade relativas à precipitação total nos cinco dias antecedentes (Costa & Lança, 2011).

Precipitação total nos cinco dias antecedentes (mm)		Condições de humidade antecedentes
Período dormiente	Período de crescimento	
< 13	< 36	AMC I
13 a 28	36 a 53	AMC II
> 28	> 53	AMC III

O SCS recomenda que se corrija o CN para AMC I e AMC III em função dos valores do CN para AMC II (Costa & Lança, 2011).

Tabela 16 - Correção de valores de (CN) para AMC I e AMC III em função dos valores de (CN) para AMC II (Costa & Lança, 2011).

CN para AMC II	Valor corrigido de CN	
	AMC I	AMC II
100	100.00	100.00
95	88.86	97.76
90	79.08	95.39
85	70.41	92.87
80	62.68	90.19
75	55.75	87.34
70	49.49	84.29
65	43.82	81.03
60	38.65	77.53
55	33.92	73.76
50	29.58	69.69
45	25.57	65.30
40	21.87	60.53
35	18.44	55.32
30	15.25	49.64
25	12.28	43.39
20	9.50	36.51
15	6.90	28.87
10	4.46	20.35
5	2.16	10.80

Algumas definições a reter:

- **Ponto de Emurchecimento** - Teor em água do solo abaixo do qual as plantas já não recuperam a turgescência;
- **Capacidade de Campo** - Teor em água existente no solo e que resiste aos efeitos da gravidade (drenagem).

CAPÍTULO 7 - BALANÇO HIDROLÓGICO

7.1 Definição

O balanço hidrológico traduz-se pela equação da continuidade, ou seja, a diferença entre as entradas (afluências) e as saídas (efluências) de água num determinado espaço e durante um certo período de tempo, é equivalente à variação do volume reportada aquele intervalo de tempo (Rodrigues et al., 2011).

$$\text{Afluências-Efluências} = \text{Variação de armazenamento}$$

Ou:

$$\int_t^{t+\Delta t} q_a(t) dt - \int_t^{t+\Delta t} q_e(t) dt = S(t + \Delta t) - S(t)$$

em que $q_a(t)$, $q_e(t)$ e $S(t)$ representam, respetivamente, as leis de variação com o tempo das afluências, efluências e armazenamento de água no interior do espaço considerado (Rodrigues et al., 2011).

À escala anual (ano hidrológico) e tendo em conta as relações da precipitação com o escoamento; a equação de balanço numa bacia hidrográfica resume-se à quantificação de três variáveis: a precipitação, P , evapotranspiração real, Et_r e escoamento, R (Rodrigues et al., 2011).

Conhecidas duas destas variáveis, é sempre possível determinar o valor da terceira pela equação:

$$R = P - Et_r$$

Quando se transita da escala anual de análise para a escala mensal, a componente de variação do armazenamento subterrâneo passa a ser significativa, mesmo em termos médios. Nestas condições, não é possível relacionar linearmente o escoamento com a precipitação já que, o estado das reservas subterrâneas num mês não se mantém constante ao longo dos anos. Nesta escala de tempo é necessário considerar também, a parcela de água retida como humidade do solo, uma fração da qual vai constituir a água utilizável pelas plantas (Rodrigues et al., 2011).

A equação de balanço que relaciona mensalmente o valor da precipitação com o correspondente valor de escoamento é:

$$R = P - Et_r - \Delta S - \Delta H$$

em que ΔS e ΔH representam, respetivamente, as variações mensais do armazenamento subterrâneo e do estado de humidade do solo (Rodrigues et al., 2011).

A equação de balanço que relaciona mensalmente o valor da precipitação com o correspondente valor de escoamento está na base dos modelos de balanço

sequencial que relacionam a precipitação com o escoamento. De entre estes destaca-se o de Thornthwaite e Mather pela sua simplicidade e maior divulgação (Rodrigues et al., 2011).

7.2 Ano hidrológico

A equação do balanço hidrológico na forma pode ser aplicada a intervalos de tempo iguais a 1 ano (**ano hidrológico**), desde que se cumpra a hipótese anterior, isto é, que no início de cada um desses intervalos de tempo o armazenamento de água na bacia seja praticamente constante (e não haja transvases entre bacias) (Quintela A. C., 1996).

Em Portugal, convencionou-se que o ano hidrológico se inicia a **1 de outubro** e termina a **30 de setembro**, porque no final do período de verão, as reservas de água no solo estão próximas do seu limite mínimo e são semelhantes de ano para ano; e em países africanos de expressão portuguesa: Cabo Verde - 1 de julho a 30 de junho, Guiné - 1 de maio a 30 de abril, São Tomé e Príncipe - 1 de setembro a 31 de agosto e Angola e Moçambique - 1 de outubro a 30 de setembro (Quintela A. C., 1996).

Segundo Quintela A. C. (1996) a adoção do ano hidrológico permite:

- **escrever a equação do balanço hidrológico de forma a que se podem correlacionar valores anuais da precipitação e do escoamento** (desde que seja possível avaliar o valor da evapotranspiração);
- **obter séries de valores do escoamento anual estatisticamente independentes uns dos outros** (considerando que o caudal que se escoar num rio, entre 1 de outubro e 30 de setembro de cada ano, depende quase exclusivamente da precipitação ao longo desse ano e pouco tem a ver com a precipitação do ano anterior).

7.3 Modelo sequencial de balanço de Thornthwaite

7.3.1 Introdução

O modelo de balanço sequencial de Thornthwaite baseia-se na descrição macroscópica da fase terrestre do ciclo hidrológico e permite gerar valores de escoamento mensal com base nos valores de precipitação e evapotranspiração. As variáveis intervenientes são, a precipitação, P , a evapotranspiração potencial, Et_p , a evapotranspiração real Et_r e o armazenamento de água no solo (Rodrigues et al., 2011). Estas variáveis relacionam-se entre si do modo seguinte:

$$P - (Et_r + \Delta S) = R + \Delta S_s + R_b + \Delta S_{SSO}$$

em que:

P - precipitação;

Et_r - evapotranspiração real ou efetiva;

R - escoamento superficial;

R_b - escoamento subterrâneo;

$\Delta S_s, \Delta S, \Delta S_{SSO}$ - variações de armazenamento à superfície, no solo e no subsolo.

As variáveis devem vir expressas nas mesmas unidades de volume (ou altura de água equivalente - *mm*) e referenciadas ao mesmo intervalo de tempo (Rodrigues et al., 2011).

7.3.2 Metodologia do balanço

No início de cada simulação mensal, é quantificada a natureza e grandeza da diferença entre o valor da precipitação ocorrida e o valor potencial de evapotranspiração afetado de um fator de redução, K_C , dependente das espécies vegetais presentes na área em análise. Nas nossas condições é usual atribuir o valor médio de 0.7 a K_C (Rodrigues et al., 2011).

$$P - (Et_p \times K_C) = Dif, \text{ com } K_C = 0.7$$

Segundo Rodrigues et al. (2011), de acordo com a natureza de *Dif* (valor positivo ou negativo) é necessário verificar duas situações distintas, baseadas na grandeza de *Dif*:

- **o preenchimento total das reservas do solo, S** - situação de superavit hídrico, SH , sempre que a precipitação iguale ou supere a evapotranspiração real o valor de SH será:

$$SH = P - (Et_p + \Delta S); \Delta S \geq 0$$

- **o esgotamento das reservas superficiais do solo** - situação de deficit hídrico, DH , quando o valor da precipitação for inferior ao valor da evapotranspiração potencial. O valor de DH vem:

$$DH = Et_p - Et_r = (Et_p + \Delta S) - P; \Delta S < 0$$

Dado que:

$$Et_r = P - \Delta S; \Delta S < 0$$

Se as reservas superficiais já se encontram preenchidas - facto que, no nosso clima, ocorre geralmente no Inverno - o excedente (SH) irá repartir-se pelas perdas em profundidade, contribuindo para as reservas subterrâneas, e pela contribuição para o escoamento superficial. As reservas subterrâneas vão-se esgotando com um atraso de um mês, constituindo o escoamento de base, segundo uma progressão geométrica de razão 1/2, geralmente designada por **coeficiente de descarga do aquífero (α)** (Rodrigues et al., 2011).

O coeficiente α é uma característica das formações hidrogeológicas presentes na área, passível portanto, de calibração em função das características de cada local (Rodrigues et al., 2011).

Quando as reservas do solo se encontram esgotadas - facto que no nosso clima ocorre, grosso modo, nos meses de Verão - o escoamento é alimentado unicamente pelo esgotamento das reservas subterrâneas, e o deficit hídrico (DH) originado vai constituir aquela quantidade de água suplementar que poderia ter sido utilizada pelas plantas e pelo solo caso fosse fornecida artificialmente através de rega (Rodrigues et al., 2011).

Nas situações intermédias entre a saturação e o esgotamento das reservas de humidade do solo, o escoamento é alimentado somente pelas reservas subterrâneas, e as diferenças entre o valor da precipitação e da evapotranspiração vão aumentando ou diminuindo o valor das reservas superficiais consoante o sinal dessas diferenças é positivo ou negativo - facto em geral verificado no Outono e Primavera no nosso clima (Rodrigues et al., 2011).

A metodologia exposta admite, como hipótese simplificativa, que a variação do armazenamento de água no solo, varia linearmente com a diferença da precipitação sobre a evapotranspiração (positiva no período húmido e negativa no período seco) dentro dos limites da capacidade utilizável. Lencastre, 1984, no entanto, considera ser mais realista que durante o período seco, e devido ao aumento das forças de retenção de água no solo em resultado da sua secagem, a diminuição do armazenamento se faça de acordo com a seguinte equação exponencial:

$$S = n_u \cdot e^{L/n_u}$$

em que S é o armazenamento de água que fica num solo de capacidade utilizável n_u , quando sujeito a uma perda potencial de água, L (Rodrigues et al., 2011).

O valor de L , em cada intervalo de tempo do período seco, é obtido por:

$$L(i) = \sum_{j=1}^i [P(j) - Et(j)]; L < 0$$

em que i é o número de ordem do intervalo em causa, desde o início do período seco, e j o de qualquer intervalo do mesmo período (Rodrigues et al., 2011).

Para simular os escoamentos através do modelo de Thornthwaite são necessários como dados de entrada:

- área da bacia hidrográfica a montante da secção em estudo (km^2);
- valores mensais da precipitação ponderada (mm);
- valores mensais da evapotranspiração ponderada (mm);
- limite de armazenamento da humidade do solo (mm) - este valor é calibrável para cada caso em função da capacidade do solo para armazenar água. Thornthwaite, na conceção base do modelo, admitiu um solo genérico com capacidade de armazenamento igual a 100 mm.

Os resultados do balanço, se apresentados em mm, incluem o valor mensal de todas as variáveis utilizadas, respetivamente:

- a evapotranspiração potencial (E_p);
- a precipitação (P);
- reservas superficiais de água no solo (S);
- a evapotranspiração real (E_r);
- o défice hídrico (DH);
- o excedente ou superavit hídrico (SH) - para Thornthwaite, “water surplus”;
- o escoamento (R).

Uma organização possível em termos de folha de cálculo é aquela que se propõe na Tabela 17, tendo em conta que os valores de cada coluna são determinados em concordância com os pressupostos do modelo de Thornthwaite (Rodrigues et al., 2011).

Tabela 17 - Balanço hidrológico de Thornthwaite Mather (adaptado de Rodrigues et al., 2011).

Ano	Mês	E_p	P	Dif	S	ΔS	E_r	DH	SH	Q	Q (m^3/s)
		(mm)									
1	out										
	...										
	set										
2	out										
	...										
	set										
...	...										
n	...										

CAPÍTULO 8 - ESTUDO DAS CHEIAS

8.1 Considerações gerais

O conceito de cheia não está perfeitamente uniformizado. Em alguns casos associa-se ao termo uma ocorrência excepcional, com inundação de terrenos contíguos ao leito de uma dada linha de água. Do ponto de vista hidrológico, o termo é associado à ocorrência de escoamento superficial direto que pode, em certas circunstâncias, corresponder à primeira definição (Rodrigues et al., 2011).

Neste capítulo pretende-se determinar o hidrograma de cheia e o respetivo caudal de ponta de cheia, dados necessários no dimensionamento dos órgãos de escoamento de obras hidráulicas, do leito de cheia de uma linha de água ou na avaliação dos efeitos da ocorrência dessa cheia. As cheias são fenómenos naturais, decorrentes do carácter aleatório dos componentes do ciclo hidrológico, interessa minimizar os efeitos nocivos e aproveitar a energia disponível (Rodrigues et al., 2011).

Rodrigues et al. (2011), refere que no estudo de cheias pretende-se, basicamente, responder a um ou aos dois seguintes objetivos:

- **pré-determinação de cheias** - determinação dos caudais de ponta de cheia e/ou hidrograma de cheia que ocorrerão para condições preestabelecidas (para um dado período de retorno dependente do tempo de vida da obra), aplicado em dimensionamento de descarregadores de barragens, diques de proteção de cheias, etc;
- **previsão de cheias (em tempo real)** - determinação dos valores dos caudais que poderão ocorrer num futuro próximo, com o máximo de antecedência possível, aplicado para fins operacionais em tempo real.

8.2 Fatores que influenciam as cheias

Segundo Rodrigues et al. (2011), os fatores que contribuem para a alteração das condições das cheias são: **fisiográficos** - área, forma, relevo, cobertura vegetal, natureza geológica e solos da bacia hidrográfica; densidade de drenagem e relevo da rede hidrográfica; **climatológicos** - temperatura, humidade do ar e humidade do solo; e **distribuição temporal e espacial da precipitação**.

8.3 Pré-determinação das pontas de cheia

8.3.1 Generalidades

No dimensionamento de órgãos de descarga das obras hidráulicas, obras de arte nas vias de comunicação ou coletores de águas pluviais é necessária a determinação dos caudais de ponta de cheia. Por vezes é ainda importante o conhecimento do hidrograma de cheia (ex: avaliação da variação de nível numa albufeira). Estes valores estão necessariamente associados a um dado período de retorno (Rodrigues et al., 2011).

Existe uma grande diversidade de métodos de pré-determinação de cheias, apresentados por diferentes autores, desde expressões simples, deduzidas empiricamente, até modelos complexos de definição do hidrograma (Rodrigues et al., 2011).

8.3.2 Fórmulas empíricas

As expressões empíricas mais simples para determinação do caudal de ponta de cheia consideram este caudal como função unicamente da área da bacia hidrográfica. O período de retorno associado a estes caudais não é quantificado, mas é considerado baixo (Rodrigues et al., 2011).

Estas fórmulas devem ser aplicadas no caso de bacias hidrográficas com características semelhantes às bacias para as quais foram deduzidas e na ausência de melhor informação (Rodrigues et al., 2011).

Fórmula de Iskowski:

Esta fórmula foi deduzida a partir dos valores de caudais medidos em 289 rios da Europa Central com bacias hidrográficas muito variadas. O caudal de ponta de cheia (m^3/s) é determinado em função da área (km^2), da precipitação média anual (m), da categoria dos solos, cobertura vegetal e relevo da bacia hidrográfica (Rodrigues et al., 2011).

$$Q_p = K \cdot m \cdot P \cdot A$$

em que:

K - é dependente da categoria dos solos, cobertura vegetal e relevo, varia entre 0,017 e 0,8 (Tabela 18);

m - é dependente da área da bacia hidrográfica, varia entre 10 e 1 (Tabela 19);

A - área da bacia em m^2 .

Tabela 18 - Coeficiente K (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).

Orografia da bacia	Valores do coeficiente K			
	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 19 - Coeficiente *m* (adaptado de Lencastre & Franco, 1992).

A (km ²)	1	10	40	70	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
<i>m</i>	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

Fórmula Racional

Esta é uma equação que tem vindo a ser muito usada no nosso país em bacias de pequena dimensão. O caudal de ponta é determinado em função da área da bacia hidrográfica, da intensidade média de precipitação, para um dado período de retorno e duração da chuvada igual ao tempo de concentração da bacia, e de um coeficiente de escoamento dependente da natureza dos solos e da cobertura vegetal, no entanto este coeficiente é considerado constante para qualquer intensidade de chuvada e para quaisquer condições anteriores à situação em estudo hidrográfica (Rodrigues et al., 2011).

$$Q_p = C \cdot I \cdot A$$

em que:

- C* - coeficiente de escoamento adimensional obtido em tabelas de hidrologia;
- I* - intensidade média referente ao intervalo máximo da precipitação, para um determinado tempo de retorno com duração igual ao tempo de concentração da bacia. Geralmente em mm/h transforma-se em m/s;
- A* - área da bacia em m².

A comparação da “Fórmula Racional” com a “Fórmula de Iskowski” permite a introdução do conceito de chuvada crítica para um dado período de retorno que dá origem ao caudal de ponta de cheia. A caracterização do relevo está indiretamente considerado na intensidade de precipitação, que varia com a zona de localização da bacia, e no coeficiente de escoamento. Esta fórmula relaciona o caudal de ponta de cheia com a precipitação que lhe dá origem admite que o período de retorno desse caudal é igual ao período de retorno da precipitação. Naturalmente que isto só seria verdade se as condições da bacia hidrográfica antes do início da chuvada referida fossem iguais em cada ocorrência, implicando o mesmo comportamento em escoamento direto na secção de referência da bacia (Rodrigues et al., 2011).

Uma interpretação diferente da “Fórmula Racional”, permite identificar a determinação do volume de água precipitado por unidade de tempo. Este volume não contribui todo para o caudal na secção de referência, sendo-lhe aplicado o coeficiente de escoamento, relação entre o escoamento direto e a precipitação útil que lhe deu origem (Rodrigues et al., 2011).

O coeficiente de escoamento só poderá ser bem aplicado caso tenha sido determinado experimentalmente em bacias com comportamento semelhante, do ponto de vista de escoamento. Esta equação tem sido muito usada em Portugal com resultados satisfatórios para bacias com área inferior a 25 km². É aplicada na determinação do caudal de dimensionamento de coletores de águas pluviais. Para uma dada região, escolhido o coeficiente de escoamento, as curvas intensidade-

duração-frequência (IDF) e o tempo de concentração da bacia, o caudal de ponta é diretamente proporcional à área (Rodrigues et al., 2011).

Com a “Fórmula Racional” é incluído o carácter de extremo do caudal de ponta de cheia através da intensidade de precipitação correspondente ao valor máximo da precipitação para um dado período de retorno e uma dada duração. A duração da chuvada é, no entanto, considerada igual ao tempo de concentração, ou seja a duração total da chuvada é igual à duração da chuvada útil que por sua vez é igual ao tempo de concentração (Rodrigues et al., 2011).

Fórmula de Martino

O escoamento de superfície em áreas urbanizadas está sujeito a modificações da topografia, originadas por intervenções antrópicas (Costa & Lança, 2011).

Um dos primeiros métodos, e ainda hoje o mais utilizado, para o dimensionamento de coletores pluviais é o método racional, cuja exatidão depende do valor que se estabelece para o fator C (coeficiente de escoamento), obtido em tabelas. O valor arbitrado depende da maior ou menor experiência do projetista (Costa & Lança, 2011).

O método racional sofre restrições quando se trata de área urbanizadas de relevo plano ou levemente ondulado (inclinação das vertentes inferior a 5%), propício a interseções e armazenamentos dentro da bacia (Costa & Lança, 2011).

A “Fórmula de Martino” baseia-se no método racional, mas leva em conta esse armazenamento na bacia (Costa & Lança, 2011):

$$Q_p = \Psi \cdot C \cdot I \cdot A$$

em que:

Ψ - coeficiente de atraso ou de armazenamento, adimensional, menor do que 1, obtido em tabelas;

C - coeficiente de escoamento adimensional, menor que 1, obtido em tabelas de hidrologia;

I - intensidade da chuva com tempo igual ao do tempo de concentração. Obtém-se através da equação de chuva, do tipo $I = a \cdot t^b$, com I em mm/h, transformados em m/s;

A - área da bacia em m².

Fórmula de Mockus

Este método permite calcular o caudal máximo do hidrograma, assumindo os mesmos princípios do HUT do SCS (Costa & Lança, 2011).

A sua aplicação segue a seguinte formulação para o tempo de chuva efetiva estabelece-se um tempo crítico (Costa & Lança, 2011):

$$T_{cr} = 2 \cdot \sqrt{T_c}$$

Em que T_c é o tempo de concentração em horas.

O tempo de duração da chuva será:

$$t = T_{cr} + \frac{I_\alpha}{I(T_{cr})}$$

Em que:

I_α - perdas iniciais, obtido por $I_\alpha = (5080/CN) - 50.8$;

$I(T_{cr})$ - intensidade da chuva, correspondente ao tempo crítico T_{cr} e obtém-se através da equação de chuva, do tipo $I = a \cdot T_{cr}^{-b}$, (I em mm/h; T_{cr} em minutos).

Obtido o tempo t , calcula-se a respetiva altura P , recorrendo à equação de chuvas $P = a \cdot t^c$ (P em mm).

Com o valor de P calcula-se a chuva efetiva P_e através da fórmula do SCS:

$$P_e = \frac{\left(P - \frac{5080}{CN} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20320}{CN} - 203.2} \cdot 0.1 \quad (P \text{ em mm}; P_e \text{ em cm})$$

Finalmente o caudal máximo é calculado pela fórmula:

$$Q_p = \frac{2.08 \cdot A \cdot P_e}{T_c^{0.5} + 0.6 \cdot T_c}$$

Em que:

P_e - chuva efectiva em cm;

T_c - tempo de concentração em horas;

A - área da bacia em km².

Fórmula de Giandotti

A estrutura é semelhante à fórmula racional mas o coeficiente de escoamento é obtido a partir da área da bacia (Costa & Lança, 2011).

$$Q_p = \frac{\lambda \cdot A \cdot h}{T_c}$$

em que:

h - precipitação máxima em mm correspondente ao tempo de concentração e a um determinado tempo de retorno;

A - área da bacia em km².

O tempo de concentração, segundo Giandotti é:

$$T_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{\bar{H}}}$$

Em que:

- T_c - tempo de concentração em horas;
- A - área da bacia em km²;
- L - comprimento do rio principal em km;
- \bar{H} - altura média da bacia em m.

O parâmetro λ encontra-se descrito na Tabela 20.

Tabela 20 - Parâmetro λ (adaptado de Costa & Lança, 2011).

A (área da bacia em km ²)	Valor de λ
até 300	0.346
300-500	0.277
500-1000	0.197
1000-8000	0.100
8000-20000	0.076
20000-70000	0.055

A fórmula de Giandotti foi preconizada no Regulamento de Pequenas Barragens de Terra editado em 1973 (Costa & Lança, 2011).

Fórmula de Témez

A estrutura é semelhante à anteriormente apresentada com exceção do tempo de concentração, segundo Témez é:

$$T_c = 0.3 \cdot \left(\frac{L}{i^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Em que:

- T_c - tempo de concentração em horas;
- L - comprimento do rio principal em km;
- i - declividade %.

Fórmula de Kirpich

A estrutura é semelhante à anteriormente apresentada com exceção do tempo de concentração, segundo Kirpich é:

$$T_c = 0.39 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385}$$

Em que:

- T_c - tempo de concentração em horas;
- L - comprimento do rio principal em km;

S - declividade equivalente constante do rio em %. Pode também utilizar-se, sem perda de rigor, a declividade média do rio.

Fórmula de Loureiro

Em Portugal F. Loureiro desenvolveu estudos para o Norte e Sul do país, onde delimitou zonas e correlacionou os caudais de ponta de cheia, medidos e analisados pela distribuição de Gumbel com a área da bacia, através da expressão:

$$Q_p = C \cdot A^Z$$

Em que:

C - parâmetro regional relacionado com o período de retorno;

Z - parâmetro regional;

A - área da bacia em km².

8.4 Métodos Usados para o Dimensionamento

Os métodos de cálculo de caudais de máxima cheia passaram por várias fases. Inicialmente o cálculo era baseado na experiência sendo deduzidas regras práticas. Em seguida apareceram teorias baseadas em medições e finalmente a fórmula racional (Costa & Lança, 2011).

O emprego indiscriminado da fórmula racional deu origem a grandes erros quase todos evidenciando super dimensionamento (Costa & Lança, 2011).

Ven Te Chow classificou os métodos atuais para o dimensionamento de secções de caudais da seguinte maneira:

Método do Julgamento

O dimensionamento depende da experiência do julgamento e das informações gerais conseguidas através das pessoas residentes nos locais (Costa & Lança, 2011).

Método da Classificação e Diagnóstico

Faz-se uma classificação das bacias tendo em vista as condições locais, topográficas, tipo de solo e seu uso, declividades, intensidade das chuvas, etc. (Costa & Lança, 2011).

Em certas áreas esta classificação faz-se através de tabelas elaboradas para as condições específicas das regiões. O tipo e dimensão das secções de caudais dependem do critério e experiência do engenheiro (Costa & Lança, 2011).

Método das Regras Empíricas

É estabelecida uma regra prática a fim de substituir o julgamento. Foi muito usado no início deste século (Costa & Lança, 2011).

Método das Fórmulas

Deduz-se uma fórmula para se achar o caudal máximo (Costa & Lança, 2011).

Ven Te Chow relacionou as fórmulas mais conhecidas, em número de 120, desde as muito simples até mais complexas (Costa & Lança, 2011).

É um método que esteve muito em voga sendo de realçar que quase todos os países apresentaram "a sua" fórmula, o método ainda pode ser usado, para avaliação ou comparação com outros métodos (Costa & Lança, 2011).

A imprecisão deste método reside na dificuldade em estabelecerem-se coeficientes adequados para as bacias em estudo (Costa & Lança, 2011).

Método das Tabelas e Ábacos

Para a aplicação das fórmulas empíricas são elaboradas tabelas e ábacos que facilitam os cálculos, muito embora hoje, com a informática, já não é tão trabalhoso, como outrora, utilizar fórmulas complicadas (Costa & Lança, 2011).

Deve notar-se, no entanto, que o uso de tabelas e ábacos apresenta a vantagem de se poder, rapidamente, avaliar o fenómeno no seu aspeto global (Costa & Lança, 2011).

Método Racional

Muito difundido, baseia-se na fórmula racional já descrita anteriormente (Costa & Lança, 2011).

Método das Observações Diretas

Este método exige estudos pormenorizados da bacia hidrográfica e do canal de escoamento do rio, além de observações meteorológicas regulares e exatas, que darão origem aos estudos hidrológicos e hidráulicos (Costa & Lança, 2011).

Método da Análise das Correlações

Faz-se a análise estatística das medições hidrológicas de campo. Podem, depois, obter-se fórmulas ou ábacos para aplicações práticas. É necessário um grande número de observações regulares (Costa & Lança, 2011).

Em grandes bacias é o método mais aconselhável geralmente nas grandes bacias os locais especiais (gargantas ou desfiladeiros, pontos importantes, foz, etc.) possuem estações de medição de caudais, de sedimentos e estações meteorológicas (Costa & Lança, 2011).

Método do Hidrograma Unitário

Utiliza-se a teoria do hidrograma unitário. É um método que se aplica no estudo de pequenas bacias hidrográficas dos quais não se têm dados de caudais. Neste caso, através de medições cuidadosas do caudal e da respetiva chuva, obtém-se um envoltório de hidrogramas do qual se origina o HU que pode, depois, ser utilizado para qualquer chuva (Costa & Lança, 2011).

8.5 Métodos Estatísticos

Os estudos hidrológicos são abordados segundo duas escolas: a física e a estatística (Costa & Lança, 2011).

Modelos determinísticos explicam o comportamento dos fenómenos hidrológicos segunda as leis da física. Estes modelos foram abordados no capítulo anterior, com especial relevância para o hidrograma unitário (Costa & Lança, 2011).

Modelos estocásticos explicam o comportamento dos fenómenos hidráulicos através de métodos estatísticos - a componente aleatória sobrepõe-se à componente física (Costa & Lança, 2011).

A construção de um aqueduto ou de um troço de estrada, por insuficiência de drenagem, não acarreta perda de vidas humanas e o respetivo dimensionamento rege-se por considerações diferentes das que regem, por exemplo o descarregador de uma barragem. Quando não há perdas de vidas há um risco a tomar, de contrário as obras, tornar-se-ão muito caras (Costa & Lança, 2011).

Há uma correspondência entre a grandeza da cheia e a sua frequência e esta correspondência pode ser aproveitada para tornar a obra mais económica (Costa & Lança, 2011).

No caso de existirem séries de valores de caudais de ponta instantâneos na secção de referência da bacia hidrográfica será feito um estudo estatístico dessa série de modo a se poder inferir sobre os caudais de ponta para diferentes períodos de retorno (Costa & Lança, 2011).

Caso tenhamos dados na secção de referência de uma bacia com características semelhantes à bacia hidrográfica em estudo pode-se, através de uma correlação com características físicas determinar os caudais de ponta na bacia em estudo (Costa & Lança, 2011).

A análise estatística dos valores dos caudais de ponta registados em cheias anteriores na secção de referência, desde que em número suficiente permite verificar o ajuste a uma dada distribuição. A lei estatística mais aplicada em Portugal ao estudo das cheias tem sido a distribuição de Gumbel (2 parâmetros), embora em A. G. Henriques, 1983, o autor tenha apresentado um estudo comparativo do ajuste de diferentes distribuições de extremos a séries de caudais de cheia, medidos em diferentes regiões do país e concluído que qualquer distribuição de dois parâmetros

(Gumbel, Log-normal e Gama) e a distribuição com três parâmetros Log- Pearson não são adequadas (Costa & Lança, 2011).

De entre as outras leis de distribuição com três parâmetros analisadas a distribuição Pearson é preferível à distribuição assintótica de extremos generalizada que por sua vez é preferível à distribuição Log- Normal quando se trata de séries de caudais instantâneos máximos anuais (Costa & Lança, 2011).

Se a série de valores de caudais máximos instantâneos disponível tiver pequena dimensão e existir uma série de valores de precipitação máxima na bacia hidrográfica, com duração igual ou superior ao tempo de concentração, com maior dimensão pode-se tentar prolongar a série de caudais de ponta a partir da série de precipitações máxima, através de um modelo de regressão (Costa & Lança, 2011).

No caso de não existirem dados relativos à secção em estudo pode ser tentada a correlação dos valores determinados em diferentes secções de referência relativas a outras bacias hidrográficas, com características físicas das próprias bacias (para diferentes períodos de retorno). Faz-se assim a **regionalização dos valores** (Costa & Lança, 2011).

A fórmula de Loureiro, apresentada anteriormente, teve como base de trabalho a regionalização de valores (Costa & Lança, 2011).

O período de recorrência T , também chamado tempo de recorrência ou período de retorno é o intervalo médio de anos em que ocorre um determinado fenómeno, com a mesma grandeza ou maior (Costa & Lança, 2011).

Sendo P a probabilidade de este evento ocorrer, ou ser superado, tem-se:

$$T = \frac{1}{P}$$

Como não se conhece a probabilidade teórica faz-se uma estimativa a partir da frequência observada (Costa & Lança, 2011).

Se for n o número de anos observados de um determinado evento (por exemplo um caudal máximo) tem-se uma série de valores anuais (Costa & Lança, 2011). Ordenando-se esses valores em ordem decrescente a frequência com que um determinado valor de ordem m é igualado ou superado em n anos é:

$$F = \frac{m}{n + 1} \text{ (critério de Kimbal)}$$

Quando n é muito grande o valor de F aproxima-se de P . Para períodos de recorrência menores do que o número de anos de observações, o valor F pode dar uma boa aproximação do valor real de P mas para grandes períodos de recorrência a repartição das frequências tem de ser ajustada a uma lei probabilística teórica (Costa & Lança, 2011).

Ven Te Chow demonstrou que a maioria das funções de frequência em análise hidrológica, podem ser escritas sob a forma:

$$X = \bar{X} + K \cdot S_x^{0.5}$$

Em que:

\bar{X} - média;

K - fator de frequência;

S_x - desvio padrão.

Uma aplicação desta teoria refere-se ao cálculo de chuvas de máxima intensidade. Quando se tenciona achar os valores das intensidades extremas escolhem-se as séries máximas anuais, ou seja, para uma dada duração escolhe-se a máxima intensidade pluviométrica observada em cada ano hidrológico (Costa & Lança, 2011).

A fórmula de Gumbel diz-nos que a probabilidade P de um valor extremo da série ser menor do que X é:

$$P = (e^{-e})^{-y}$$

sendo y a variável reduzida a:

$$Y = (X - X_f) \cdot \frac{S_n}{S_x}$$

em que X_f é a moda dos valores extremos:

$$X_f = \bar{X} - S_x \cdot \frac{\bar{Y}_n}{S_n}$$

em que:

\bar{X} - média da variável X ;

\bar{Y}_n e S_n - média e desvio padrão da variável reduzida;

S_x - desvio padrão da variável x .

Os valores de Y (variável reduzida) encontram-se tabelados (Tabela 21) em função do período de retorno (Costa & Lança, 2011).

Os valores de \bar{Y}_n e S_n encontram-se tabelados (Tabela 22) em função do número de anos n (Costa & Lança, 2011).

Tabela 21 - Variável reduzida (adaptado de Costa & Lança, 2011).

Variável reduzida Y	Período de retorno (anos)
0.000	1.58
0.367	2.00
0.579	2.33
1.500	5.00
2.250	10.00
2.290	20
3.395	30
3.902	50
4.600	100
5.926	200
5.808	300
6.214	500
6.907	1000

Tabela 22 - Média (\bar{Y}_n) e Desvio Padrão (S_n) (adaptado de Costa & Lança, 2011).

n (nº de anos)	\bar{Y}_n	S_n
20	0.52	1.06
30	0.54	1.11
40	0.54	1.14
50	0.55	1.16
60	0.55	1.17
70	0.55	1.19
80	0.56	1.19
90	0.56	1.20
100	0.56	1.21
150	0.56	1.23
200	0.57	1.24
∞	0.57	1.28

8.6 Cheia máxima provável

O caudal correspondente a cheia máxima provável é normalmente muito superior aos valores registados, correspondendo a uma probabilidade de ocorrência muito baixa, ou seja, a um período de retorno muito elevado (Rodrigues et al., 2011).

Este valor pode ser determinado pela regressão estatística entre a **precipitação máxima provável** (PMP) e o caudal que lhe corresponde ou pela aplicação do hidrograma unitário (Rodrigues et al., 2011).

A PMP representa o limite superior do valor de precipitação associado a um período de retorno, ou seja, corresponde ao maior valor estimado da precipitação, para uma duração, fisicamente possível para uma dada região numa dada altura do ano (Rodrigues et al., 2011).

A determinação da PMP esta fora do âmbito da disciplina indicando-se, no entanto, na Tabela 23, os valores das maiores precipitações a nível mundial, a partir das quais foi possível ajustar a seguinte equação:

$$P = 39 \cdot D^{0.5}$$

Em que P é a precipitação expressa em cm e D a duração em horas (Rodrigues et al., 2011).

Tabela 23 - Maiores valores de precipitação registados a nível mundial (extraído de Brandão, 1995).

Duração	Altura (cm)	Local	Data
1 min	3,8	Barot, Guadeloupe	26/11/70
8 min	12,6	Fussen, Bavaria	25/05/20
15 min	19,8	Plumb Point, Jamaica	12/05/16
42 min	30,5	Holt, Mo	22/06/47
2 h 10 min	48,3	Rockpot, WV	18/07/889
2 h 45 min	55,9	D'Hanis, TX	31/05/35
4 h 30 min	78,2	Smethport, PA	18/07/42
9 h	108,7	Belouve, Reunion	28/02/64
12 h	134	Belouve, Reunion	28-29/02/64
18 h 30 min	168,9	Belouve, Reunion	28-29/02/64
24h	187	Cilaos, Reunion	15-16/03/52
2 dias	250	Cilaos, Reunion	15-16/03/52
3 dias	324	Cilaos, Reunion	15-16/03/52
4 dias	372,1	Cherrapunji, Índia	12-15/09/74
5 dias	385,4	Cilaos, Reunion	13-18/03/52
6 dias	405,5	Cilaos, Reunion	13-19/03/52
7 dias	411	Cilaos, Reunion	12-19/03/52
15 dias	479,8	Cherrapunji, Índia	24-30/06/31
31 dias	930	Cherrapunji, Índia	07/861
3 meses	1637	Cherrapunji, Índia	05-07/861
6 meses	2245	Cherrapunji, Índia	04-09/861
1 ano	2646	Cherrapunji, Índia	08/860; 07/861
2 anos	4077	Cherrapunji, Índia	1860-1861

8.7 Amortecimento de cheias

Se o objetivo da análise de cheias for a conceção do descarregador de segurança de uma barragem ou somente perceber qual o efeito de um reservatório no controle das cheias, que promova o amortecimento de ondas de cheias, será necessário conhecer, não só o caudal de ponta da cheia afluente, mas também o volume da respetiva onda de cheia (Portela, 2005).

O amortecimento de cheias pode ser entendido como a capacidade de uma albufeira de propagar para jusante um caudal inferior ao caudal máximo que lhe aflui, esta capacidade só é possível se parte do volume afluente à albufeira for armazenado nesta e descarregado para jusante de um modo mais gradual do que aquele como aflui, de acordo com um desfasamento temporal (Portela, 2005).

No caso de uma barragem munida de um descarregador de superfície com descarga livre, isto é, não controlada por comportas, o amortecimento de ondas de cheia conduz a hidrogramas afluentes e efluentes do tipo esquematizado na figura seguinte (Portela, 2005).

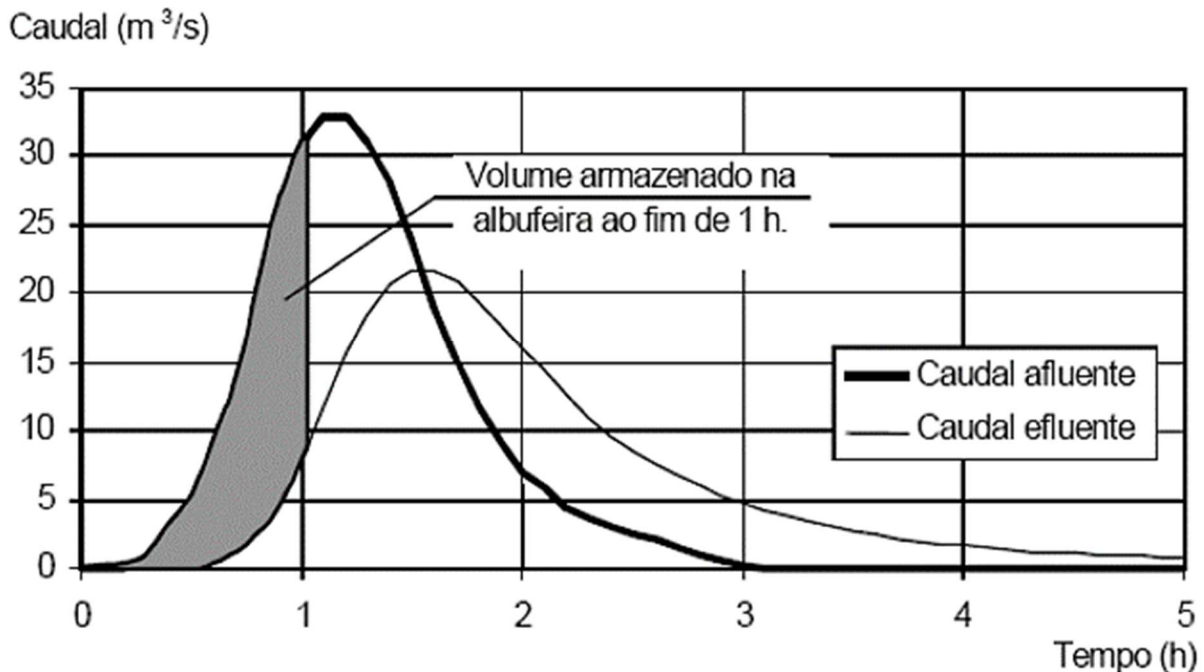


Figura 74 - Hidrogramas de cheia afluente e efluente de uma albufeira destinada ao amortecimento de ondas de cheia, dotada de descarregador de cheias com descarga livre (Portela, 2005).

Observa-se que o dimensionamento do descarregador de cheias de uma barragem no caso de não existir amortecimento de ondas de cheia, é efetuado para o máximo caudal que se admite afluir à albufeira. Tanto nestas condições de dimensionamento, como para cheias afluentes de com menores caudais de ponta, coincidem sempre os hidrogramas afluentes e os correspondentes efluentes. (Portela, 2005).

O **modelo do reservatório linear** pode ser utilizado para a averiguação deste amortecimento de cheias numa albufeira sendo um modelo que entra em linha de conta com os efeitos de armazenamento e da respetiva atenuação. No entanto é considerado por diversos hidrologistas como um modelo conceptual que se baseia no conceito da conservação da massa. A equação de balanço de massa da bacia pode ser escrita por:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

Onde S é o volume armazenado na bacia de drenagem num determinado instante (m^3/s); I é a precipitação útil caída sobre a bacia num determinado instante ou o caudal afluente (a montante) num determinado instante (m^3/s); Q é o escoamento direto saído a jusante da bacia num determinado instante ou o caudal efluente (a jusante) num determinado instante (m^3/s). A diferença entre o caudal que entra a montante e o caudal que sai a jusante, ambos funções do tempo, é igual à variação no tempo do armazenamento no trecho.

O armazenamento está relacionado com o caudal que sai e entra através de uma função mais ou menos simples consoante os casos mais simples, ou nos modelos mais complexos. A atração destes métodos é a relativa simplicidade comparada com os métodos fisicamente baseados, exigindo poucos dados e permitindo simulações bastante rápidas. Apresentam como principais limitações os factos de ignorarem os efeitos de jusante e de não permitirem representar qualquer efeito de escoamentos transitórios devido a especificidades ao longo do trecho. No modelo do reservatório linear o caudal escoado é proporcional ao armazenamento:

$$S = K \cdot Q$$

resultando da combinação das duas expressões a seguinte equação diferencial:

$$I - Q = K \cdot \frac{dQ}{dt}$$

resolvendo a equação diferencial por um método analítico, obtém-se:

$$Q(t) = Q \cdot e^{\frac{(K-\Delta t)}{K}} \vee Q(t) = \frac{1 - e^{-\frac{1}{K}}}{\Delta t}$$

A figura seguinte ilustra o modelo do reservatório linear:

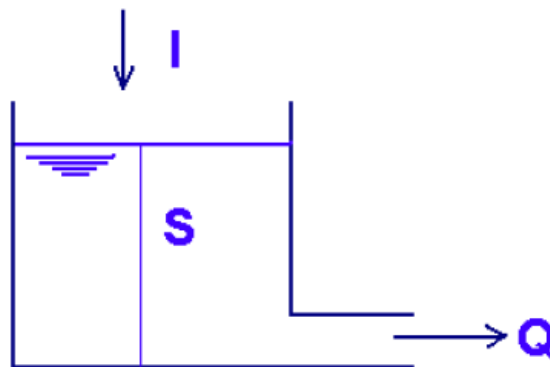


Figura 75 - Caracterização do reservatório linear (Porto, Filho, & Marcellini, 1999).

O coeficiente de proporcionalidade do reservatório K é obtido experimentalmente, representando o tempo de atraso da bacia, diferença entre os centros de massa dos hidrogramas.

8.8 Propagação de hidrogramas de cheia em linhas de água

8.8.1 Introdução

À semelhança de outros modelos aplicados na modelação hidrológica, também os modelos de propagação de cheias - num trecho de canal ou numa albufeira, englobando, neste último caso, os designados modelos de amortecimento de ondas de cheias em albufeiras, já anteriormente apresentados - podem ser classificados em modelos agregados e em modelos distribuídos consoante fornecem, em função do

tempo, caudais ou correspondentes cotas da superfície livre numa única secção transversal coincidente com a extremidade de jusante do trecho ou em sucessivas secções transversais daquele trecho (Figura 76). Os modelos de propagação agregados são por vezes designados de hidrológicos e os distribuídos, de hidráulicos (Portela, 2005).

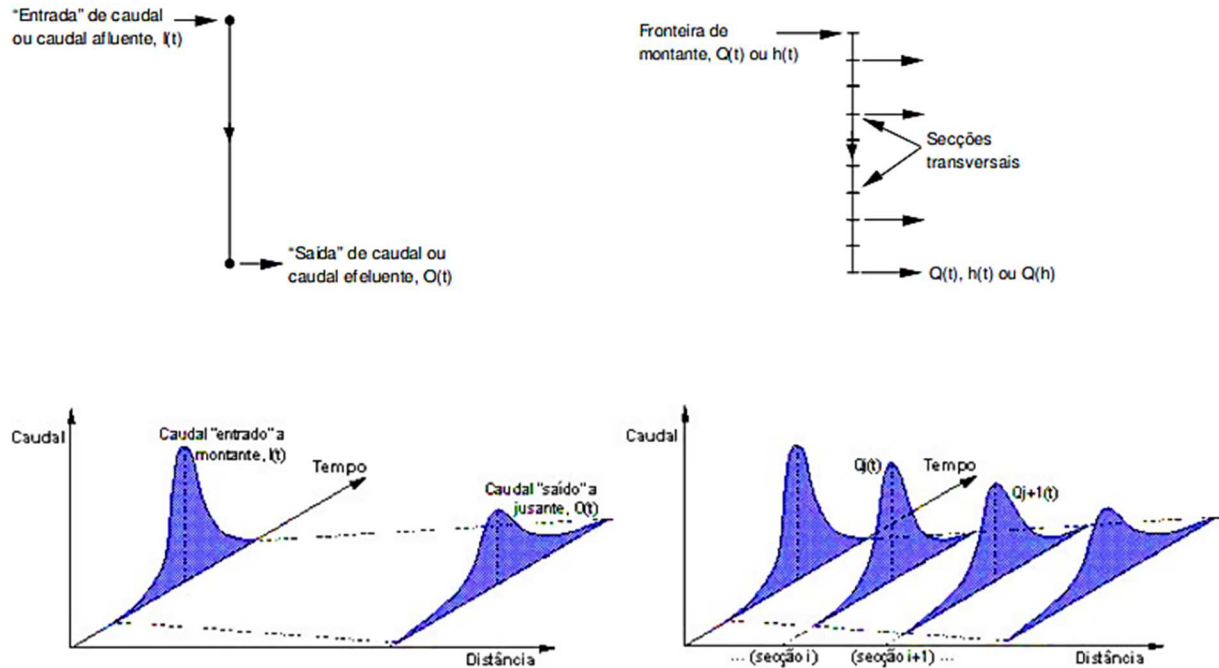


Figura 76 - Representação esquemática de um modelo de propagação agregado e distribuído (Portela, 2005).

8.8.2 Modelos agregados. Considerações prévias

Os modelos agregados utilizam a equação da continuidade expressa sob a forma de equação de armazenamento (Yevjevich, 1975) em função dos valores variáveis ao longo do tempo, t , do caudal entrado na secção de montante do trecho ou caudal afluente, I , do caudal saído na secção de jusante do trecho ou caudal efluente, O , e do armazenamento, S (Portela, 2005). Tal equação já foi anteriormente apresentada, a propósito do amortecimento de cheias, sendo seguidamente reproduzida:

$$\frac{dS}{dt} = I - O \leftrightarrow dS = I \cdot dt - O \cdot dt$$

Conforme então referido, a utilização da anterior equação tem de ser completada por uma relação adicional, função do volume armazenado, que compatibilize as grandezas em presença S , I e O , a qual, no caso geral, pode ser descrita por uma função arbitrária de I e de O e das suas derivadas em ordem ao tempo (Portela, 2005).

A forma da função, f , do volume armazenado, depende da natureza do sistema a analisar permitindo diferenciar entre si modelos agregados. Por exemplo, uma função f do seguinte tipo:

$$S = f(O)$$

exprime uma relação biunívoca entre S e O , fazendo corresponder a cada valor de O um único valor de S e reciprocamente. Tal relação adequa-se, por exemplo, ao amortecimento de ondas de cheia em albufeiras desde que a superfície livre possa ser considerada horizontal em cada instante, como no caso de albufeiras com largura e profundidade bastante superiores ao comprimento na direção da propagação do escoamento. Nestas condições, a cada cota da superfície livre corresponde um único caudal efluente, sendo o volume armazenado apenas função dessa cota, da qual depende também o caudal efluente (Portela, 2005).

A principal vantagem dos modelos agregados relativamente aos modelos desagregados prende-se com a sua maior simplicidade. Contudo, nem sempre são aplicáveis ou suficientemente precisos, como, por exemplo, no caso da aplicação a ondas de cheia, caracterizadas por hidrogramas com acentuado aumento de caudal ao longo do tempo, propagando-se em canais com declive moderado a baixo (Portela, 2005).

Segundo Portela (2005) os modelos agregados podem ser categorizados consoante consideram em cada instante que:

- a superfície livre é horizontal (caso do método das diferenças finitas aplicado ao amortecimento de ondas de cheia em albufeiras);
- em consequência da propagação da onda de cheia, a superfície livre não é horizontal, apresentando um certo declive (método de Muskingum);
- o sistema ao longo do qual ocorre a propagação é constituído por sucessivos reservatórios lineares, ligados por trechos retos de canal, por sua vez, caracterizados por uma função de resposta do tipo unitário (impulso), sendo a relação entre os caudais afluente e efluente definida por recurso a um integral de convolução.

8.8.3 Método de Muskingum

O método de Muskingum é, de entre os modelos agregados, o com aplicação mais generalizada à propagação de ondas de cheia em canais. O método recorre à equação da continuidade expressa na forma da equação anteriormente apresentada e considera que o armazenamento no trecho de canal resulta da soma de dois armazenamentos, um prismático e outro dito em cunha, ilustrado na Figura 77 (Portela, 2005).

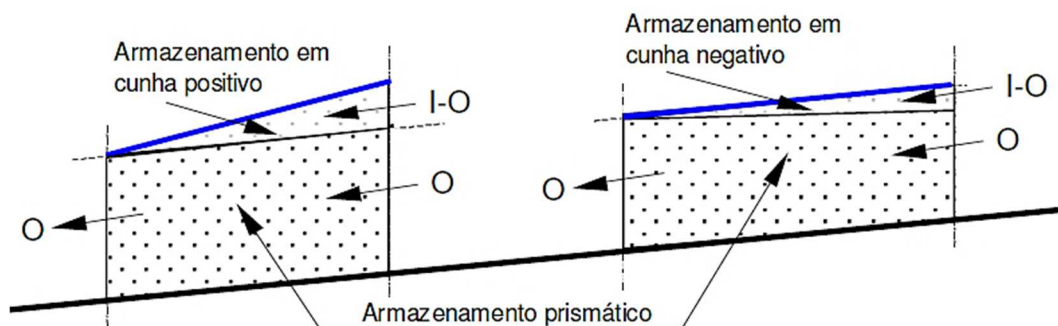


Figura 77 - Método de Muskingum. Armazenamentos prismático e em cunha (Portela, 2005).

O armazenamento prismático é o que corresponderia à configuração da superfície livre em regime permanente e o armazenamento em cunha ao volume armazenado entre a anterior configuração e a configuração da superfície livre durante a ocorrência da cheia. Na fase de aumento das cotas da superfície livre por aumento do caudal de cheia o armazenamento em cunha é positivo, adicionando-se ao armazenamento prismático, e na fase de diminuição das cotas da superfície livre após a passagem do caudal de ponta de cheia, negativo, subtraindo-se ao armazenamento prismático (Portela, 2005).

Em cada trecho de canal a que é aplicado o método, o armazenamento prismático é dado pelo produto do caudal efluente do trecho pelo tempo de percurso no trecho, K . O armazenamento em cunha é dado por uma diferença ponderada entre os caudais afluente na secção de montante do trecho e efluente na de jusante, diferença também multiplicada pelo tempo de percurso no trecho de modo a obter-se um volume, ou seja:

$$S = K \cdot O + K \cdot X \cdot (I - O) = K[X \cdot I + (1 - X) \cdot O]$$

em que X é o fator de ponderação (Portela, 2005).

Se o armazenamento no trecho de canal for essencialmente controlado por condições ocorrentes a jusante dependendo intrinsecamente do caudal efluente, ter-se-á $X = 0$ e, logo, $S = K \cdot O$, relação que define um reservatório linear. Se $X = 0.5$, os caudais afluentes e efluentes tem igual “peso” e a propagação da onda de cheia ocorre sem atenuação, ou seja, a onda sofre essencialmente uma translação ao propagar-se no trecho de canal, conforme a Figura 78 (Portela, 2005).

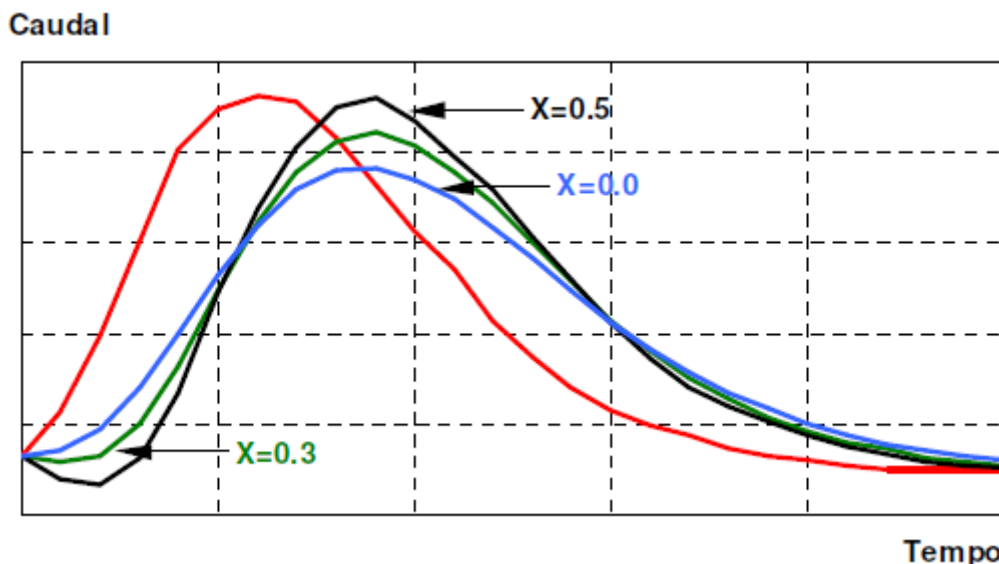


Figura 78 - Método de Muskingum. Efeito do parâmetro X na atenuação da onda de cheia ao propagar-se num trecho de canal (Portela, 2005).

A discretização da equação de armazenamento por diferenças finitas entre dois instantes de cálculo sucessivos identificados pelos índices 1 e 2 seguida da aplicação da equação de armazenamento no trecho de canal a esses instantes conduz a:

$$\begin{cases} \frac{I_1 - I_2}{2} - \frac{O_1 - O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t} \\ S_1 = K[X \cdot I_1 + (1 - X) \cdot O_1] \\ S_2 = K[X \cdot I_2 + (1 - X) \cdot O_2] \end{cases}$$

Introduzindo os armazenamentos definidos pelas duas últimas equações do anterior sistema na equação da continuidade e manipulando os resultados assim obtidos, tem-se sucessivamente:

$$\begin{aligned} I_1 \Delta t + I_2 \Delta t - O_1 \Delta t - O_2 \Delta t &= 2KXI_2 + 2K(1 - X)O_2 - 2KXI_1 - 2K(1 - X)O_1 \rightarrow \\ \rightarrow I_1 \Delta t + 2KXI_1 + I_2 \Delta t - 2KXI_2 - O_1 \Delta t + 2K(1 - X)O_1 &= 2K(1 - X)O_2 + O_2 \Delta t \rightarrow \\ \rightarrow I_1 \left(\frac{\Delta t}{K} + 2X \right) + I_2 \left(\frac{\Delta t}{K} - 2X \right) + O_1 \left[2(1 - X) - \frac{\Delta t}{K} \right] &= O_2 \left[2(1 - X) + \frac{\Delta t}{K} \right] \rightarrow \\ \rightarrow I_1 \frac{\Delta t/K + 2X}{2(1 - X) + \Delta t/K} + I_2 \frac{\Delta t/K - 2X}{2(1 - X) + \Delta t/K} + O_1 \frac{2(1 - X) - \Delta t/K}{2(1 - X) + \Delta t/K} &= O_2 \end{aligned}$$

ou seja, por fim:

$$I_1 \underbrace{\frac{\Delta t/K + 2X}{2(1 - X) + \Delta t/K}}_{C_1} + I_2 \underbrace{\frac{\Delta t/K - 2X}{2(1 - X) + \Delta t/K}}_{C_0} + O_1 \underbrace{\frac{2(1 - X) - \Delta t/K}{2(1 - X) + \Delta t/K}}_{C_2} = O_2$$

o que conduz ao seguinte sistema de equações que define o método de Muskingum:

$$\begin{cases} O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \\ C_0 = \frac{\Delta t/K - 2X}{2(1 - X) + \Delta t/K} \\ C_1 = \frac{\Delta t/K + 2X}{2(1 - X) + \Delta t/K} \\ C_2 = \frac{2(1 - X) - \Delta t/K}{2(1 - X) + \Delta t/K} \end{cases}$$

no qual se verifica que:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

O parâmetro K pode ser entendido como o tempo de percurso da onda de cheia ao longo do trecho de canal, tendo em conta a translação de tal onda (Portela, 2005).

O parâmetro X surge como um fator de ponderação que introduz o efeito do amortecimento da onda durante a propagação. Tal amortecimento traduz-se na redução do caudal de ponta do hidrograma efluente no extremo de jusante do trecho relativamente ao caudal de ponta do hidrograma afluente no extremo de montante com conseqüente aumento do tempo de base daquele hidrograma relativamente ao tempo de base deste último hidrograma (Portela, 2005).

Se $K = \Delta t$ e $X = 0.5$ obtém-se $C_0 = C_2 = 0$ e $C_1 = 1$, ou seja, $O_2 = I_1$ e a onda de cheia sofre apenas uma translação ao propagar-se no trecho, portanto, sem qualquer amortecimento. Se $X = 0$ obtém-se $S = K \cdot O$, equação que traduz o modelo do reservatório linear (Portela, 2005).

Como mencionado, $0 \leq X \leq 0.5$ e mais frequentemente $0.1 \leq X \leq 0.3$. A fixação de X não carece de grande precisão pois os resultados são relativamente insensíveis a tal parâmetro. O incremento de tempo situa-se geralmente entre $K/3 \leq \Delta t \leq K$ (Portela, 2005).

Assim, pode-se escrever:

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{K\{[X \cdot I_2 + (1 - X) \cdot O_2] - [X \cdot I_1 + (1 - X) \cdot O_1]\}}{\Delta t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

obtendo-se:

$$K = \frac{0.5\Delta t[(I_2 + I_1) - (O_2 + O_1)]}{X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)}$$

relação que pode ser aplicada para atribuir valores aos parâmetros K e X uma vez que, para o efeito, se disponha do hidrograma de cheia efluente do trecho correspondente ao hidrograma de cheia conhecido afluente ao mesmo trecho (Portela, 2005).

Para o efeito, arbitram-se sucessivos valores de X . Para cada um desses valores e por recurso a um sistema de eixos coordenados, representam-se os valores fornecidos pelo numerador da equação anterior (eixo dos yy) em função dos correspondentes valores do denominador da mesma equação (eixo dos xx). Normalmente o gráfico assim obtido exibe um lacete. O valor de X a adotar deverá ser o que conduz à melhor sobreposição dos lados do lacete, aproximando tanto quanto possível o lacete de um segmento de reta, ilustrado na Figura 79 (Portela, 2005).

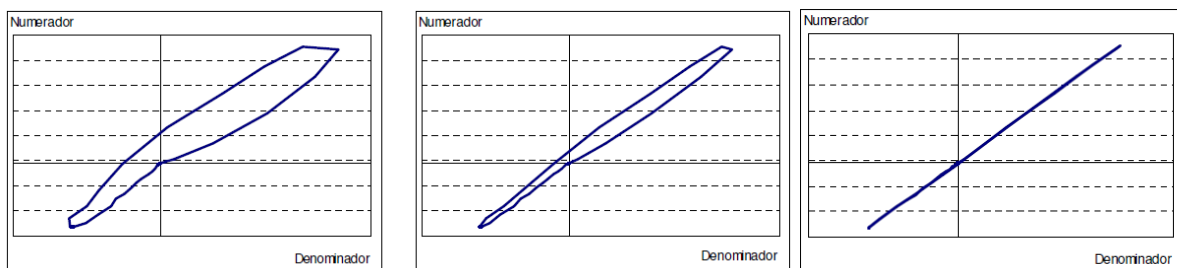


Figura 79 - Método de Muskingum. Pesquisa do valor do parâmetro X na disponibilidade de hidrogramas correspondentes ao escoamento direto afluente na secção de montante do trecho de canal e efluente na secção de jusante de tal trecho (Portela 2005)

Identificado o valor de X , o correspondente valor de K é dado pelo declive do segmento de reta anteriormente obtido, conforme decorre, aliás, da expressão $C_0 + C_1 + C_2 = 1$. Anota-se que, representando K o tempo de percurso no trecho de canal, o seu valor pode também ser aproximado pelo tempo de propagação do caudal

de ponta de cheia entre as secções extrema de montante e extrema de jusante do trecho, se tal tempo for passível de estimativa (Portela, 2005).

8.9 Caracterização de Cheias

8.9.1 Introdução

As cheias são à escala da Terra o perigo natural que maior fração da população afeta. Trata-se de um perigo que atinge a área do território localizada nas proximidades da rede hidrográfica, da linha de costa, ou de diques e barragens. Segundo a Organização Meteorológica Mundial, os desastres provocados por cheias têm vindo a aumentar, como consequência da expansão urbana em planícies aluviais (Miranda & Baptista, 2006).

De acordo com a FEMA cheia pode ser definida como "uma condição geral e temporária de inundação completa ou parcial de uma área superior a 20 acres (cerca de 8092 m²) de terreno habitualmente seco, ou mais de uma propriedade, como resultado do transbordar de águas interiores ou de maré, ou ainda pela acumulação rápida e incomum de água superficial de qualquer origem, lama ou colapso de terras ao longo da costa, de uma superfície de água, como consequência de erosão ou destruição pelas ondas ou pela corrente cuja intensidade seja superior aos níveis cíclicos (...)" (Miranda & Baptista, 2006).

Podem identificar-se vários fenómenos geradores de cheias: as cheias fluviais progressivas, as tempestades (*Storm Surges*), as inundações rápidas (*Flash Floods*), incluindo torrentes de lama e *lahares*, e o colapso de diques ou barragens. De acordo com a FEMA, cada habitação americana tem uma probabilidade de 26% de ser atingida por uma cheia nos próximos 30 anos, enquanto que a probabilidade de incêndio é de 9%. O valor dos prejuízos anuais médios dos USA como consequência das cheias foi de 2.4 mil milhões de USD na década 1996/2005 (Miranda & Baptista, 2006).

8.9.2 Origem das Cheias

As cheias estão associadas com alguns eventos naturais extremos que ocorrem numa dada bacia hidrográfica, seja ela natural (rural) ou urbana.

A causa principal para as cheias que ocorrem em meio natural são as chuvadas intensas de curta duração ou quando combinadas com o degelo da neve que excedem a capacidade natural das linhas de água. Outras causas para a ocorrência de cheias são:

- Sobrecarga dos níveis de água devido a obstruções naturais ou provocadas pelo homem no caminho da cheia (pontes, descarregadores controlados por comportas, etc...);
- Rotura de barragens;
- Escorregamentos de taludes de encostas;

- Escoamentos de detritos (lamas);
- Urbanizações inadequadas (em leitos de cheias ou quando provocam demasiada colmatação das linhas de água);
- Degelo rápido de neve;
- Desflorestação massiva da bacia hidrográfica.

8.9.3 Tipos de Cheias

Cheias fluviais progressivas

Como sendo particularmente importantes no contexto português, devido à sua frequência, a irregularidade da precipitação (interanual e sazonal) leva a que o caudal dos rios apresente variações de grande amplitude, com diferenças significativas entre os rios do Sul e os do Noroeste: os rios do Sul possuem escoamentos específicos anuais 6 a 7 vezes inferiores aos do Noroeste, maior irregularidade, podendo o caudal nos anos mais chuvosos ultrapassar 100 a 240 vezes o dos anos mais secos. Os rios do Sul são quase todos temporários e têm pontas de cheia que atingem 200 a 300 vezes o caudal médio anual (Miranda & Baptista, 2006).

Aquando da ocorrência de uma cheia a afluência à rede de drenagem pode proporcionar que o canal não tenha mais possibilidade de conter o volume de água circulante, esta ultrapassa as zonas de proteção e invade a área circundante (leito de cheia). Cerca de 80% de Portugal continental possui substrato de permeabilidade reduzida (granitos, xistos e formações argilosas), com exceção das nascentes alimentadas pelos calcários carsificados do Centro do País. Estas condições contribuem para aumentar os riscos de cheia (Miranda & Baptista, 2006).

As cheias progressivas são condicionadas pelo sistema de barragens que eventualmente possam promover amortecimento, mas que também, em certas condições, podem contribuir para o aumento do pico de caudal (cheias de 1979) (Miranda & Baptista, 2006).

Storm surges

Os *storm surges* são gerados pela ação combinada de uma tempestade meteorológica e da maré. Eles podem gerar níveis muito elevados de destruição em regiões baixas da costa, particularmente as que estão protegidas por diques, sendo a destruição importante tanto na fase de “run-in” como de “run-out”. Um exemplo europeu é o *storm surge* de 1953 que atingiu severamente a Inglaterra e a Holanda, causando mais de 1800 mortes e dezenas de milhares de desalojados. Um dos países do mundo mais vulneráveis a *storm surges* é o Bangladesh, atingido em 1970 e 1991, com registos de mortes de 300000 e 140000 habitantes, respetivamente (Miranda & Baptista, 2006).

Colapso de barragens

Nas últimas décadas um ou dois colapsos de grandes barragens tem ocorrido no mundo. Em 9 de Outubro de 1963 um deslizamento de terreno de 240 milhões de

metros cúbicos atingiu um reservatório de água em Vaiont originando uma onda de cheia na barragem com 265 metros de altura, causando 3000 mortos. A 11 de Agosto de 1972 foram destruídas 68 comunidades ao longo do Rio Macchu na Índia, conduzindo à morte de milhares de pessoas e afetando cerca de 150000 pessoas (Miranda & Baptista, 2006).

Segundo Almeida (2001), alguns acidentes paradigmáticos que ocorreram na Europa, na segunda metade do século XX, obrigaram a refletir no risco nos vales a jusante e na prevenção contra os potenciais efeitos de ruturas de barragens. Citam-se, a título de exemplo, as mais importantes:

- Barragem de Malpasset, em França, de betão (arco) com 61 m de altura, rompeu em 1959, provocando a cheia induzida 421 mortes ao longo dos 11 km de vale até ao Mediterrâneo;
- Barragem de Vega de Tera, em Espanha, de contrafortes com 34 m de altura, colapsou parcialmente, em 1959, provocando a morte de 144 pessoas no vale a jusante;
- Barragem de Vaiont, em Itália, de betão (arco) com 265 m de altura, foi galgada, em 1963, pela água inicialmente armazenada na albufeira ($150 \times 106 \text{ m}^3$), em resultado do deslizamento de cerca de $240 \times 106 \text{ m}^3$ de rocha de uma encosta, provocando a morte a cerca de 2 600 pessoas no vale a jusante.

Estes acidentes têm levantado nos últimos anos a problemática da Segurança de Barragens. Segundo Almeida (2001) e de acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens português (artigo 12º), a segurança da barragem compreende os aspetos estruturais, hidráulicos operacionais e ambientais:

- Segurança estrutural, corresponde à capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento estrutural perante as ações e outras influências, associadas à construção e exploração e a ocorrências excecionais;
- Segurança hidráulica, corresponde à capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento hidráulico dos órgãos de segurança e exploração e dos sistemas de impermeabilização, de filtragem e de drenagem;
- Segurança operacional, corresponde à capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento relacionadas com a operação e funcionalidade dos equipamentos dos órgãos de segurança e exploração;
- Segurança ambiental, corresponde à capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento relativas à limitação de incidências prejudiciais sobre o ambiente, designadamente sobre os meios populacionais e produtivos.

Almeida (2001) refere que a segurança ambiental inclui, entre outros aspetos, a preocupação com as incidências sobre os meios populacionais e produtivos localizados nas áreas sob o efeito potencial da barragem (incluindo a albufeira), nomeadamente:

- no vale a montante, em particular, na fase de construção, a necessidade de deslocar habitantes e meios de produção por efeito da inundação provocada pela criação da albufeira;

- no vale a jusante, em particular, na fase de projeto e de exploração, a necessidade de prever as consequências de um acidente, independentemente da probabilidade da sua ocorrência.

Cheias rápidas (*flash floods*)

Uma cheia rápida é o resultado de precipitação muito intensa durante um período de algumas horas. As cheias rápidas são mortíferas (em Portugal tiveram lugar em 1967, 1983 e 1997, por exemplo). Afetam as pequenas bacias de drenagem e são causadas por depressões convectivas estacionárias causadas pela interação entre as circulações polar e tropical, nomeadamente no sul do país, nas regiões de Lisboa, do Alentejo e do Algarve (Miranda & Baptista, 2006).

A cheia rápida que ocorreu em Lisboa na madrugada de 26 de Novembro de 1967, na área de Loures foi gerada por precipitações elevadas durante um curto período: na estação meteorológica do Monte Estoril foram registados 159 mm entre as 10 h do dia 25 as 10h do dia 26 (cerca de 1/5 da precipitação média anual), dos quais 129 mm em apenas cinco horas (das 19h do dia 25 às 0h do dia 26) e 60 mm, entre as 21 e as 22h. Morreram cerca de 700 pessoas, a maioria habitando construções localizadas nos leitos de cheia (Miranda & Baptista, 2006).

Exemplos de grandes prejuízos na Europa são os de 3 de outubro de 1988 em Nimes (França) onde, durante um período de algumas horas, se geraram perdas de cerca de mil milhões de USD. Na Suíça, em 24 de setembro de 1993, na cidade de Brig um prejuízo superior a 400 milhões de USD pela torrente do rio Saltina ampliada por chuvas torrenciais (Miranda & Baptista, 2006).

Torrentes de lama

Solos pouco consolidados podem deslizar facilmente sob a ação de precipitação intensa. Se a sua saturação for muito elevada a mistura de água e lama pode deslocar-se a velocidade elevada com um potencial destrutivo muito grande. Um exemplo deste tipo de fenómeno teve lugar em agosto de 1987 na Suíça, com a formação de inúmeras torrentes de lama nas encostas dos Alpes e um prejuízo final de centenas de milhões de USD (Miranda & Baptista, 2006).

Lahar

A palavra *lahar* é de origem indonésia e descreve uma torrente de lama originada num cone vulcânico. Quando se dá uma erupção grandes quantidades de cinza acumulam-se na base do cone vulcânico, possíveis de mobilizar por precipitação intensa. Se por exemplo um vulcão coberto por neve e gelo entra em erupção, a massa de água proveniente do degelo rápido pode misturar-se com cinza vulcânica e detritos, convertendo-se num processo de elevado poder destruidor. Exemplos de *lahar* são os ocorridos a 24 de maio de 1926 no vulcão japonês Tokachi-dake na Ilha de Hokaido que gerou a destruição de cerca de 5080 fogos e causou 144 vítimas mortais. Uma das ocorrências mais famosas teve lugar em 1985 no vulcão Nevado del Ruiz na Colômbia, que vitimou 23000 pessoas e destruiu 5100 casas (Miranda & Baptista, 2006).

Inundação

Ao conceito de cheia surge associado o conceito de inundação. Muito embora sejam utilizados como sinónimos, não o são: uma inundação ocorre sempre que há submersão de uma área que, usualmente, se encontra emersa. Uma inundação não é necessariamente provocada por uma cheia. No entanto, segundo Ramos (2013a) e Strahler (1975) uma cheia origina, invariavelmente, uma inundação. Tendo em conta esta distinção, o termo cheia é equivalente à designação inundação fluvial (Rodrigues S. P., 2017).

Embora o conceito de cheia varie, o de inundação é em boa medida consensual e encontrasse definido na legislação portuguesa pelo Decreto-Lei n.º 115/2010, de 22 de Outubro, que transpõem para a ordem jurídica nacional a Directiva 2007/90/CE do Parlamento Europeu e do Conselho da União Europeia - Directiva Inundações, da seguinte forma: "(...) entende-se por: (...) b) «Inundação» a cobertura temporária por água de uma parcela do terreno fora do leito normal, resultante de cheias provocadas por fenómenos naturais como a precipitação, incrementando o caudal dos rios, torrentes de montanha e cursos de água efémeros correspondendo estas a cheias fluviais, ou de sobrelevação do nível das águas do mar nas zonas costeiras," (Rodrigues S. P., 2017).

Esta definição de inundações surge no âmbito da avaliação e gestão dos riscos de inundações e incorpora as fluviais e as costeiras (Rodrigues S. P., 2017).

8.10. Medidas de mitigação e efeitos decorrentes das cheias

Fator essencial para o alerta das autoridades, aviso das populações e preparação das ações de socorro é o tempo que medeia a previsão de uma inundação (por cheia ou não) e a sua concretização. A prevenção de cheias é efetuada através de duas componentes: a previsão, que possibilita a antecipação de ações de mitigação; e a monitorização, que permite detetar e conhecer, em cada instante, o grau de gravidade da situação. Esta última componente é fortemente hidrológica (ANPC, 2018).

O tempo necessário para que uma cheia ocorra e a sua duração dependem das características da bacia hidrográfica do rio em questão. Bacias de pequena dimensão apresentam, geralmente, condições para que uma cheia se forme e propague rapidamente, por vezes em escassas horas. Pelo contrário, em bacias de grandes dimensões, o pico da onda de cheia, e as inerentes inundações, demoram mais tempo a instalar-se, permitindo um aviso mais atempado às populações. Demoram também mais tempo a desaparecer, podendo demorar mesmo vários dias (ANPC, 2018).

Segundo a ANPC (2018) os prejuízos resultantes das cheias são frequentemente avultados, podendo conduzir a:

- **Efeitos diretos:**
 - perda de vidas humanas, evacuação e desalojamento de pessoas;
 - isolamento de povoações;
 - danificação da propriedade pública ou privada;

- submersão e/ou danificação de vias de comunicação e de outras infraestruturas e equipamentos;
- destruição de explorações agrícolas e agropecuárias;
- interrupção do fornecimento de bens ou serviços básicos (água potável, eletricidade, telefone, combustível, etc.);
- perda de produção da atividade;
- custo das ações de Proteção Civil, incluindo o realojamento e tratamento de vítimas.
- **Efeitos indiretos:**
 - perda de produção da atividade;
 - afetação das atividades socioeconómicas, por vezes por um período bastante prolongado;
 - afetação do meio ambiente.

8.10.1 Medidas estruturais

As medidas estruturais são intervenções de engenharia que procuram reduzir o risco de ocorrência de enchentes (CPRM, 2004).

Tipos de obras:

- Obras de contenção de cheias;
- Reservatórios de Detenção;
- Reservatórios Laterais;
- Diques de contenção;
- Obras de afastamento de cheias;
- Micro e Macro-drenagem;
- Diques de contenção;
- Reversão de Bacias.

Precauções:

- Riscos de rompimentos;
- Ocupação do leito maior.

Desvantagens:

- Execução de obras;
- Intervenção na drenagem natural;
- Intervenção no canal;
- Efeitos localizados: deslocamento das Inundações;
- Alto Custo: investimentos concentrados;
- Riscos hidrológicos;
- Alteração do comportamento hidrológico da bacia;
- Operação e manutenção;
- Impactos ambientais.

Nas planícies urbanas de inundação as estruturas artificiais, como princípio a aplicar, devem ser cuidadosamente dimensionadas e construídas por forma a se encaixarem sustentavelmente na envolvente natural das zonas verdes das urbanizações, conforme a Figura 80.

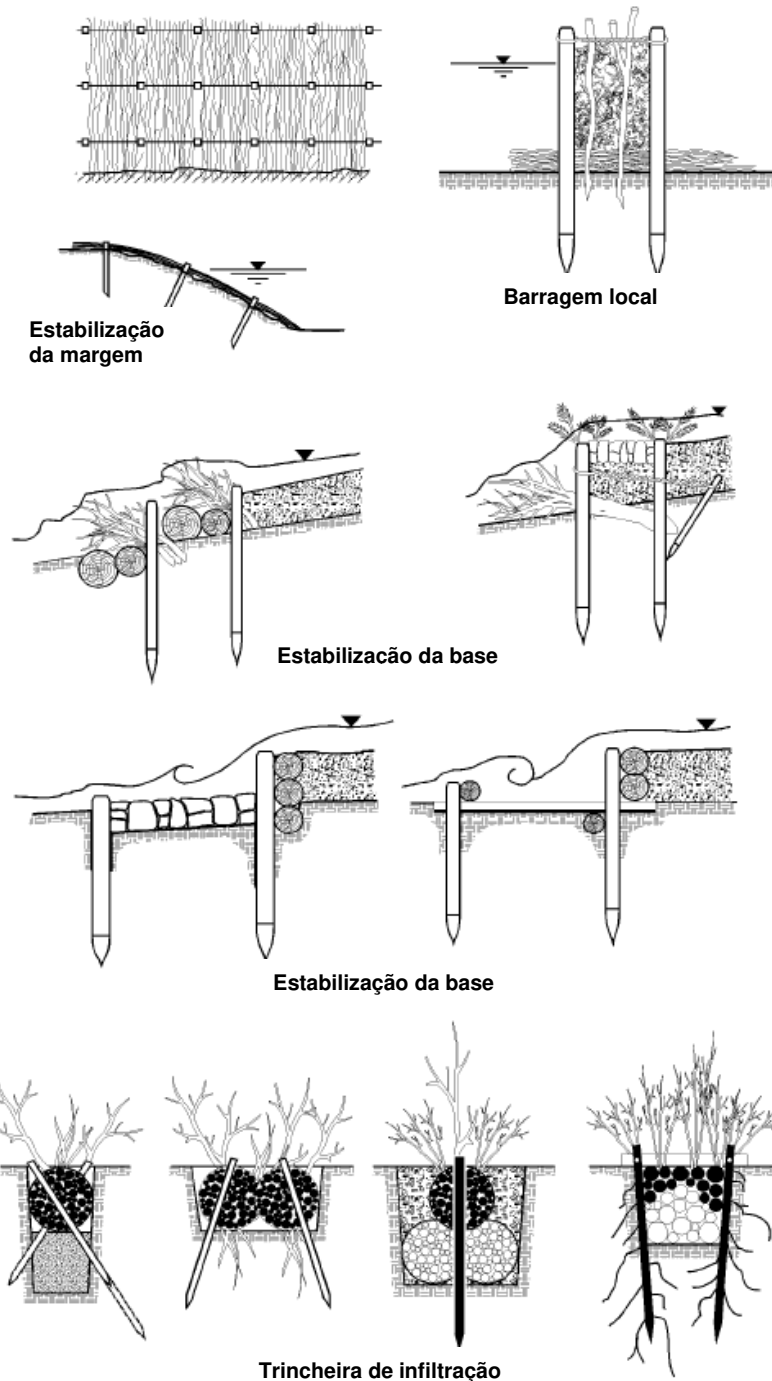


Figura 80 - Desnaturalização de riachos urbanos usando madeira e fascina (Andjelkovic, 2001).

Em alguns países os edifícios são adequados para a ocorrência de cheias, através da construção dos mesmos em terrenos artificiais ou naturais sobrelevados, construção sobre estacas ou colunas, acessos via escadarias no alçado principal, utilização de sacos de areia para temporariamente prevenir inundações, entre outros (Figura 81).

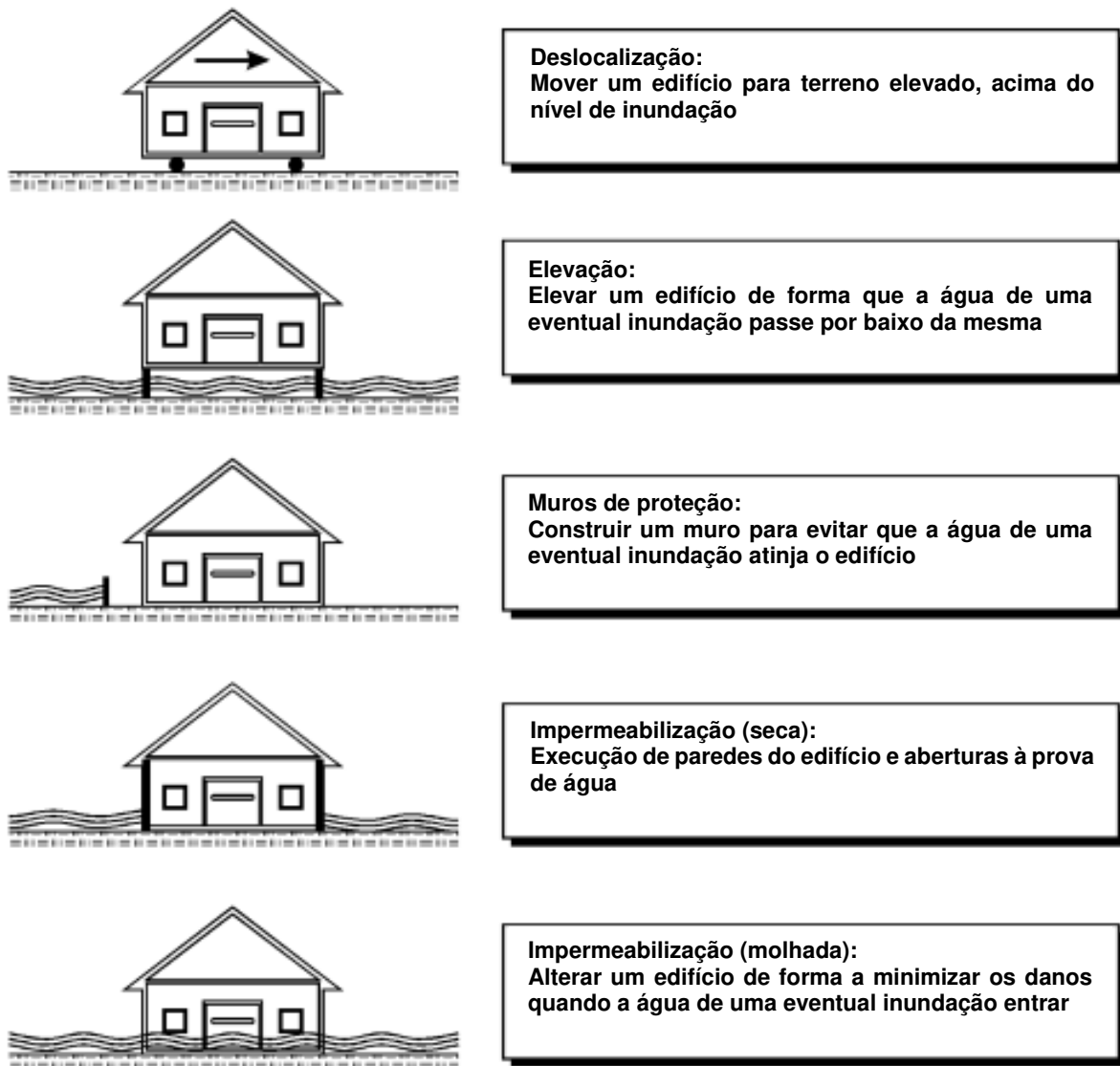


Figura 81 - Posição dos edifícios face à ocorrência de cheias (Andjelkovic, 2001).

8.11.2 Medidas não estruturais

As medidas não estruturais tem por objetivo reduzir prejuízos através da melhor convivência da população com as cheias (CPRM, 2004).

Tipos:

- **Preventivo:**
 - Regulamentação do uso do solo;
 - Compra de áreas inundáveis;
 - Controle de redes de água e esgoto;
 - Programas de informação e educação;
 - Sistemas de Previsão e alarme;
 - Seguro contra inundações.

- **Corretivo:**
 - Construções à prova de inundações;
 - Recolocações;
 - Compras de terrenos;
 - Deslocamentos de população;
 - Ajuste de ocupação graduais.

Benefícios:

- Redução de danos;
- Reduções de paralisações e caos;
- Redução de custos de manutenção de ruas;
- Maiores oportunidades de recreação;
- Mais áreas verdes e espaços urbanos;
- Melhor proteção das margens;
- Menos assoreamento.

Vantagens:

- Não implicam apenas em obras;
- Procuram adaptar a vida urbana ao fenómeno natural das inundações;
- Procuram adotar medidas preventivas;
- Aplicadas de forma difusa sobre a bacia e mais especificamente na várzea de inundação;
- Apoiam-se em aspetos de carácter sociopolíticos, como educação da população e participação pública;
- São de custo muito mais baixo, mas nem por isso de aplicação mais fácil.

Zonamento das margens de inundação

O zoneamento de áreas inundáveis (Figura 82) é realizado a partir da definição de risco de inundação de diferentes cotas e o respetivo mapeamento. A regulamentação ou zoneamento das áreas ribeirinhas definirá tipos de ocupação que serão permitidas nas regiões de maior ou menor risco à inundação e deve fazer parte do plano diretor da cidade (CPRM, 2004).

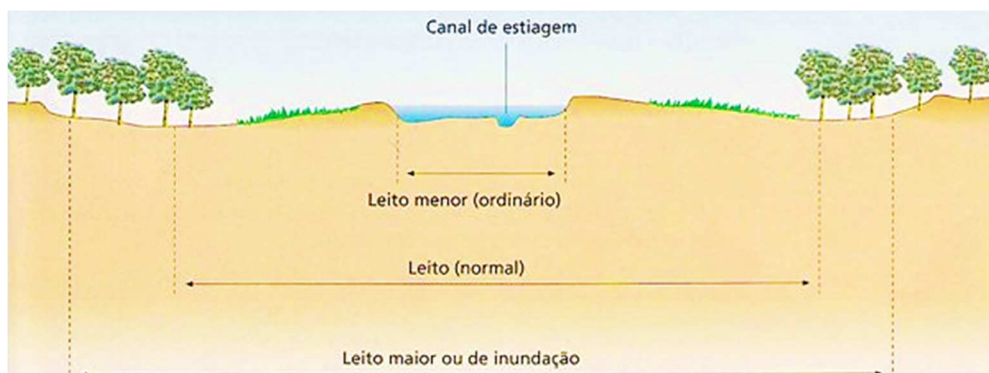


Figura 82 - Perfil transversal de um curso de água (Coque, 1987).

Zonas de Escoamento:

- Zona 1 - Leito Menor
 - Área de escoamento rápido, maior parte do caudal. Deve ser desimpedida.
 - Obras: só captações e pontes.
- Zona 2 - Leito Maior
 - Parcela significativa do caudal. Deve ter alta restrição.
 - Obras: Parques e construções adequadas
- Zona 3 - Apenas inundações
 - Águas praticamente paradas.
 - Obras: construções à prova de inundações; vedada a construção de serviços essenciais.
- Zona 4 - Áreas seguras
 - Acima do NA de T = 100 anos;
 - Obras: Sem restrições.

Objetivo do zonamento:

- Prevenir novos empreendimentos incompatíveis com os riscos;
- Impedir aquisição por parte de pessoas inadvertidas;
- Reduzir os gastos públicos com socorros, emergências, etc.;
- Reduzir os gastos com futuras obras de controle de inundações;
- Maiores oportunidades de lazer, áreas verdes etc.

8.11 Vulnerabilidade Nacional

A área vulnerável às cheias é, em primeiro lugar o “leito de cheia”, uma vez que a inundações pode ter lugar devido a excesso de precipitação local, à integração de precipitação na bacia de retenção associada ao Rio ou a um fenómeno catastrófico a montante. A determinação da área inundada num determinado cenário pode ser realizada pelos métodos descritos anteriormente, sendo possível definir critérios objetivos para a delimitação das regiões vulneráveis (Miranda & Baptista, 2006).

De acordo com Miranda & Baptista (2006) o Plano Nacional da Água avaliou as vulnerabilidades com base nos efeitos de cheias até 2000/2001. Este levantamento incluiu os elementos em risco (povoações afetadas, por isolamento ou inundações, tipo de edifícios afetados, zonas agrícolas e agropecuárias, infraestruturas e equipamentos diversos). Este Plano aponta para a existência de situações críticas nas bacias do Tejo (distrito de Santarém), Douro (distritos do Porto e Vila Real) e Vouga (distrito de Aveiro). Nas bacias nacionais foram ainda identificados os seguintes pontos críticos (que se transcreve):

Rio Minho - As zonas mais afetadas pelas cheias, dispõem-se na área ribeirinha da margem nacional do curso principal, destacando-se as localidades de Valença, vila Nova de Cerveira e Monção como as que sofrem mais problemas. É de registar a forte

dependência das vulnerabilidades à cheia face à precipitação ocorrida na parte espanhola da bacia e das descargas das suas barragens.

Rio Lima - Ponte de Lima, Ponte da Barca e Arcos de Valdevez são as zonas urbanas mais afetadas pelas cheias nesta bacia. O laminar de caudais nas barragens hidroelétricas existentes permite atenuar os riscos de inundação nas duas primeiras localidades, mas o efeito da orografia do terreno (Serra da Peneda) suscita um acréscimo de precipitação que se traduz na formação de elevados caudais de cheia, nem sempre passíveis de serem armazenados nas albufeiras.

Rio Cávado - Esta bacia é fortemente influenciada pela precipitação ocorrida na região do Gerês, a qual regista alguns dos valores mais elevados no país durante o período de Inverno. Braga, Barcelos, Guimarães, Vieira do Minho, Terras do Bouro e Esposende são alguns dos municípios com núcleos urbanos mais afetados.

Rio Ave - Tanto por influência do Ave, como do seu afluente Vizela, alguns concelhos da bacia são afetados por cheias, normalmente de curta duração, dada a relativamente reduzida dimensão da bacia.

Rio Leça - O troço final deste rio, na zona da Maia, é o mais vulnerável a inundações, normalmente com picos elevados mas curta duração.

Rio Douro - É um rio que origina, nalguns troços, grandes cheias cíclicas, com grande impacto no tecido socioeconómico das populações ribeirinhas. Localidades como Porto, Vila Nova de Gaia e Peso da Régua, no rio Douro, e Chaves e Amarante, no Tâmega, são frequentemente assoladas por cheias impetuosas. A sucessiva construção de barragens na bacia, principalmente no território espanhol, não veio introduzir alterações significativas no regime das cheias, pois as suas albufeiras possuem uma capacidade de encaixe reduzida, impedindo-as de exercer o necessário efeito amortecedor.

Rio Vouga - As condições estuarinas do troço final do rio Vouga são suscetíveis de agravar alguns problemas de escoamento de águas, nomeadamente em situações de elevada agitação marítima em que o escoamento dos caudais do rio para o mar surge dificultada. Merece também realce nesta bacia, os problemas críticos de algumas sub-bacias como são os casos das bacias do rio Águeda (influenciada por precipitação na zona do Caramulo), que afeta a cidade de Águeda e do rio Cáster, afetando Ovar.

Rio Mondego - Os principais problemas nesta bacia surgem nos campos agrícolas do Baixo Mondego e devem-se geralmente não só ao próprio Mondego como também aos seus principais afluentes (Dão, Alva e Arunca). A regularização feita na barragem da Aguieira permite atenuar os principais problemas de cheias, através da laminação de caudais.

Rio Lis - Sem grandes problemas de cheias ao nível de consequências humanas, as zonas mais afetadas localizam-se em terrenos agrícolas.

Rio Tejo - Tratando-se de uma bacia internacional, a capacidade de armazenamento hídrico em Espanha e a forma como a gestão dos recursos hídricos é aí efetuada

determina também a frequência e a intensidade das cheias em Portugal. No entanto, importará lembrar que o conjunto dos aproveitamentos hidroelétricos construídos na parte portuguesa da bacia não são suficientes para impedir a ocorrência de inundações.

As cheias na bacia do Tejo originam no distrito de Santarém situações de cortes de diversas estradas nacionais e municipais, interrupção da circulação ferroviária, alagamento de campos agrícolas e isolamento de populações (Reguengo do Alviela, Caneiras, Valada, Valada do Ribatejo, Azinhaga e Palhota). Os concelhos de Santarém, Cartaxo, Golegã, Almeirim e Alpiarça (rio Tejo), Tomar (rio Nabão) e Coruche (rio Sorraia) são alguns dos mais vulneráveis. Ocorrem também inundações repentinas, como consequência de precipitações intensas de curta duração, fundamentalmente nas zonas muito impermeabilizadas de grande desenvolvimento urbano. E o caso da Área Metropolitana de Lisboa, na margem direita do rio Tejo, entre os concelhos de Cascais e Azambuja.

Rio Sado - A bacia hidrográfica do rio Sado situa-se numa área essencialmente plana em que só são expectáveis inundações em casos especiais. As barragens implantadas na bacia hidrográfica do rio Sado têm fundamentalmente fins agrícolas mas asseguram a regularização de uma parte significativa dos caudais. No concelho de Alcácer do Sal, no entanto, localizam-se algumas povoações com risco de isolamento, quando a capacidade de armazenamento das barragens não é suficiente. Ocorrência de inundações repentinas no concelho de Setúbal.

Rio Mira - Sem grandes problemas de cheias ao nível de consequências humanas, as zonas mais afetadas localizam-se em terrenos agrícolas.

Rio Guadiana - Vulnerável à descarga de alguns aproveitamentos hidroagrícolas tanto do lado português como do lado espanhol, tem nas zonas a jusante das albufeiras do Caia (distrito de Portalegre) e sobretudo mais a jusante nas zonas ribeirinhas de Mértola e de Alcoutim (ambas a jusante do Chança, afluente da margem esquerda) as áreas mais vulneráveis. Esta situação será naturalmente modificada com a entrada em funcionamento da barragem do Alqueva.

Ribeiras do Oeste, Alentejo e Algarve - A reduzida extensão destas bacias favorece o rápido escoamento dos caudais, pelo que não expectáveis cheias de grande duração. Todavia, zonas como Lourinhã, Alcobaça (ribeiras do oeste), Silves e Tavira (ribeiras do Algarve) evidenciaram no passado algumas vulnerabilidades a inundações.

CAPÍTULO 9 - EVAPORAÇÃO E EVAPOTRANSPIRAÇÃO

9.1 Introdução

Designa-se por **evaporação (E)** o processo de passagem da água do estado líquido ao estado gasoso a qualquer temperatura inferior ao ponto de ebulição. A passagem do estado sólido ao estado gasoso designa-se por **sublimação**, no entanto, no balanço hidrológico a sublimação é computada globalmente com a evaporação. A mudança do estado sólido ou líquido para o estado gasoso dá-se quando a energia cinética das moléculas que constituem a substância aumenta, exigindo por isso, para se fazer com temperatura constante, consumo de uma certa quantidade de energia. Esta quantidade de energia por unidade de massa da substância é o chamado calor de vaporização (Rodrigues et al., 2011).

Evaporação que ocorreria se a água não constitui-se um fator limitante e a pressão de vapor da superfície evaporante fosse a da saturação é designada por evaporação potencial (E_p) (Rodrigues et al., 2011).

Designa-se por **transpiração (T)** a evaporação da água absorvida pelas plantas e por elas eliminadas nos diferentes processos biológicos (Lencastre, 1984), isto é, a passagem de vapor de água das plantas para a atmosfera. A passagem da água absorvida pelas plantas para a atmosfera dá-se, principalmente, através dos estomas (poros existentes na parte inferior das folhas). Os estomas abrem-se com a luz solar, permitindo a difusão do dióxido de carbono para o interior das folhas, a água contida nas células passa para os espaços intercelulares, onde é vaporizada e, quando os poros estão abertos escapa-se para a atmosfera, sendo a água transpirada substituída pela água que as raízes vão buscar ao solo (Rodrigues et al., 2011).

O conjunto destes dois processos constitui a **evapotranspiração (Et)**, que inclui portanto, a transpiração das plantas e a evaporação do meio circundante (superfície do terreno, água das valas, rios, lagos, etc). A evapotranspiração constitui, assim, toda a “perda de água que ocorreria em condições de solo perfeitamente abastecido de água para uso da vegetação” (Thornthwaite, 1944) ou seja, traduz a evaporação a partir de uma ampla superfície de cultivo, que cobre o solo na totalidade, exerce uma resistência mínima ao fluxo de água, sendo esta um fator não limitante (Rodrigues et al., 2011).

Segundo Quintela, 1984, as designações de evaporação e evapotranspiração são usadas para referir quer os processos de transferência de água para a atmosfera, quer as respetivas quantidades, que se exprimem em altura de água sobre a superfície (mm) (Rodrigues et al., 2011).

Chama-se **evapotranspiração potencial (Et_p)** à quantidade de água que poderá passar para a atmosfera, diretamente e/ou através das plantas, se a humidade do existente no solo estiver sempre disponível em quantidade suficiente, isto é, se não houver deficiência de alimentação em água para o referido processo. A evapotranspiração assim definida depende do tipo de cobertura vegetal e do seu grau de desenvolvimento. Para a evapotranspiração potencial se apresentar como uma grandeza climática, tem de ser referida em relação a uma superfície particular.

Penman, citado por Quintela, 1984, sugere que a definição original seja modificada para incluir a especificação de que a superfície do solo seja completamente coberta por relva. Nestas condições a evapotranspiração potencial é independente do tipo de cultura e designa-se por **evapotranspiração de referência (E_{t_o})**. A evapotranspiração referenciada a uma cultura particular diz-se **evapotranspiração cultural (E_{t_c})** e resulta de multiplicar E_{t_o} pelo coeficiente cultural, k_c , da cultura (Rodrigues et al., 2011).

A **evapotranspiração real (E_{t_r})** corresponde à quantidade de água verdadeiramente perdida pelo solo, dependendo das condições atmosféricas, do conteúdo de água no solo e das características da vegetação (Rodrigues et al., 2011).

A evapotranspiração abrange uma grande parte da água retirada duma bacia hidrográfica, pelo que é importante a sua consideração do ponto de vista hidrológico. As estimativas da evapotranspiração são indispensáveis para a previsão das necessidades de água em projetos de rega (Rodrigues et al., 2011).

O aumento dos lagos artificiais torna cada vez mais significativa a parcela do balanço hidrológico que resulta da evaporação dos lagos. Assim, antes do estabelecimento de uma nova albufeira, haverá que considerar o aumento da evaporação anual proveniente do acréscimo de novas superfícies aquáticas. Estimativas das perdas de água por evaporação em albufeiras são necessárias para a definição da sua capacidade e condições de exploração nomeadamente quanto à satisfação dos consumos previstos (Rodrigues et al., 2011).

9.2 Fatores intervenientes

Os fatores que mais condicionam a evaporação são de dois tipos, climáticos e físicos. Os condicionantes da evapotranspiração para além dos climáticos, assumem particular importância os relacionados com as características próprias da vegetação e o tipo de solo presente (Rodrigues et al., 2011).

9.2.1 Fatores climáticos

A evaporação ocorre quando algumas moléculas de líquido aquecidas atingem a energia cinética suficiente para vencer a tensão superficial e assim se libertarem da superfície do líquido. A energia provém da radiação solar, do calor transportado pela atmosfera ou da chegada de água quente (esgotos urbanos, águas de refrigeração das centrais elétricas ou de processos químicos, etc.). A evaporação é, portanto, condicionada pela radiação solar que depende da latitude, estação do ano, hora do dia e nebulosidade. Por outro lado, as moléculas vaporizadas produzem uma tensão de vapor (pressão exercida pelo vapor em determinado espaço). Quando o espaço não consegue comportar mais vapor diz-se saturado, e a pressão exercida pelo vapor nestas condições designa-se por tensão de saturação do vapor, tornando-se igual à pressão atmosférica no ponto de ebulição. A diferença entre a tensão de saturação do vapor e a tensão real de vapor chama-se déficit de saturação. Assim, a evaporação

é influenciada pela temperatura do ar e da água, pela pressão atmosférica e humidade (Rodrigues et al., 2011).

Na ausência de vento, o vapor de água concentrado numa camada da atmosfera muito próximo da superfície livre, camada que se designa por camada evaporante, atinge o estado de saturação. Para que a evaporação continue, é necessário retirar a camada de ar saturado. Aparece assim um novo elemento condicionante da evaporação, o vento (Rodrigues et al., 2011).

Em suma, para haver evaporação é necessário: energia, diferença de tensão de vapor entre a camada vizinha da superfície da água e a atmosfera e vento (Rodrigues et al., 2011).

Para além das características referidas, há que ter também em conta as variações do calor armazenado pelas próprias massas de água, ao longo do ano. No caso de lagos pequenos, sobretudo em regiões semiáridas, o ar muito seco que vai substituindo as camadas humedecidas pela evaporação pode ocasionar sensíveis aumentos de evaporação - efeito de oásis - que no caso de grandes lagos é praticamente inexistente (Rodrigues et al., 2011).

9.2.2 Fatores físicos

Os fatores físicos mais condicionantes da evaporação prendem-se com as características geométricas superfícies evaporantes e das regiões circundantes e com a existência de plantas e substâncias contidas na água. Em igualdade dos restantes fatores, a evaporação é tanto maior quanto maior for a turbidez da água pois, tais condições, favorecem uma maior absorção das radiações solares (Rodrigues et al., 2011).

9.2.3 Fatores da vegetação

A evapotranspiração depende do albedo da vegetação, pois é tanto maior quanto menor o seu valor. O albedo varia em função da espécie vegetal, e dentro da mesma espécie, varia com o estado de desenvolvimento vegetativo. De modo geral, as culturas têm um albedo de 0.25, em verde, mas o seu valor tende a baixar à medida que as culturas se desenvolvem (Rodrigues et al., 2011).

Em geral as florestas transpiram mais do que as culturas arvenses, havendo ainda diferenças entre as várias espécies arbóreas. Devido a diferenças na resistência dos estomas à difusão do vapor de água, há também diferenças importantes nas intensidades de evapotranspiração potencial entre espécies com o mesmo albedo e a mesma altura, quando expostas ao mesmo estado de tempo. Por outro lado, na mesma espécie a abertura dos estomas funciona como reguladora da evapotranspiração, reduzindo-se quer em condições de excessiva evapotranspiração potencial, quer em condições de limitação da humidade do solo (Rodrigues et al., 2011).

Quando a camada superior do solo está seca, as plantas com raízes pouco profundas reduzem a transpiração, no entanto as plantas com raízes muito profundas continuam a transpirar normalmente. Esta é uma razão pela qual as árvores transpiram mais do que as herbáceas (Rodrigues et al., 2011).

A densidade de raízes das plantas pode também ser importante neste aspeto, na medida em que está relacionada com a facilidade de captarem água para manterem a evapotranspiração (Rodrigues et al., 2011).

As resinosas ao interceptarem mais água do que as folhosas fazem aumentar a evaporação. Além disso transpiram mais porque têm um albedo mais baixo, e as folhas têm duração mais longa (Rodrigues et al., 2011).

9.2.4 Fatores do solo

O solo influencia a evapotranspiração quer pelo seu albedo, quer pela sua capacidade de reter e armazenar água, a qual depende da sua textura. Solos de características arenosas acabam por limitar a perda de água porque, uma vez secos a superfície, é mais facilmente quebrada a continuidade da água ao nível dos poros e conseqüentemente reduzida a perda de água por evaporação já que, a ascensão capilar é eliminada (Rodrigues et al., 2011).

A maior quantidade de água armazenada pelos solos argilosos acaba por favorecer o desenvolvimento vegetal e a evapotranspiração, bem como a perda por evaporação direta a partir do solo (Rodrigues et al., 2011).

9.3 Medição da evaporação

A avaliação da evaporação pode ser feita por meio da observação da evaporação em **evaporímetros de tina ou de tanque** (tinas evaporimétricas ou tanques evaporimétricos) ou em **atmómetros** (evaporímetro de Piche, Livingstone e o de Balança) (Rodrigues et al., 2011).

9.3.1 Evaporímetros de tina ou de tanque

As tinas não são mais do que reservatórios contendo água exposta às condições atmosféricas (Figura 83). Podem ser instaladas tanto à superfície do solo, como é comum no caso da tina americana de classe A, enterradas ou ainda flutuando nas águas das albufeiras ou dos lagos. A Tabela 24 apresenta as principais características das tinas de utilização corrente (Rodrigues et al., 2011).

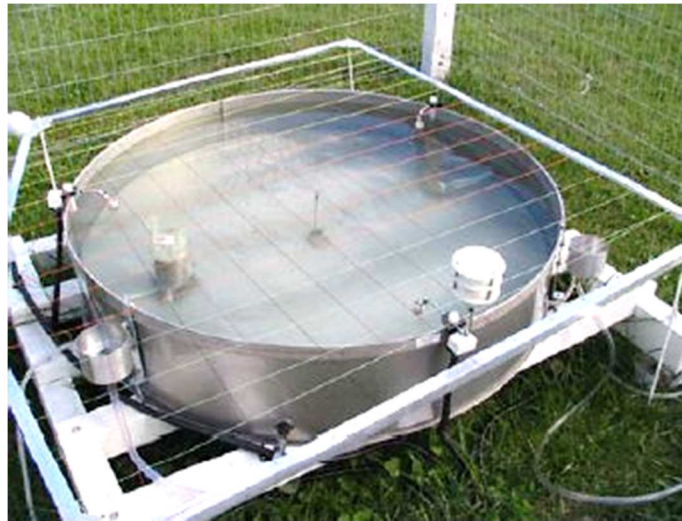


Figura 83 - Evaporímetro (<http://www.iginstrumentos.com.ar>).

Tabela 24 - Características das tinas evaporométricas (Rodrigues et al., 2011).

Modelo	País	Forma	Superfície (m ²)	Profundidade (m)	Obs.	$C = E/E_t$
Classe A	EUA	Circular	1.167	0.254	-	0.700
Colorado	EUA	Quadrada	0.836	0.457	Enterrada	0.800
B.P.I.	EUA	Circular	2.627	0.610	Enterrada	0.920
GGI-300	Rússia	Circular	0.300	0.600	Enterrada	0.820
Balsa 20	Rússia	Circular	20.000	2.000	Enterrada	1.000

A evaporação medida nas tinas deve ser afetada de um coeficiente C , normalmente designado por coeficiente de tina ou tanque. Trata-se de um fator de redução relativamente aos valores medidos na tina já que, dada a pequena altura de água, a tina recebe grandes quantidades de energia por radiação e condução através dos lados e da base, o que faz aumentar a evaporação. Por outro lado, também a área, bastante pequena comparada com a dum lago, aumenta a evaporação por ser aí mais fácil a remoção, pelo vento, da camada de ar saturado à superfície do espelho de água. O próprio bordo da tina exerce influência na velocidade e turbulência do vento propiciando uma mais rápida remoção (Rodrigues et al., 2011).

Este coeficiente de redução pode então, ser definido como a relação entre a evaporação no lago, E , e a evaporação na tina ou tanque, E_t :

$$C = \frac{E}{E_t}$$

A determinação do coeficiente C pode ser feita através dos balanços hidrológico e energético. Embora estes métodos sejam de difícil aplicação, possibilitam a determinação de valores regionais do coeficiente de tina (Rodrigues et al., 2011).

Os valores de C , nalguns países, surgem publicados em cartas de âmbito regional, para utilização no estudo de pequenas albufeiras. Em zonas em que os coeficientes de tina não foram ainda determinados, utilizam-se geralmente coeficientes médios idênticos aos apresentados na Tabela 24. No caso das tinas de classe A são de esperar variações mensais de C entre 0.6 e 0.8 em função das estações do ano. Em Portugal usam-se os seguintes valores para as tinas da classe A: outubro a novembro

- 0.7; dezembro a março - 0.6; abril e maio - 0.7 e junho a setembro 0.8. Os valores medidos na tina podem ainda ser falseados pela deficiente quantificação da precipitação e pelo facto de não se evitar que animais (principalmente aves) bebam a água da tina. Por vezes para evitar os animais, são colocadas sobre a tina redes metálicas ou plásticas, vedando o acesso. No entanto, deve ser presente que, a colocação de tais artefactos, acaba por condicionar, pela sombra que provocam, a quantidade de radiação e, por conseguinte, a energia disponível para evaporação (Rodrigues et al., 2011).

9.3.2 Atmómetros

Tal como as tinas evaporimétricas, os atmómetros são evaporímetros utilizados para a medição directa da evaporação. Existem vários tipos de atmómetros, dos quais se destacam, o de Piche, de Livingstone e o de Balança. Na Figura 84 ilustra-se os três tipos de atmómetros referidos.

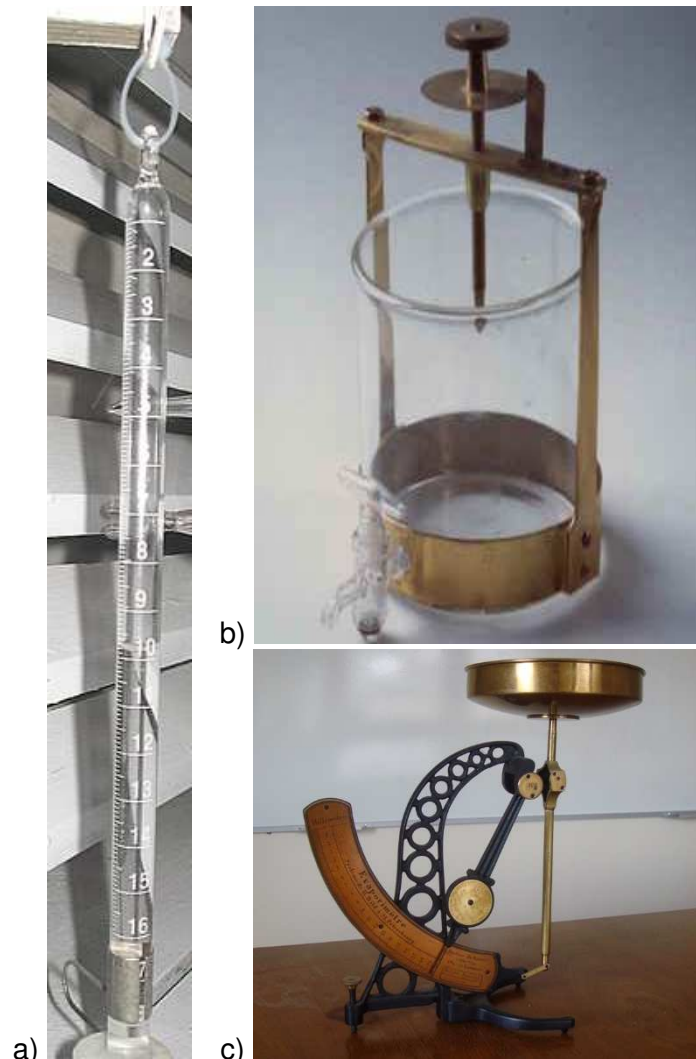


Figura 84 - Atmómetros: a) Piche, b) Livingstone, c) Balança (www.google.com).

O evaporímetro de Piche é o mais utilizado no nosso país e é constituído por um disco de papel poroso alimentado por uma coluna de água. A diminuição do nível da coluna

de água permite avaliar a evaporação já que traduz uma medida do poder evaporante do ar (Rodrigues et al., 2011).

Os valores da evaporação obtida pelos evaporímetros de Piche pecam por defeito quando comparados com os obtidos a partir da tina (Figura 85). A relação entre as medições da evaporação em tinas e em evaporímetros de Piche, para valores anuais em mm, válida para o sul de Portugal, pode ser traduzida por uma regressão linear (Loureiro, 1987) tal que:

$$E_{tina} = 915.245 + 0.422E_{piche}$$

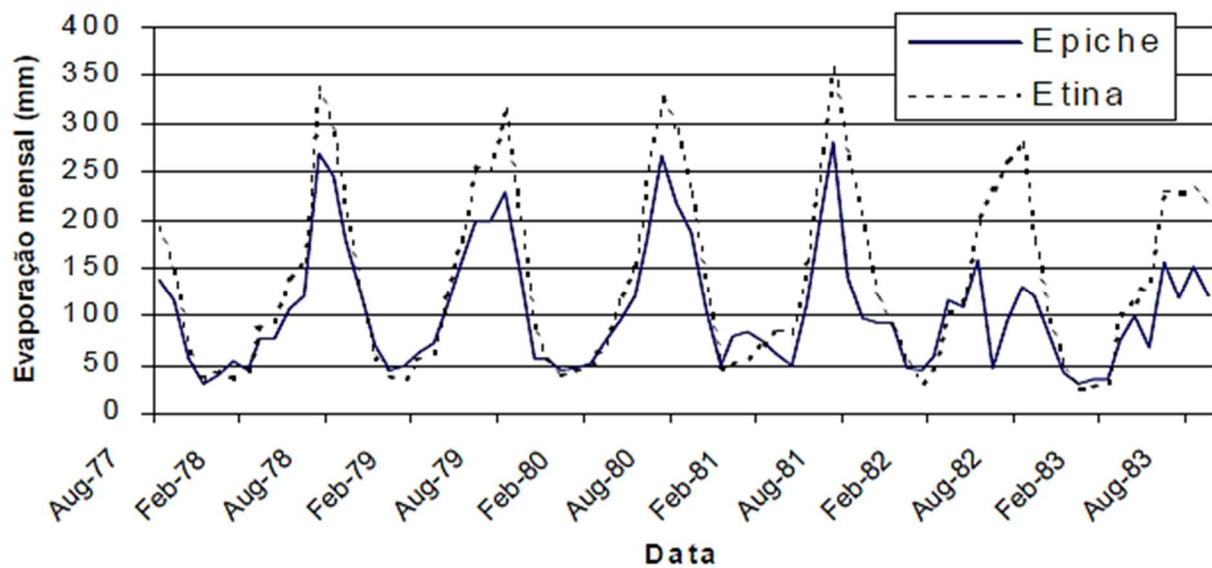


Figura 85 - E_{tina} vs E_{piche} na estação climatológica do Divor (Rodrigues et al., 2011).

9.4 Cálculo da evaporação por meio de balanço hidrológico

Para uma melhor quantificação da evaporação numa determinada região, e até para controlar os resultados obtidos pelas tinas, deve-se, sempre que possível, efetuar o balanço entre todos os volumes de água afluentes e efluentes a um lago ou albufeira existente, conforme a Figura 86 (Rodrigues et al., 2011).

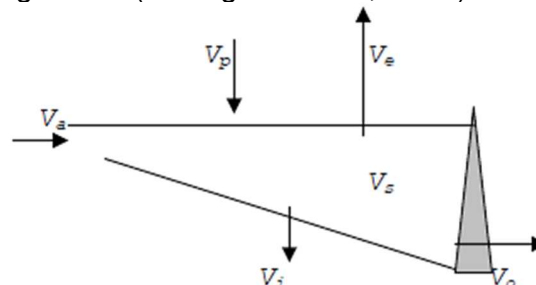


Figura 86 - Esquematisação das variáveis intervenientes no balanço de uma albufeira (Rodrigues et al., 2011).

O balanço de massa pode assim, ser expresso por:

$$V_e = (V_a + V_p) - (V_o + V_s + V_i)$$

onde V_e é o volume evaporado, V_a o volume de água que aflui à albufeira, V_p corresponde à precipitação reportada à área do espelho de água, V_o é o volume de água efluente da albufeira, V_s é o volume correspondente à variação do volume armazenado (positiva quando aumentar e negativa quando diminuir) e V_i , o volume infiltrado ou perdido por percolação. Todos estes volumes são facilmente quantificáveis à exceção de V_i , que geralmente é estimado com base na condutividade hidráulica dos solos da albufeira. O valor de V_e obtido pela equação anterior pode ser expresso em termos de evaporação relativa ao período em análise, desde que se divida aquele volume, pela área, S , do espelho de água (Rodrigues et al., 2011).

9.5 Medição da evapotranspiração

A evapotranspiração pode ser medida diretamente recorrendo a dispositivos denominados **evapotranspirómetros ou lisímetros**. Estes aparelhos possibilitam a realização de um balanço de massa ao nível de um bloco de solo isolado seu conjunto mas, no qual se faz a mesma cultura da zona envolvente. A perda de água por evapotranspiração é medida pela diferença entre a quantidade de água que aflui ao solo do lisímetro por intermédio da chuva ou rega, e aquela que o abandona, por drenagem profunda ou por escorrência superficial - lisímetro de drenagem, ilustrado na Figura 87 (Rodrigues et al., 2011).

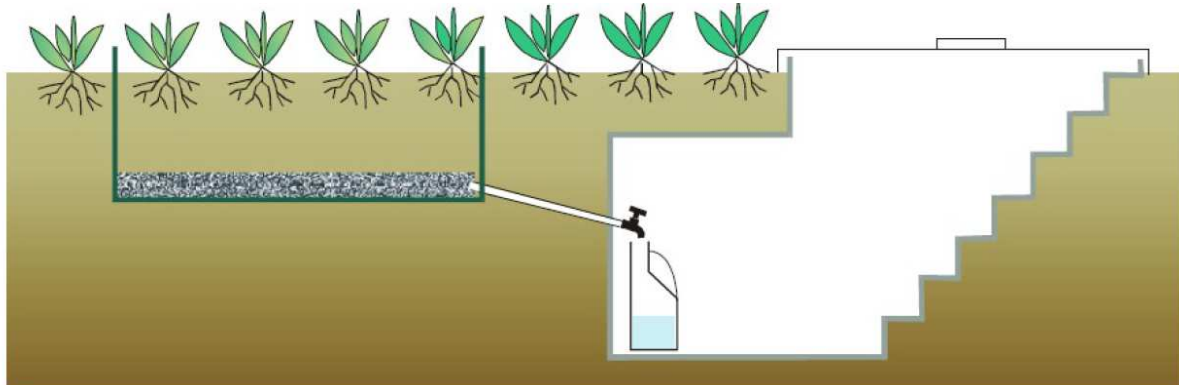


Figura 87 - Corte transversal do sistema de abastecimento e lisímetro de drenagem (Varejão-Silva, 2006).

Os lisímetros são instalações caras e de difícil manutenção pelo que são normalmente usados apenas com carácter experimental para a validação das fórmulas empíricas baseadas em parâmetros hidrometeorológicos de mais fácil determinação e por isso geralmente sempre disponíveis (Rodrigues et al., 2011).

9.6 Cálculo empírico da evapotranspiração

Existem vários métodos para a avaliação da evapotranspiração (Figura 88), das quais se destacam o de Thornthwaite (Thornthwaite, 1944) e o de Turc, os quais serão apresentados detalhadamente nos subcapítulos subsequentes.

PENMAN	•Fórmula semi-empírica para avaliar a evaporação (superfícies de água)
PRIESTLY E TAYLOR	•Fórmula para avaliar a evaporação (superfícies de água)
THORNTHWAITE	•Fórmula para avaliar a evapotranspiração potencial
TURC	•Fórmula para avaliar a evapotranspiração potencial
BLANEY-CRIDDLE	•Fórmula para avaliar a Evapotranspiração potencial

Figura 88 - Métodos para a avaliação da evapotranspiração (Hipólito & Vaz, 2011).

Quintela (1986) refere que as fórmulas de Thornthwaite e de Turc, fornecendo valores que são cerca de 50 por cento e 70 por cento da evaporação observada em tinas de classe A, parecem conduzir a estimativas, respetivamente, bastante por defeito e ligeiramente por excesso da evapotranspiração potencial em Portugal (Hipólito & Vaz, 2011).

9.6.1 Fórmula de Thornthwaite

Segundo Hipólito & Vaz (2011), Thornthwaite (1948), para o clima de Nova Jérсия, costa oriental dos Estados Unidos, estabeleceu a seguinte fórmula, que se baseia essencialmente na temperatura média mensal e que tem tido utilização muito divulgada em regiões onde a temperatura média mensal é positiva:

$$ETP_m = \begin{cases} 16N_m \left(\frac{10\bar{T}_m}{I} \right)^a, & \bar{T}_m > 0 \\ 0, & \bar{T}_m \leq 0 \end{cases}$$

Em que:

ETP_m representa a evapotranspiração potencial no mês m (mm);

N_m é um fator de ajustamento em função do número de dias do mês e da insolação astronómica média diária no mês (-);

N_m arredondado a dois dígitos significativos, será:

$$N_m = \frac{H_{0m}D_m}{360}$$

Em que:

D_m representa o número de dias do mês m (d);

H_{0m} é a insolação astronómica média diária no mês m (h), definida na Tabela 25.

Tabela 25 - Insolação astronómica média diária (h) (Hipólito & Vaz, 2011).

Lat	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
60	6.5	8.8	11.5	14.3	16.9	18.3	17.6	15.2	12.4	9.6	7.1	5.6
55	7.6	9.4	11.6	13.9	15.9	17.0	16.5	14.6	12.4	10.1	8.0	7.0
50	8.4	9.8	11.6	13.6	15.2	16.1	15.6	14.2	12.3	10.4	8.7	7.9
45	9.0	10.2	11.7	13.3	14.7	15.4	15.0	13.8	12.3	10.6	9.3	8.6
40	9.5	10.5	11.7	13.1	14.2	14.8	14.5	13.5	12.2	10.9	9.7	9.2
35	9.9	10.7	11.8	12.9	13.8	14.3	14.1	13.3	12.2	11.1	10.1	9.7
30	10.3	11.0	11.8	12.7	13.5	13.9	13.7	13.0	12.1	11.2	10.5	10.1
25	10.6	11.2	11.9	12.6	13.2	13.5	13.4	12.8	12.1	11.4	10.8	10.5
20	10.9	11.3	11.9	12.5	13.0	13.2	13.1	12.7	12.1	11.5	11.0	10.8
15	11.2	11.5	11.9	12.3	12.7	12.9	12.8	12.5	12.1	11.6	11.3	11.1
10	11.5	11.7	11.9	12.2	12.5	12.6	12.5	12.3	12.0	11.8	11.5	11.4
5	11.7	11.8	12.0	12.1	12.2	12.3	12.3	12.2	12.0	11.9	11.8	11.7
0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
-5	12.3	12.2	12.0	11.9	11.8	11.7	11.7	11.8	12.0	12.1	12.2	12.3
-10	12.5	12.3	12.1	11.8	11.5	11.4	11.5	11.7	12.0	12.2	12.5	12.6
-15	12.8	12.5	12.1	11.7	11.3	11.1	11.2	11.5	11.9	12.4	12.7	12.9
-20	13.1	12.7	12.1	11.5	11.0	10.8	10.9	11.3	11.9	12.5	13.0	13.2
-25	13.4	12.8	12.1	11.4	10.8	10.5	10.6	11.2	11.9	12.6	13.2	13.5
-30	13.7	13.0	12.2	11.3	10.5	10.1	10.3	11.0	11.9	12.8	13.5	13.9
-35	14.1	13.3	12.2	11.1	10.2	9.7	9.9	10.7	11.8	12.9	13.9	14.3
-40	14.5	13.5	12.3	10.9	9.8	9.2	9.5	10.5	11.8	13.1	14.3	14.8
-45	15.0	13.8	12.3	10.7	9.3	8.6	9.0	10.2	11.7	13.4	14.7	15.4
-50	15.6	14.2	12.4	10.4	8.8	7.9	8.4	9.8	11.7	13.6	15.3	16.1
-55	16.4	14.6	12.4	10.1	8.1	7.0	7.5	9.4	11.6	13.9	16.0	17.0
-60	17.5	15.2	12.5	9.7	7.1	5.7	6.4	8.8	11.6	14.4	16.9	18.4

\bar{T}_m é a temperatura média mensal no mês m (°C);
 I é o índice térmico anual;

O índice térmico anual calcula-se do seguinte modo:

$$I = \sum_{i=1}^{12} i_m$$

Onde $i_m = (\bar{T}_m/5)^{1.5}$ representa o índice térmico mensal.

a é um expoente função do índice térmico anual, dado por:

$$a = 6,75 \times 10^{-7} I^3 - 7,71 \times 10^{-5} I^2 + 1,792 \times 10^{-2} I + 0,49239$$

9.6.2 Fórmula de Turc

Hipólito & Vaz (2011) refere que Turc (1961) para as condições climáticas da Europa Ocidental apresentou a seguinte fórmula utilizável em períodos de 10 ou mais dias:

$$ETP = 0,013 \frac{T}{T + 15} \left(\frac{I'_g}{0,042} + 50 \right)$$

Em que:

ETP representa a evapotranspiração potencial (mm/d);

T é a temperatura média no período (°C);

I'_g é a radiação global média diária incidente na superfície (MJ/m²/d).

A fórmula anterior, quando a humidade relativa (U em percentagem) for inferior a 50 por cento, deve ser multiplicada por:

$$1 + \frac{50 - U}{70}$$

A radiação global média incidente na superfície pode ser calculada da seguinte forma:

$$I'_g = I_0(a + br_H)$$

Em que:

I_0 é a radiação solar no topo da atmosfera (MJ/m²/d), definida na Tabela 26;

$r_H = n/H_{0m}$ é a razão de insolação (-), com n representando a insolação média diária;

a e b são os coeficientes de Ångström.

Tabela 26 - Radiação solar média diária no topo da atmosfera (MJ/m²/d) (Hipólito & Vaz, 2011).

Lat	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
60	3.48	8.29	16.82	27.36	36.31	40.55	38.33	30.51	20.17	10.60	4.43	2.26
55	6.18	11.29	19.65	29.39	37.25	40.83	38.94	32.14	22.76	13.58	7.21	4.77
50	9.09	14.3	22.34	31.24	38.10	41.11	39.50	33.63	25.19	16.51	10.15	7.58
45	12.11	17.26	24.87	32.89	38.79	41.28	39.93	34.92	27.42	19.35	13.16	10.56
40	15.15	20.15	27.21	34.32	39.28	41.29	40.17	35.99	29.46	22.08	16.16	13.61
35	18.18	22.91	29.35	35.5	39.54	41.09	40.20	36.82	31.27	24.65	19.13	16.68
30	21.14	25.54	31.26	36.43	39.57	40.66	39.99	37.40	32.84	27.06	22.00	19.71
25	24.00	27.99	32.95	37.09	39.34	40.00	39.54	37.72	34.17	29.28	24.77	22.67
20	26.74	30.25	34.38	37.49	38.85	39.10	38.84	37.78	35.24	31.29	27.39	25.52
15	29.32	32.31	35.55	37.61	38.11	37.96	37.89	37.57	36.04	33.07	29.84	28.24
10	31.72	34.13	36.46	37.46	37.11	36.58	36.70	37.09	36.57	34.60	32.11	30.80
5	33.92	35.71	37.09	37.02	35.86	34.97	35.27	36.34	36.83	35.89	34.16	33.18
0	35.91	37.04	37.43	36.32	34.36	33.14	33.6	35.33	36.80	36.91	35.99	35.36
-5	37.66	38.10	37.50	35.35	32.64	31.10	31.72	34.07	36.50	37.66	37.58	37.31
-10	39.17	38.89	37.28	34.12	30.70	28.87	29.64	32.56	35.92	38.14	38.91	39.03
-15	40.41	39.40	36.78	32.63	28.56	26.47	27.37	30.83	35.06	38.33	39.98	40.51
-20	41.4	39.63	36.00	30.91	26.24	23.93	24.94	28.87	33.94	38.25	40.79	41.73
-25	42.12	39.57	34.95	28.97	23.76	21.25	22.36	26.72	32.57	37.88	41.33	42.69
-30	42.57	39.24	33.63	26.81	21.13	18.48	19.67	24.38	30.95	37.24	41.60	43.40
-35	42.76	38.63	32.07	24.47	18.40	15.64	16.88	21.89	29.09	36.33	41.60	43.86
-40	42.71	37.76	30.26	21.95	15.58	12.77	14.04	19.25	27.02	35.16	41.35	44.07
-45	42.42	36.64	28.22	19.29	12.72	9.91	11.19	16.50	24.74	33.75	40.86	44.07
-50	41.93	35.29	25.97	16.51	9.85	7.12	8.36	13.68	22.28	32.1	40.17	43.89
-55	41.29	33.74	23.53	13.63	7.04	4.48	5.64	10.81	19.66	30.25	39.31	43.59
-60	40.60	32.03	20.93	10.70	4.37	2.12	3.13	7.95	16.89	28.23	38.26	43.30

9.7 Conceito de evapotranspiração cultural

A afetação de Et_o por um coeficiente cultural, k_c , possibilita a consideração dos fatores relacionados com as culturas no sentido de calcular as suas necessidades em água. Na prática, a evapotranspiração cultural Et_c , representa a perda de água, por evapotranspiração, de uma cultura em condições sanitárias ótimas, em franco desenvolvimento e, por isso, capaz de produzir rendimentos máximos, tal que:

$$Et_c = Et_o \cdot k_c$$

O valor do k_c é um valor tabelado, condicionado para cada cultura por aspetos ligados às datas de plantação ou sementeira, aos ritmos de desenvolvimento da cultura e duração do seu período vegetativo, dependente das condições climáticas e da frequência das precipitações ou das regas (Rodrigues et al., 2011). Na Tabela 27 são apresentados valores para o estágio intermédio de desenvolvimento de algumas culturas:

Tabela 27 - K_c para o estágio intermédio de desenvolvimento de algumas culturas (Hipólito & Vaz, 2011).

Cultura	$K_{c,mid}$
Aipo	1,05
Alface	1,00
Algodão	1,15-1,20
Arroz	1,20
Banana	1,20
Batata	1,15
Batata-doce	1,15
Beringela	1,05
Beterraba	1,20
Cana-de-açúcar	1,25
Cebola	1,00
Cenoura	1,05
Citrinos	0,65
Espinafre	1,00
Girassol	1,00-1,15
Linho	1,10
Mandioca	1,10
Milho	1,20
Soja	1,15
Tomate	1,15
Trigo	1,15

9.8 Cálculo da evapotranspiração real

Foi já referido que a evapotranspiração real, Et_r , corresponde à quantidade de água verdadeiramente perdida pelo solo, dependendo do seu teor de humidade, das condições atmosféricas e das características da vegetação (Rodrigues et al., 2011).

O método de cálculo da Et_r é o do balanço hídrico. Assim, sempre que a quantidade de precipitação, P , num determinado período de tempo, i , excede a evapotranspiração potencial ou de referência determinada para o mesmo período, o valor de Et_r é igual ao valor de Et_o (ou Et_p). Esta situação ocorre nas nossas condições na estação húmida (Rodrigues et al., 2011). Temos então:

$$Et_{r,i} = Et_{o,i} \text{ se } P_i > Et_{o,i}$$

Em período seco (valores da precipitação inferiores à evapotranspiração no período) há que ter em conta a quantidade de água retida no solo em condições utilizáveis pelas culturas. Assim o valor da evapotranspiração real deverá ser determinado por:

$$Et_{r,i} = P_i + |\Delta H_i| \text{ se } P_i < Et_{o,i}$$

em que ΔH_i corresponde à variação da reserva utilizável do solo (mm) obtida por:

$$|\Delta H_i| = H_i - H_{i-1} \text{ se } P_i < Et_{o,i}$$

onde, i , representa o intervalo de cálculo do balanço (dia, década, mês) e, H a reserva utilizável (Rodrigues et al., 2011).

CAPÍTULO 10 - ÁGUA NO SOLO

10.1 Introdução

A transformação da precipitação em escoamento adquire características próprias em cada local, em virtude do clima e das diferentes formações geológicas que se manifestam na superfície da crosta terrestre nesse local. Efetivamente, a meteorização das rochas de origem, por desintegração mecânica ou decomposição química, o transporte das partículas resultantes, pelas correntes de ar ou de água, e a sua sedimentação moldam ao longo do tempo a superfície da crosta, definindo a rede hidrográfica das bacias, a natureza das encostas e o tipo de solos presentes (Hipólito & Vaz, 2011).

Os solos atuam na fase terrestre do ciclo hidrológico como reservatórios de regulação, controlando a alimentação dos aquíferos e atrasando a descida das águas que neles penetram e, portanto, amortecendo o caudal drenado superficialmente (Hipólito & Vaz, 2011).

O solo é formado por materiais que se apresentam em três estados termodinâmicos ou fases: sólida, líquida e gasosa; assim, o solo pode ser definido como um sistema físico heterogéneo, polifásico, particuloso, disperso, poroso e anisotrópico (Hipólito & Vaz, 2011).

10.2 Quantidade de água no solo

A quantidade de água contida num solo é avaliada, em geral, em relação à fase sólida ou em relação à totalidade do solo. Na Figura 89, onde se consideram aglutinadas cada uma das fases de uma coluna de solo, apresentam-se as grandezas que permitem a definição dessas quantidades relativas (Hipólito & Vaz, 2011).

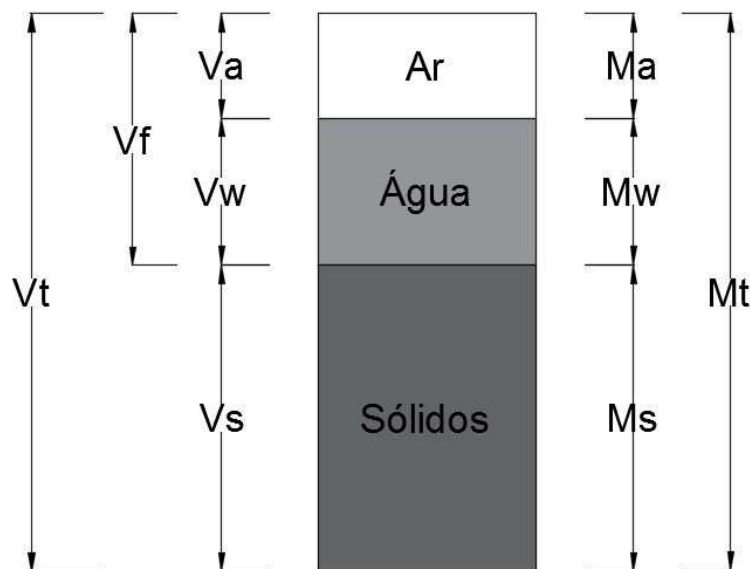


Figura 89 - Representação de uma coluna de solo com as fases aglutinadas (adaptada de Hillel, 2004).

Do lado esquerdo da coluna de solo figuram o volume de ar, V_a , o volume de água, V_w , o volume de sólidos, V_s , o volume ocupável por fluídos, V_f , e o volume total, V_t . Do lado direito da coluna do solo figuram a massa de ar, M_a , praticamente desprezável devido à pequena massa volúmica do ar, a massa de água, M_w , a massa de sólidos, M_s , e a massa total, M_t (Hipólito & Vaz, 2011).

Designa-se por **teor volúmico de humidade (θ)** a razão entre o volume de água de uma porção de solo e o seu volume total:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t}$$

Designa-se por **teor mássico de humidade (w)** a razão entre a massa de água de uma porção de solo e a massa da fase sólida dessa porção:

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

Designa-se por **grau de saturação (S)** a razão entre o volume de água de uma porção de solo e o volume que nessa porção é ocupado por fluídos:

$$S = \frac{V_w}{V_f}$$

Note-se que, sendo a **porosidade de um solo (n)** definida por

$$n = \frac{V_f}{V_t}$$

Então, será:

$$\theta = n \cdot S$$

Ou seja, o teor volúmico de humidade é igual ao produto da porosidade pelo grau de saturação (Hipólito & Vaz, 2011).

Outras relações de interesse no que diz respeito ao conteúdo de água de um solo são:

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}; \theta = \frac{\rho_t - \rho_d}{\rho_w}; w = \theta \frac{\rho_w}{\rho_d}$$

Como facilmente se deduz e onde:

$\rho_d = M_s/V_t$ representa a massa volúmica aparente do solo seco (kg/m^3);

$\rho_s = M_s/V_s$ a massa volúmica dos sólidos do solo (kg/m^3);

$\rho_t = (M_s + M_w)/V_t$ a massa volúmica aparente do solo (kg/m^3);

$\rho_d = M_w/V_w$ a massa volúmica da água (kg/m^3).

Designa-se por **capacidade de campo** (θ_{cc} ou w_{cc}) o valor final do teor de humidade de um solo natural, de características uniformes, que tenha sido saturado e deixado drenar livremente durante dois a três dias, ou seja, o teor de humidade que corresponde à quantidade residual de água que um solo consegue reter contra a ação prolongada da aceleração da gravidade (Hipólito & Vaz, 2011).

10.3 Potenciais da água do solo

Os conceitos já apresentados, embora necessários, não são suficientes para a caracterização, em rigor, do estado hídrico do solo. A água no solo pode estar em equilíbrio ou em movimento em determinada direção e segundo uma taxa definida pelo que é fundamental conhecer também o seu estado de energia (Rodrigues et al., 2011).

A energia cinética, sendo proporcional ao quadrado da velocidade, assume pouca importância tendo em conta as reduzidas velocidades de deslocamento da água no solo. A energia potencial, pelo contrário, tem importância significativa já que é função da posição e da condição interna da água (Rodrigues et al., 2011).

O potencial total Ψ da água é uma medida da sua energia potencial. Na medição da energia entre diferentes estados é usual considerar um estado padrão de energia nula que, para a água, corresponde ao estado da água pura, submetida a condições normais de pressão e temperatura quando colocada em determinado local de um campo gravitacional. O potencial total da água traduz também, o trabalho necessário para levar a água do estado padrão ao estado considerado e pode decompor-se em diversas componentes: componente de pressão, Ψ_p , componente gravitacional, Ψ_g , e componente osmótica, Ψ_o (Rodrigues et al., 2011).

$$\Psi = \Psi_p + \Psi_g + \Psi_o + \dots$$

A hidráulica do escoamento subterrâneo baseia-se na lei de Darcy e na equação da continuidade. A conjugação destas duas leis permite estabelecer as equações diferenciais do escoamento subterrâneo (Hipólito & Vaz, 2011).

10.4 Movimento da água no solo

A água move-se no sentido que lhe permite ocupar o estado de menor potencial total. Aquele movimento é regido pela lei de Darcy, que para o movimento vertical é expressa por:

$$q = -k(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial Z}$$

em que q traduz o fluxo (cm/s), $k(\theta)$ a condutividade hidráulica (cm/s) e $\partial \Psi / \partial Z$ representa o gradiente de potencial total (Rodrigues et al., 2011).

O fluxo de água representa a quantidade de água (cm^3) que passa pela unidade de área de solo (cm^2) por unidade de tempo (s). O gradiente de potencial traduz a variação de potencial total da água ao longo da direção Z. A condutividade é um coeficiente de proporcionalidade característico de cada solo e cujo valor é função da humidade (é tanto maior quanto mais húmido o solo estiver) sendo máxima á saturação (Rodrigues et al., 2011).

10.5 Infiltração

10.5.1 Introdução

A entrada de água num solo pela superfície terrena constitui um fenómeno que se designa genericamente por **infiltração** (Hipólito & Vaz, 2011).

O caudal específico de água (caudal por unidade de área em planta) que atravessa a superfície terrena de um solo designa-se por **intensidade de infiltração** e tem as dimensões de uma velocidade. o volume de água que por unidade de área em planta atravessa a superfície terrena de um solo em determinado intervalo de tempo designa-se por **infiltração acumulada** nesse intervalo de tempo e tem as dimensões de um comprimento (Hipólito & Vaz, 2011).

A infiltração de água num solo permeável depende essencialmente de três fatores: da disponibilidade de água à superfície do solo, das características hidráulicas do solo e do conteúdo de água no solo. Efetivamente, quando à superfície do solo não existir água, não poderá haver infiltração e, quanto maior for a disponibilidade de água à superfície, tanto maior poderá ser a infiltração; se o solo for impermeável à água, não ocorrerá infiltração; se o solo estiver saturado e não ocorrer drenagem inferiormente, também não ocorrerá infiltração (Hipólito & Vaz, 2011).

designa-se por **capacidade de infiltração** de um solo a infiltração que ocorre quando à superfície do solo se dispõe e se mantém ao longo do tempo uma fina película de água. Nessa fina película, a água encontra-se evidentemente à pressão atmosférica. Para especificar a intensidade de infiltração, diz-se que esta ocorre à capacidade do solo, intensidade de infiltração à capacidade do solo. Para especificar a infiltração acumulada, diz-se infiltração acumulada à capacidade do solo (Hipólito & Vaz, 2011).

10.5.2 Infiltração e o escoamento superficial

A taxa de infiltração é definida como o volume de fluxo de água movendo-se no perfil do solo por unidade de área. Este fluxo tem unidades de velocidade pois, traduz a velocidade com que a água atravessa o solo desde a superfície. A taxa máxima de infiltração define a capacidade de infiltração do solo em estudo (Rodrigues et al., 2011).

Quando o processo é controlado pelo fluxo, a infiltração é determinada pela taxa de aplicação da água. No entanto, se a taxa de aplicação excede a capacidade de

infiltração, é esta que determina a taxa atual de infiltração e o processo diz-se controlado pelo perfil (caso da submersão) (Rodrigues et al., 2011).

Genericamente pode-se dizer que a capacidade de infiltração começa por ser elevada no início de uma chuvada (em particular se o solo estiver seco) e tende a diminuir, aproximando-se assintoticamente de um valor que corresponde á taxa de infiltração final também designada, taxa permanente de infiltração, conforme ilustrado na Figura 90 (Rodrigues et al., 2011).

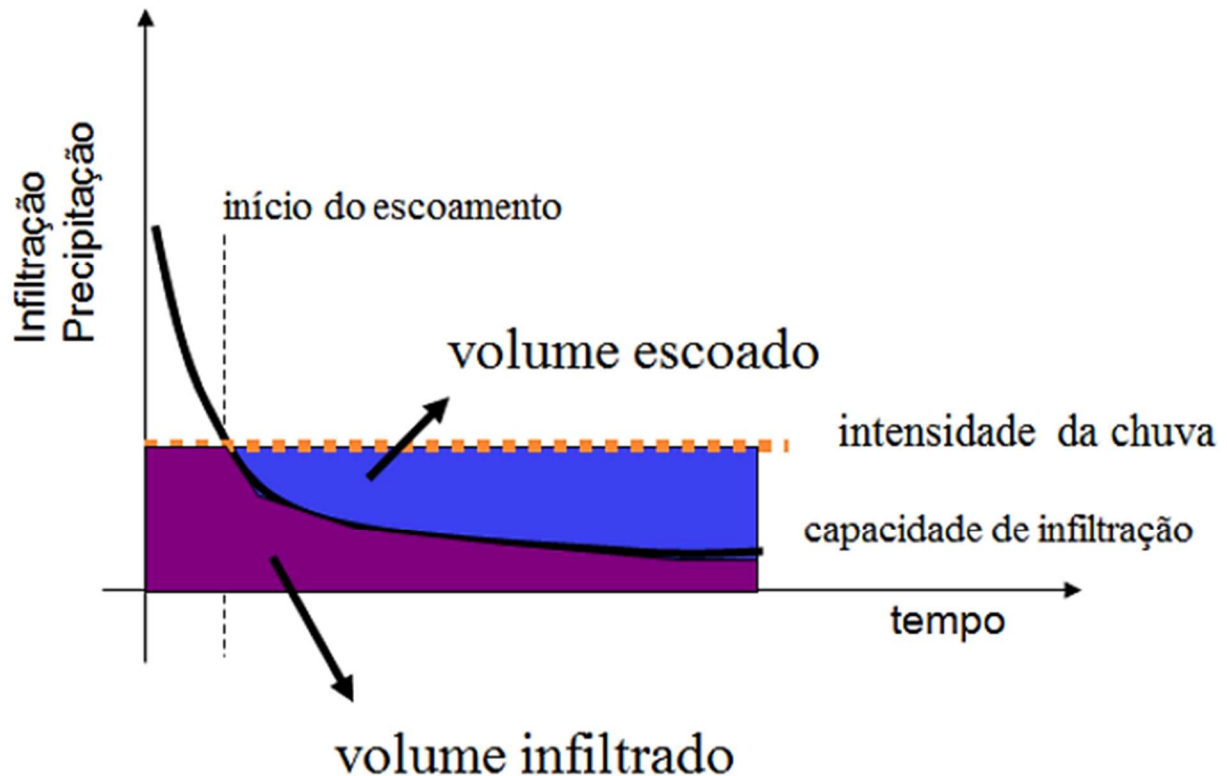


Figura 90 - Precipitação, escoamento superficial e infiltração durante uma chuvada constante (Andrade, 2014).

A diminuição da infiltrabilidade com o tempo resulta, principalmente, duma diminuição do gradiente de potencial mátrico. Quanto maior é a condutividade hidráulica do solo maior é a sua capacidade de infiltração (Rodrigues et al., 2011).

Se observarmos o perfil de um solo homogéneo durante a infiltração, sob condições de alagamento (Figura 91), verificamos que até pequena profundidade o solo está saturado e para baixo dessa zona existe uma zona de transmissão de humidade aparentemente uniforme. Segue-se uma zona de humedecimento na qual a humidade vai diminuindo em profundidade até à frente de humedecimento que constitui a zona mais afastada da superfície (Rodrigues et al., 2011).

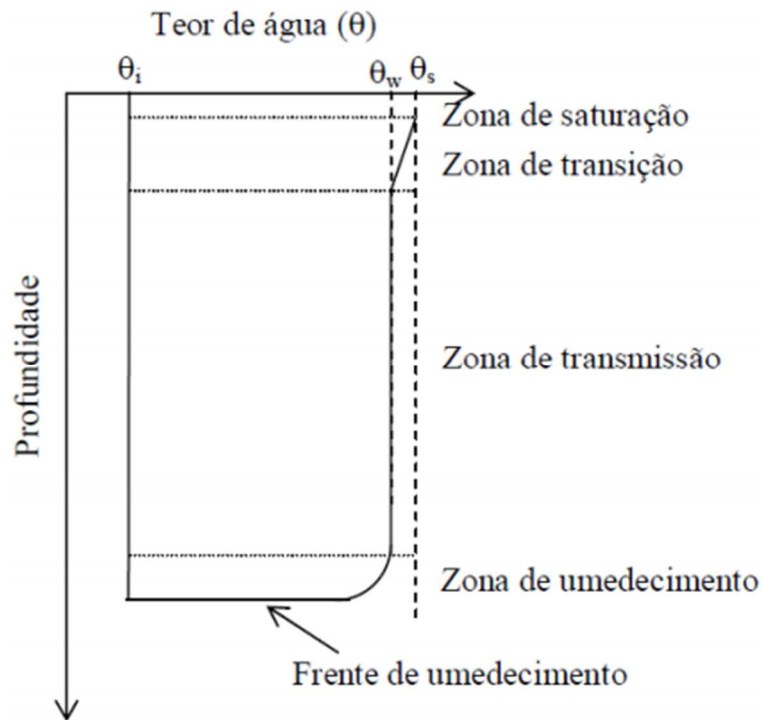


Figura 91 - Distribuição da humidade no perfil do solo (θ_i é a humidade inicial do solo e θ_s é a humidade de saturação do solo) (Cecílio, Martinez, Pruski, & Silva, 2013).

Existem numerosos modelos e respetivas fórmulas empíricas para cálculo da infiltração, das quais se apresentam algumas das mais frequentes no subcapítulo subsequente.

10.5.3 Modelos de infiltração

Em Hipólito & Vaz (2011) salientam-se os seguintes modelos:

Horton

A repartição da água da chuva entre quantidade que se infiltra e a que dá escoamento superficial depende:

- da capacidade de infiltração do solo (f);
- da intensidade da precipitação (i).

Quando ocorre uma chuvada, admitindo que já não chove há algum tempo, a capacidade de infiltração diminui a partir de um valor máximo no início (intensidade de infiltração inicial à capacidade do solo), f_0 , e tende para o limite, f , correspondente à saturação do solo (intensidade de infiltração ao fim de um tempo longo, ou seja, a condutividade hidráulica de um solo saturado).

Horton (1939) propôs a seguinte lei de variação para a infiltração, em função do tempo:

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt}$$

Em que:

k é um fator de escala temporal (-);

t é o tempo contado a partir do início da precipitação (h).

Philip

O modelo de Philip (1957) utiliza dois parâmetros, S e K_S . O primeiro tem sido designado por sorvabilidade, e o segundo é a condutividade hidráulica do solo saturado. No instante inicial, tal como no modelo de Green e Ampt, a intensidade de infiltração à capacidade do solo é infinita.

$$f = \frac{1}{2} S t^{-\frac{1}{2}} + K_S$$

Kostiakov

O modelo de Kostiakov (1932) utiliza também dois parâmetros, α e β . Quando se compara com o modelo de Philip, reconhece-se que o valor de α deve ser cerca de $1/2$, e o de β de cerca de metade da sorvabilidade. O modelo de Kostiakov é muito utilizado em Portugal, ligado ao estudo da rega, eventualmente, com a condutividade hidráulica do solo saturado adicionada à intensidade de infiltração.

$$f = \beta t^{-\alpha}$$

CAPÍTULO 11 - ÁGUA SUBTERRÂNEA

11.1 Introdução

Os recursos hídricos subterrâneos sempre desempenharam um importante papel, e deverão continuar a fazê-lo, tanto no abastecimento das populações como na origem de água para a agricultura e a indústria. Na realidade, aqueles recursos quase sempre constituíram as primeiras origens de água, tendo mantido esse desempenho em muitas regiões, até há pouco tempo, e mantendo-o ainda noutras. Mesmo em vastas zonas onde as águas subterrâneas são escassas, elas podem ser fundamentais, na ausência de outros recursos hídricos economicamente mobilizáveis, permitindo assegurar o abastecimento de núcleos urbanos ou industriais de pequena dimensão, de explorações agropecuárias e do regadio de pequenas explorações agrícolas (SNIRH, 2018).

11.2 Reservatórios de água subterrânea

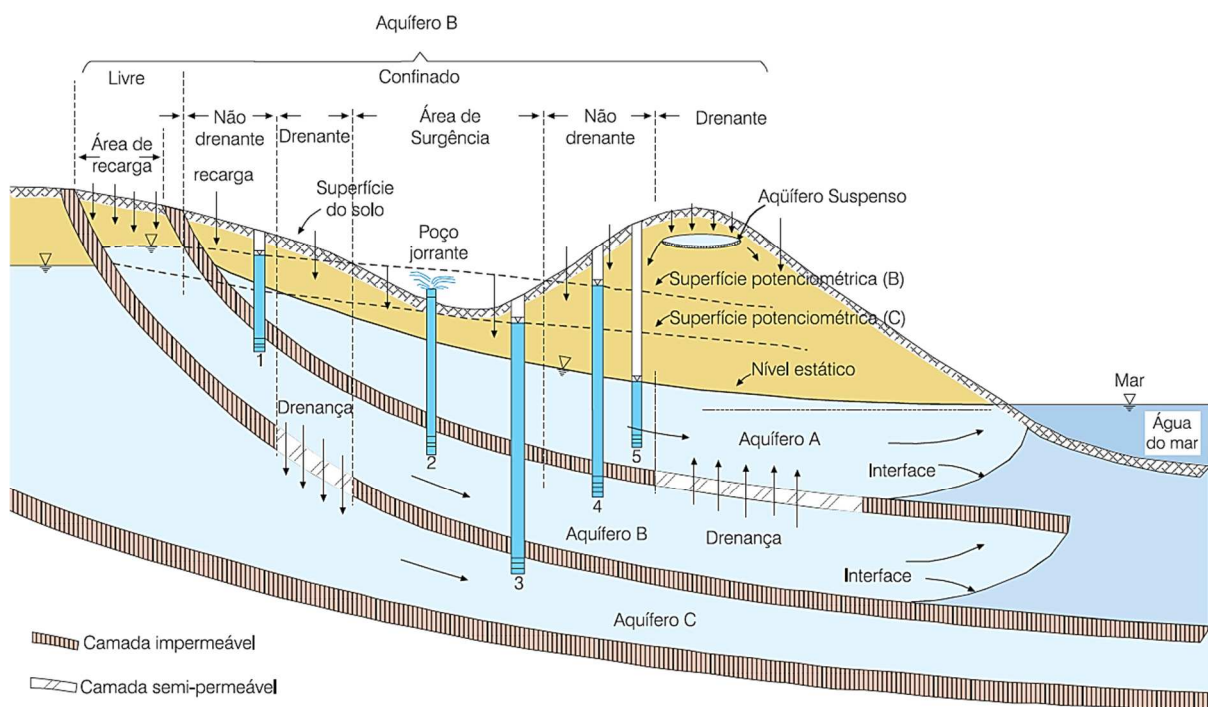


Figura 92 - Representação esquemática dos diferentes tipos de aquíferos (CPRM, 2008).

As **águas subterrâneas** ocorrem em formações geológicas conhecidas por **aquíferos** (Figura 92). Ocupam os espaços vazios das rochas, nomeadamente, os poros intergranulares, os canalículos que os interligam e as fraturas.

Um **aquífero** é uma formação geológica que armazena e possibilita a circulação da água e de onde é possível extrair a mesma em quantidades suficientes de forma a possibilitar o seu aproveitamento pelo Homem. Para a sua exploração ser viável os aquíferos não só devem armazenar água como possibilitar a sua circulação. São erradamente designados por expressões como lençóis de água, lençóis freáticos e toalhas aquíferas. A quantidade suficiente varia de região para região: em climas

semiáridos considera-se economicamente viável uma captação (furo, poço ou galeria) que forneça caudais considerados irrisórios noutra, como 0.5 l/s.

Se as formações geológicas não são aquíferas (*aqua + fero = levar água*), i.e., formações geológicas cujas condições físicas impedem o armazenamento, e logo a circulação de água, recebem o nome de **aquífugos**. É caso das rochas magmáticas não fraturadas - granitos, gnaisses, basaltos e calcários muito compactos.

Aquitardo (*tardare = retardar*) é uma formação geológica que armazena água mas que a transmite lentamente, produzindo pequenas quantidades de água. Apresentam permeabilidades médias/baixas - caso das areias argilosas e rochas vulcânicas alteradas. São importantes para a recarga de aquíferos subjacentes.

Aquicludo (*claudere = fechar*) é uma formação geológica que pode armazenar água mas não a transmite - a água não circula - caso das argilas e tufos (piroclastos consolidados). Funcionam como camada confinante ou impermeável.

11.2.1 Classificação de aquíferos

Os aquíferos podem ser classificados de três formas:

- Quanto à **estrutura geológica**: porosos, fissurados e cársicos;
- Quanto à **localização geográfica**: costeiros e interiores, basais e suspensos;
- Quanto à **pressão a que está submetido**: livres ou freáticos, confinados ou cativos.

Estrutura geológica

Aquífero poroso ou sedimentar: formado por rochas sedimentares consolidadas, sedimentos não consolidados ou solos arenosos. A circulação da água se faz nos poros existentes entre os grãos de areia, silte e argila. Ocorrem em grandes áreas e apresentam grande volume de água, por isso, são considerados aquíferos mais importantes. Esses tipos de aquíferos ocorrem em locais de acumulação de sedimentos arenosos como grandes bacias sedimentares. Apresentam porosidade homogênea que faz com que a água possa fluir em qualquer direção definida pela diferença de pressão hidrostática (Winck, 2015).

Aquífero fraturado ou fissural: formado por rochas ígneas, metamórficas ou cristalinas, duras e maciças. As águas ocorrem neste tipo de aquífero, nas fraturas e falhas formadas devido ao movimento tectônico. A quantidade de água está relacionada ao número de fraturas e o fluxo é dado através das ligações e comunicações existentes entre elas (Winck, 2015).

Aquífero cárstico: formado em rochas calcárias ou carbonáticas. A circulação da água ocorre nas fraturas e em outras discontinuidades resultantes da dissolução do carbonato em água. Essas discontinuidades podem ter grandes aberturas e formar rios subterrâneos que atingem grandes dimensões. São aquíferos que apresentam heterogeneidade e dureza elevada. As rochas que compõem esse tipo de aquífero são os calcários, dolomitos e mármore (Winck, 2015).



Figura 93 - Circulação da água nos meios porosos, fraturados e cársicos (Ciência Viva, 2006).

Na maior parte dos casos os sistemas aquíferos são simultaneamente de mais de um tipo. As regiões vulcânicas são normalmente formadas por alternância de escoadas fissuradas e piroclastos podendo, também, conter tubos de lava. Os granitos podem ter uma zona superior muito alterada onde a circulação é feita através dos poros e uma zona inferior de rocha sã onde a circulação é feita por fraturas. Os calcários podem ser cársicos e fissurados circulando a água através de fissuras da própria rocha e de condutas ou rios subterrâneos.

Localização geográfica e pressão

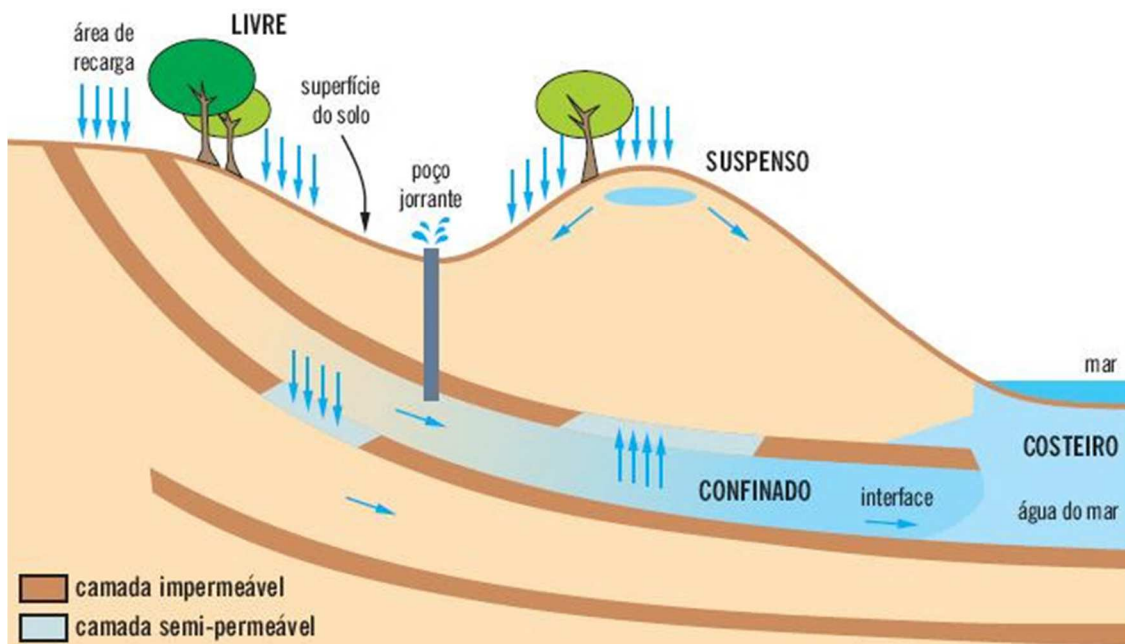


Figura 94 - Tipos de aquífero: livre, suspenso, confinado e costeiro (Carneiro, 2007).

O **aquífero livre** apresenta-se com um extrato superior permeável, sendo inferiormente limitado por uma rocha permeável ou semipermeável. Encontram-se, em geral, em profundidades pequenas, sendo quase sempre limitados pela própria superfície ou pelo limite de acumulação da água. Esse tipo de aquífero é o de mais fácil extração de recursos hídricos, sendo, muitas vezes, chamado de aquífero freático.

Os **aquíferos suspensos** são um caso particular do aquífero livre, formados por uma base inferior impermeável e uma base superior permeável ou semipermeável, sem a capacidade de transmitir, acumular ou receber mais água.

Já os **aquíferos confinados** são aqueles cercados por camadas impermeáveis e mantidos sob uma pressão interna superior à pressão atmosférica. Quando perfurados, os seus poços costumam jorrar água em velocidade razoável em razão dessa pressão superior.

Apesar das heterogeneidades e descontinuidades que caracterizam os meios vulcânicos, existe na Madeira, a partir de uma certa profundidade, um nível de saturação regional ou **aquífero de base** (Figura 95) com características distintas em função do complexo vulcânico presente (Prada, et al., 2005).

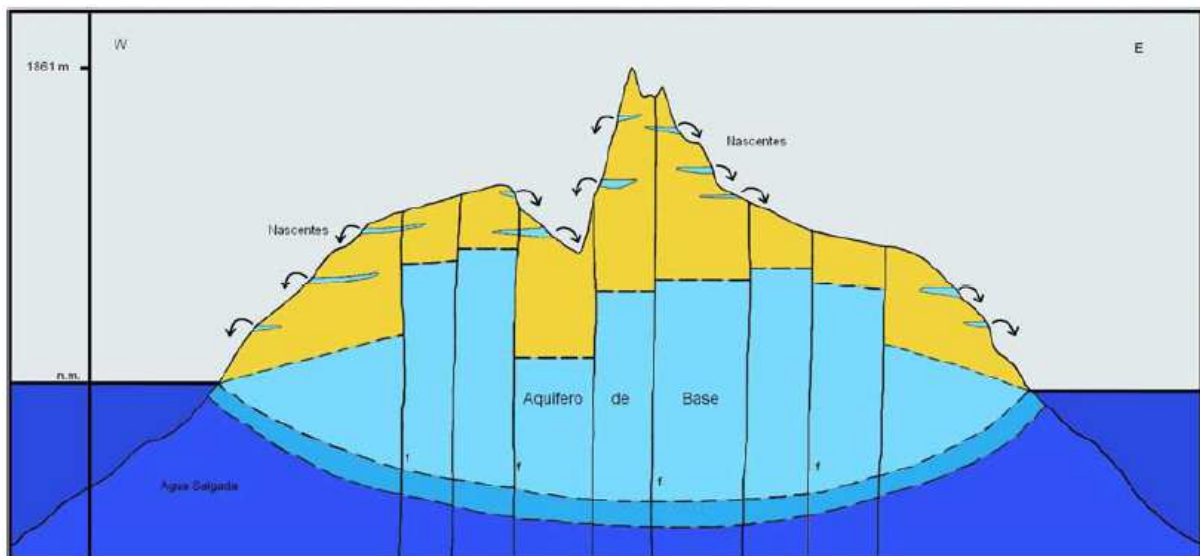


Figura 95 - Aquífero de base (Prada, et al., 2005).

11.2.2 Parâmetros hidrodinâmicos fundamentais dos aquíferos

Baseado em Hipólito e Vaz (2011) temos:

Tabela 28 - Parâmetros hidrodinâmicos.

Tipo	Designação
Função capacitiva	Porosidade (n) e Porosidade eficaz (n_e) Coeficiente de armazenamento (S)
Função transmissiva	Condutividade hidráulica (K) Transmissividade (T)
Piezometria e gradiente	Nível piezométrico (h) Gradiente hidráulico (i)
Caudal e velocidade	Caudal (Q) Velocidade efetiva de circulação (v_e)

Porosidade

Propriedade que os solos e as rochas têm de possuir poros ou cavidades. Na zona saturada a água subterrânea preenche todos os vazios, portanto, a **porosidade (n)** é uma medida direta da água contida por unidade de volume. é um parâmetro adimensional, exprime-se, normalmente, em percentagem (%):

$$n = \left(\frac{V_v}{V_t} \right) \times 100$$

Em que:

V_v é o volume de vazios (cm^3 ou m^3);

V_t é o volume total ocupado pelo solo ou rocha (cm^3 ou m^3).

Distingue-se normalmente entre a porosidade primária e a porosidade secundária:

- **Porosidade primária:** características intrínsecas à formação da rocha, à sua génese;
- **Porosidade secundária:** originada por processos posteriores à sua formação como fracturação, cavidades por dissolução, etc. Os fatores secundários podem atuar nos dois sentidos, aumentando ou diminuindo o volume de vazios (colmatação).

A porosidade depende do tamanho, forma, arranjo e homogeneidade dos grãos:

- **Tamanho:** quanto menor a granulometria (tamanho dos grãos), apesar do volume dos poros ser menor, o somatório de todos os poros confere à rocha uma maior porosidade.
- **Forma:** a forma de uma partícula pode variar desde muito angulosa a muito arredondada. A porosidade é maior no caso das partículas serem muito angulosas, pois não se consegue compactar tão bem quanto as de forma mais esférica.

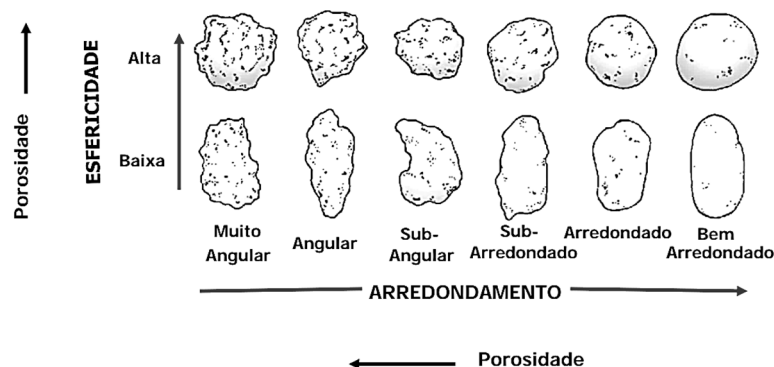


Figura 96 - Forma das partículas (Sansone, 2014)

- **Arranjo:** Para a mesma dimensão e forma, a porosidade varia com a geometria do arranjo dos grãos.

- **Homogeneidade:** Se os grãos são de tamanho variado, a porosidade tende a ser menor do que num caso de grãos uniformes, uma vez que os grãos menores ocupam os espaços vazios entre os maiores.

A **porosidade eficaz** (n_e) ou **cedência específica** corresponde à água gravítica ou livre, a que não está ligada aos grãos de areia por forças de adesão, de coesão ou de capilaridade. É o quociente entre o volume de vazios disponível para o escoamento, ou volume de água drenada (V_e) e o volume total (V_t):

$$n_e = \left(\frac{V_e}{V_t} \right) \times 100$$

Dado que não está disponível para o escoamento a totalidade da água contida no volume de vazios, o meio poroso retém água contra a atracção gravítica.

A **retenção específica** (n_r) corresponde à água que fica retida no solo contra a força da gravidade, corresponde à capacidade de campo. É o quociente entre o volume de água retida (V_r) e o volume total (V_t):

$$n_r = \left(\frac{V_r}{V_t} \right) \times 100$$

Então:

$$n = n_r + n_e$$

Coeficiente de armazenamento (S)

Corresponde ao volume de água cedido por uma coluna de aquífero de área unitária quando o nível piezométrico desce uma unidade e é adimensional: $S = m^3 / (m^2 \cdot m)$. No caso dos aquíferos livres o coeficiente de armazenamento (S) corresponde à porosidade eficaz (n_e), uma vez que a extração de água corresponde, na realidade, a um esvaziamento dos poros ($S = n_e$ e varia entre 0.01 e 0.3). Já nos aquíferos confinados a água extraída corresponde à deformação do aquífero, ou seja, água e poros (nestes casos, S , varia entre 10^{-3} e 10^{-6}).

Permeabilidade ou Coeficiente de permeabilidade/Condutividade hidráulica

A **permeabilidade** ou **coeficiente de permeabilidade** (K) não é uma característica intrínseca do meio pois depende do fluído que atravessa a formação (água “normal”, água quente, petróleo, gás, ar, etc.), razão pela qual é mais correto designar por **condutividade hidráulica** quando se aplica às águas “normais”. **condutividade hidráulica** é a maior ou menor facilidade com que um aquífero se deixa atravessar pela água e exprime-se em m/d, cm/s ou m/s. Mede-se no campo através de ensaios de caudal e no laboratório a partir de permeâmetros e de fórmulas empíricas.

A conexão hidráulica entre os vazios é fundamental para que a uma porosidade elevada possa corresponder uma elevada permeabilidade. É muito comum relacionar a condutividade hidráulica com a porosidade, o que nem sempre é correto: uma rocha

porosa pode ter uma elevada condutividade hidráulica se os seus poros forem grandes e bem interconectados (ex: areias e cascalheiras) ou ter uma condutividade hidráulica quase nula se os seus poros forem muito pequenos, retendo fortemente a água (ex: argilas).

Tabela 29 - Porosidade vs Permeabilidade.

Tipo de rocha	Porosidade (%)	Permeabilidade (m/d)
Cascalheira	30	> 1000
Areia	35	10 a 5
Argila	45	< 0,001

Transmissividade

Corresponde à capacidade de um aquífero para transmitir água em toda a sua espessura saturada, expressa-se em m²/dia:

$$T = K \times b$$

Em que:

K é a condutividade hidráulica (m/d);

b é a espessura saturada do aquífero (m).

A **transmissividade** é o parâmetro que mais condiciona o fluxo da água subterrânea sendo por isso o parâmetro hidrodinâmico mais usado na avaliação de recursos hídricos subterrâneos. Determina-se *in situ* através de ensaios de caudal em obras de captação.

11.3 Lei de Darcy

A **Lei de Darcy** é uma das equações fundamentais para o estudo da hidráulica do escoamento subterrâneo. A mesma estabelece que o escoamento da água através dum meio poroso saturado homogéneo e isotrópico é proporcional ao gradiente do potencial hidráulico ou gradiente hidráulico, Figura 97 (Hipólito & Vaz, 2011).

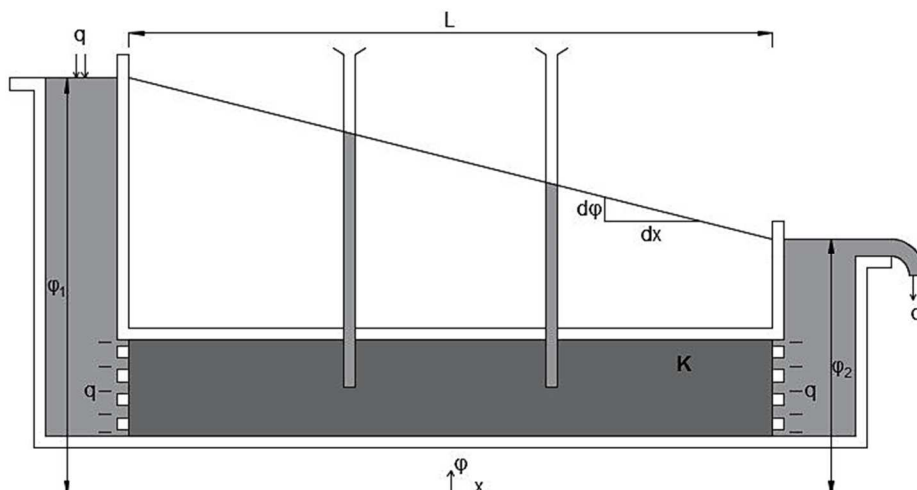


Figura 97 - Experiência laboratorial ilustrativa da lei de Darcy (adaptado de Hipólito & Vaz, 2011).

A lei de Darcy é expressa pela fórmula:

$$v = K \frac{\varphi_1 - \varphi_2}{L}$$

Em que:

v é a velocidade de escoamento (m/dia);

φ é o potencial hidráulico ou carga (m) e $\varphi_1 - \varphi_2$ é a perda de carga (m);

L é a distância entre os pontos onde as cargas φ_1 e φ_2 foram medidas (m);

K é uma constante de proporcionalidade (m/dia).

Como o valor da velocidade é muito baixo, a componente da carga cinemática pode ser desprezada, e φ é então igual à cota piezométrica. O valor de $(\varphi_1 - \varphi_2)/L$ é o **gradiente hidráulico** $i = grad(\varphi)$ e é adimensional. Assim, pode escrever-se:

$$v = -Ki$$

Pode ver-se que a constante de proporcionalidade tem as dimensões duma velocidade (m/dia). De facto, esta constante de proporcionalidade é a **permeabilidade** (K). Quando se introduz no dispositivo experimental areia mais grossa, com maior permeabilidade, regista-se uma maior velocidade de escoamento. O sinal negativo na equação anterior exprime que o escoamento é no sentido contrário ao do sentido positivo do gradiente hidráulico (Hipólito & Vaz, 2011).

v representa a **velocidade aparente da filtração**. A velocidade efetiva do escoamento é maior do que v , porque uma parte da secção do escoamento é ocupada por partículas sólidas, estando apenas os poros disponíveis para o escoamento. Dada a irregularidade das dimensões e da distribuição dos poros, apenas se torna possível definir a **velocidade média efetiva do escoamento**, através de:

$$v_e = \frac{v}{n_e}$$

Sendo n_e a **porosidade efetiva do meio**, ou seja, a parte dos poros utilizada pelo escoamento subterrâneo. Para areão, areia, silte e argila, o valor da porosidade efetiva é aproximadamente igual ao rendimento específico, S_y (do inglês *specific yield*, é a relação entre o volume de água drenada por gravidade num solo inicialmente saturado e o volume total do solo) (Hipólito & Vaz, 2011).

Interessa saber quais dos limites de validade da lei de Darcy. Como se sabe da mecânica dos fluídos (Quintela, 1981), no escoamento em regime laminar a velocidade média do escoamento é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico, tal como na lei de Darcy. Por isso, assume-se que a lei de Darcy é válida para escoamentos laminares em meio poroso (Hipólito & Vaz, 2011).

A partir da lei de Darcy, pode exprimir-se o **CAUDAL ESPECÍFICO** (caudal por unidade de largura do aquífero) pela fórmula:

$$q = -KH i$$

Em que o caudal específico q vem expresso em m^2/dia . O gradiente hidráulico depende da orientação. A lei de Darcy pode ser escrita de forma generalizada como:

$$v_x = -K_x i_x$$

Em que:

v_x é a velocidade de escoamento no sentido x (m/dia);

K_x é a permeabilidade no sentido x ;

$i_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}$ é o gradiente hidráulico no sentido x .

Podem escrever-se expressões análogas para v_y e v_z . Note-se que no caso dum aquífero isotrópico será $K_x = K_y = K_z = K$ (Hipólito & Vaz, 2011).

11.3.1 Meios estratificados

Tem interesse considerar a situação de um **meio estratificado**, i.e., um meio composto por camadas paralelas, cada uma delas homogénea e isotrópica, mas com diferenças de permeabilidade entre as várias camadas. A estratificação pode verificar-se numa direção perpendicular ao fluxo ou numa direção paralela ao fluxo (Hipólito & Vaz, 2011).

Estratificação em direção perpendicular ao fluxo

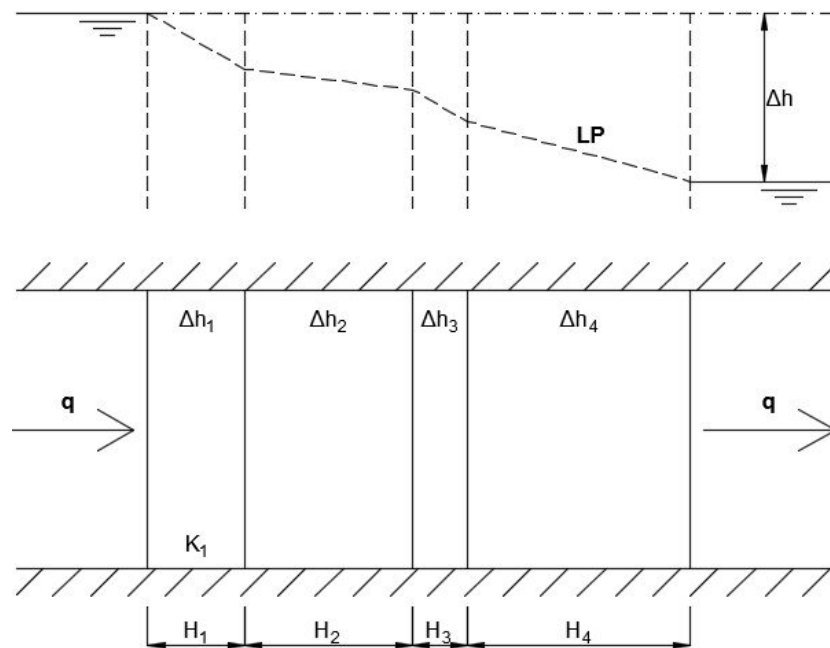


Figura 98 - Exemplo de escoamento em aquífero estratificado em direção perpendicular ao fluxo (fonte: autor).

Neste caso, o caudal e a velocidade são iguais em todas as camadas atravessadas, conforme o esquema da Figura 98 (Hipólito & Vaz, 2011). Para cada uma das camadas j pode escrever-se:

$$v = -K_j i_j = -K_j \Delta h_j / H_j \Rightarrow \Delta h_j = -v H_j / K_j$$

A perda de carga total do escoamento ao atravessar as várias camadas, Δh , calcula-se como:

$$\Delta h = \sum_j \Delta h_j = -v \sum_j (H_j / K_j)$$

Para todo o aquífero, com espessura H e no qual o escoamento se processa com a perda de carga total Δh , pode escrever-se a lei de Darcy como:

$$v = -K_{eq} i = -K_{eq} \frac{\Delta h}{H} = -K_{eq} \frac{\sum_j \Delta h_j}{\sum_j H_j}$$

Em que K_{eq} é a permeabilidade equivalente do aquífero, dada por:

$$K_{eq} = K_v = \frac{H}{\sum_j \frac{H_j}{K_j}} = \frac{H}{\sum_j c_j}$$

Sendo c_j a **resistência hidráulica** da camada j (dias). Pode então tratar-se o aquífero estratificado na direção perpendicular ao fluxo como um aquífero homogéneo isotrópico com permeabilidade $K_{eq} = K_v$ (Hipólito & Vaz, 2011).

Dado que a resistência hidráulica de todo o aquífero na direção vertical é igual a H/K_v , pode também concluir-se que um escoamento que atravessa um aquífero estratificado enfrenta uma resistência hidráulica igual ao somatório das resistências hidráulicas dos estratos atravessados (Hipólito & Vaz, 2011).

Estratificação em direção paralela ao fluxo

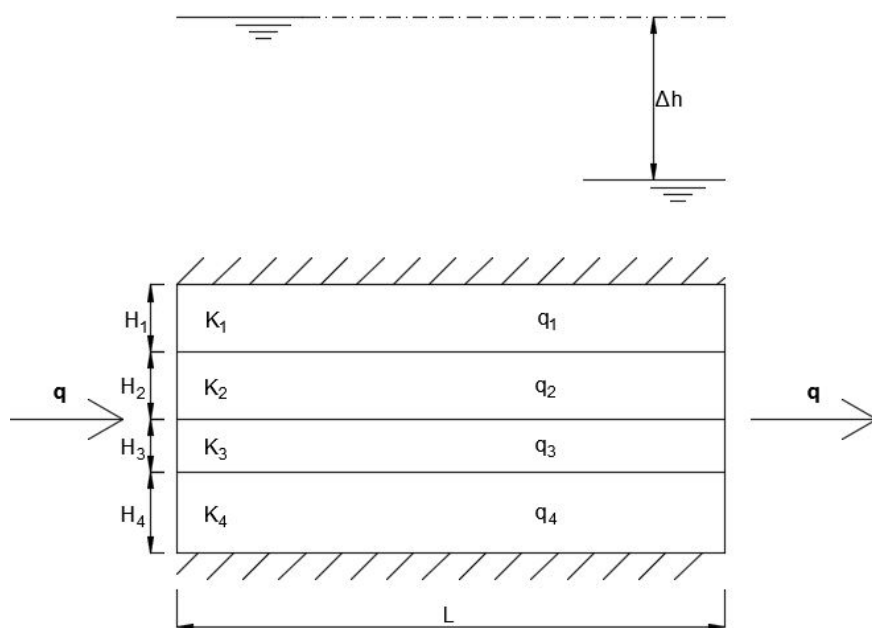


Figura 99 - Exemplo de escoamento em aquífero estratificado em direção paralela ao fluxo (fonte: autor).

Neste caso, o gradiente do escoamento subterrâneo é igual em todas as camadas, conforme o esquema da Figura 99 (Hipólito & Vaz, 2011). Para cada uma das camadas j pode escrever-se:

$$q_j = -K_j H_j i = -K_j H_j \frac{\Delta h}{L}$$

Em que q_j é o caudal específico da camada j . O caudal total q que atravessa as várias camadas é dado por:

$$q = \sum_j q_j = - \sum_j (K_j H_j) \frac{\Delta h}{L}$$

Para todo o aquífero com espessura total H e no qual o caudal q se processa com a mesma perda de carga total Δh , pode escrever-se a lei de Darcy como:

$$q = -K_{eq} \sum_j H_j \frac{\Delta h}{L}$$

Em que K_{eq} é a permeabilidade equivalente de todo o aquífero, dada por:

$$K_{eq} = K_h = \frac{1}{H} \sum_j (K_j H_j)$$

Pode, pois, tratar-se o aquífero estratificado na direção paralela ao fluxo como um aquífero homogêneo isotrópico com permeabilidade $K_{eq} = K_h$. Dado que a **transmissividade** de todo o aquífero na direção horizontal é igual a $K_h H$, pode também concluir-se que a transmissividade dum aquífero estratificado na direção do caudal é igual ao somatório das transmissividades dos estratos (Hipólito & Vaz, 2011).

Num aquífero estratificado, existem diferenças marcadas no escoamento nas camadas mais permeáveis (aquíferos) e nas menos permeáveis (aquitardos). O escoamento horizontal, na direção paralela à estratificação, processa-se na quase totalidade nos aquíferos, sendo desprezável o caudal que passa nos aquitardos (Hipólito & Vaz, 2011).

Por outro lado, o escoamento vertical é uma fração muito pequena do escoamento horizontal. Geralmente, o escoamento vertical nos aquíferos pode ser desprezado em relação ao escoamento horizontal. Os aquitardos contribuem com a quase totalidade da resistência hidráulica vertical, ao passo que em geral a resistência hidráulica vertical nos aquíferos pode ser desprezada. Assim, quase não se verifica uma perda de carga nos aquíferos na direção vertical. Isso é uma vantagem na instalação de piezómetros para registar níveis piezométricos pois a profundidade do filtro não é crítica (Hipólito & Vaz, 2011).

11.4 Captações de água subterrânea

Entende-se por **captação de água subterrânea** qualquer dispositivo que permita extrair a água contida num sistema aquífero, quer seja por gravidade, por bombagem, ou qualquer outro sistema de elevação:

- Furos;
- Galerias;
- Fontes de encosta ou nascentes;
- Poços.

Segundo a ARM (2018), o sistema de gestão e abastecimento de água da ilha da Madeira compreende uma série de sistemas e infraestruturas de captação, produção, tratamento, transporte, distribuição em alta e aproveitamento hidroelétrico. Na região as principais infraestruturas são:

- 4 Galerias de captação de água;
- 23 Furos de captação de água;
- 18 Outras origens de água (nascentes/captações superficiais);
- Estações de tratamento de água;
- 23 Estações de cloragem;
- 2 Centrais hidroelétricas (mini-hídricas);
- 24 Estações elevatórias;
- 1 Lagoa de armazenagem;
- 50 Reservatórios de armazenagem;
- 235 km de rede adutora;
- 125 km de rede de distribuição.

11.4.1 Furos



Figura 100 - Furo de captação (vista à superfície) (ARM, 2018).

A captação de águas subterrâneas profundas faz-se através de furos, não atingindo, no entanto, normalmente profundidades superiores a 300 m. A realização de um furo

deve ser precedida por uma adequada caracterização hidrogeológica da zona, isto para se garantir o êxito da obra e evitar o desperdício de recursos financeiros.

Depois da perfuração deve ser introduzida uma tubagem para proteção das paredes do furo. Até uma profundidade não inferior a 3 m, o espaço entre a tubagem e o terreno deve ser preenchido com argamassa de cimento com aditivo impermeabilizante ou argila amassada. Na zona produtiva, a tubagem de encamisamento do furo deve ser perfurada.

Este tipo de captação deve ser protegida à superfície por uma área impermeável. Deverá ser construída uma caixa em betão para a instalação dos equipamentos de elevação e respetivos acessórios (Figura 101).

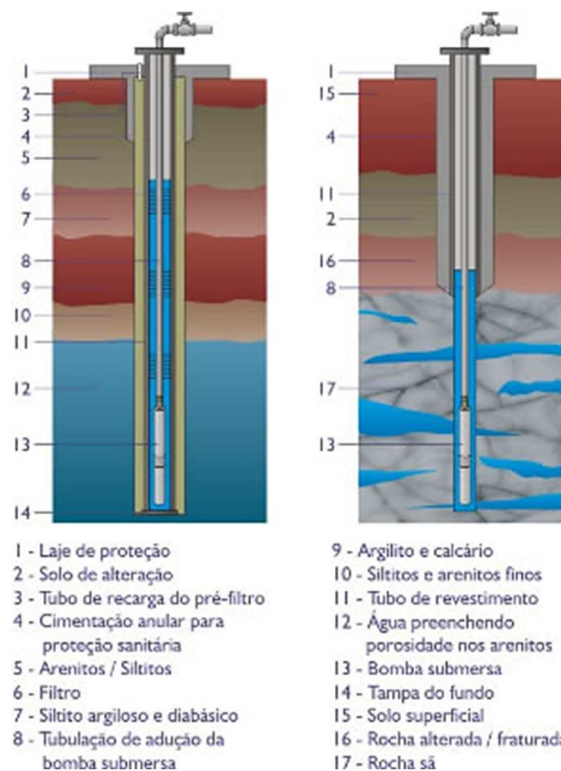


Figura 101 - Esquema de furo-tipo (<http://seapocos.blogspot.com>).

11.4.2 Galerias



Figura 102 - Galeria de captação da Fajã da Ama, S. Vicente, Madeira (ARM, 2018).

Trata-se de uma perfuração sub-horizontal de grande diâmetro (1,5x2m) com uma profundidade muito maior do que o diâmetro (comprimentos desde 500m a 3000m, até interceptarem o nível de saturação). A água penetra ao longo da obra criando um fluxo aproximadamente paralelo e horizontal. A água captada circula por gravidade.

11.4.3 Nascentes

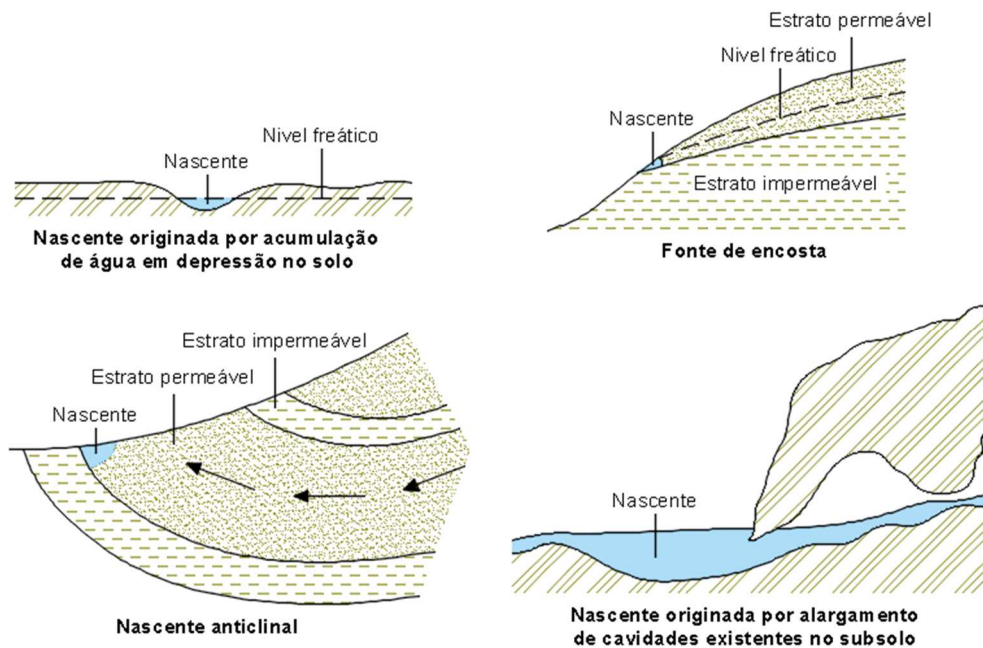


Figura 103 - Tipos de nascentes (adaptado de Sousa, 2001).

Quando a superfície do aquífero intersecta a superfície do terreno, a água brota naturalmente à superfície e constitui aquilo que se costuma designar por nascente, que é a fonte de água e não a captação propriamente dita. No que diz respeito a captação, na Madeira, existe um sistema de canais, as levadas, que recolhem e transportam a água das nascentes (Sousa, 2001).

Ainda, a captação de água proveniente de uma nascente pode ser efetuada construindo uma câmara na zona de afloramento. Uma característica deste tipo de captação é a variabilidade dos caudais ao longo do ano. O início da época de menor produtividade das fontes coincide, em geral, com os períodos de maiores consumos. Por esta razão só pode garantir sozinha, os consumos de pequenos aglomerados. No entanto, mesmo quando são necessários grandes caudais pode ser utilizada como origem e ser completada com uma outra captação (Sousa, 2001).

Sendo a água de boa qualidade e tendo o afloramento uma cota superior ao aglomerado, isto é, podendo a adução fazer-se por gravidade, então será boa ideia o aproveitamento integral da capacidade da fonte (Sousa, 2001).

Segundo Sousa (2001) as obras de captação deverão ser concebidas para permitirem:

- A conservação das condições físicas da água, temperatura e teor em gases;
- A regulação de caudais, entre a origem e o consumo;

- A sedimentação de areias e finos, evitando que entrem na conduta de distribuição;
- A impermeabilização relativamente a águas exteriores.

As quantidades de trabalho envolvidas na construção deste tipo de captação relacionam-se com o reforço da zona de toma com materiais que permitam a constituição de um filtro (brita, areia grossa) e com a execução de um reservatório de dois compartimentos, sendo o primeiro destinado à sedimentação e o segundo para a zona da toma. Deverá, também, ficar prevista uma câmara de manobras para a instalação de tubagens e válvulas (Sousa, 2001).

11.4.4 Poços

A captação da água subterrânea por meio de poços (Figura 104 e Figura 105) caracteriza-se por provocar o escoamento que se processa radialmente no interior do maciço poroso que contém o aquífero (ou lençol de água subterrâneo) (Júnior, 2015).

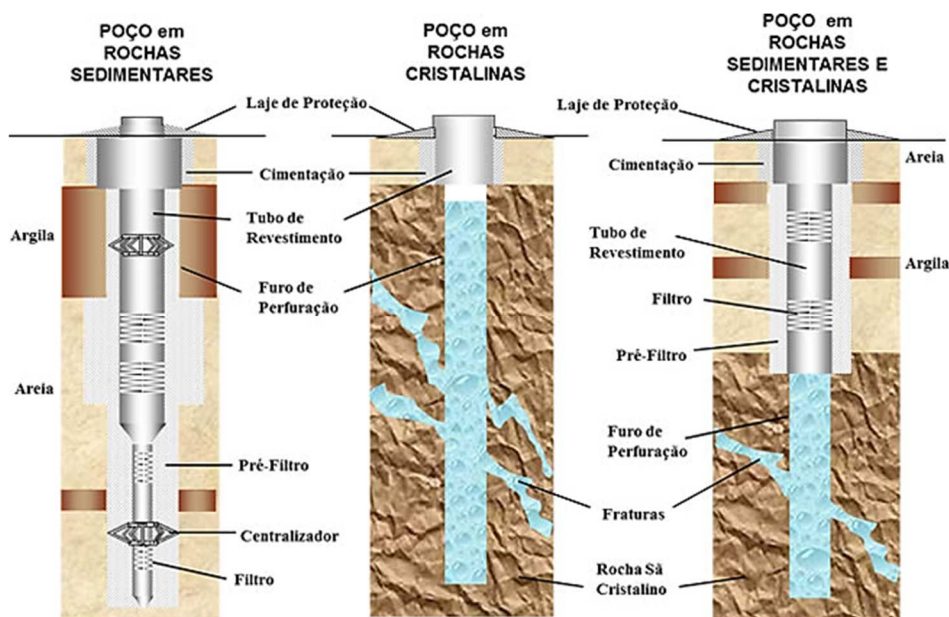


Figura 104 - Exemplos de poços comuns (<http://www.soluaguas.com.br>).

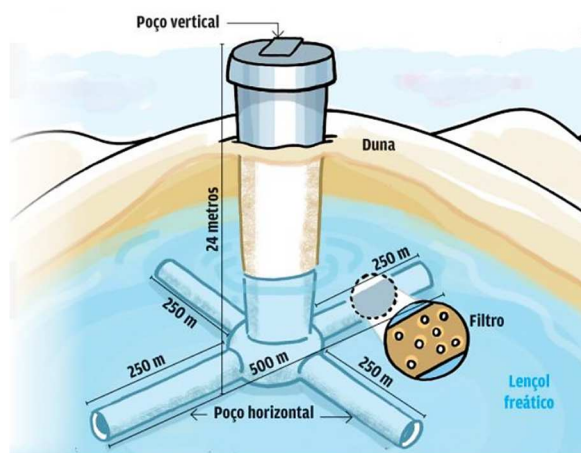


Figura 105 - Exemplo de poço radial (<https://www.opovo.com.br>).

A captação feita por meio de poços pode ser realizada:

- a) com o aproveitamento do aquífero freático, que é o primeiro a ser encontrado quando se faz uma escavação e que, conforme já visto, contém a água no interior do maciço poroso sujeita à pressão atmosférica;
- b) com o aproveitamento do aquífero artesiano, onde a pressão da água é superior à atmosférica por se encontrar confinada entre camadas impermeáveis. De acordo com o aquífero que se utiliza como fonte de suprimento, o poço é então denominado freático ou artesiano.

A título de ilustração, na Figura 106 apresenta-se um poço freático sofrendo a ação de um bombeamento com o caudal constante (Q). Nesta figura, nota-se que na vizinhança do poço o nível de água do lençol freático apresenta-se rebaixado. A primeira quantidade de água retirada por meio do bombeamento é proveniente do armazenamento existente no aquífero em volta do poço. À medida que o bombeamento prossegue, uma quantidade maior de água procedente de regiões cada vez mais afastadas é removida, produzindo-se depressões no nível de água do aquífero que constituem o que se denomina cone de depressão (Júnior, 2015).

A profundidade de um poço de captação varia de acordo com a situação do aquífero em relação à superfície do solo (Júnior, 2015).

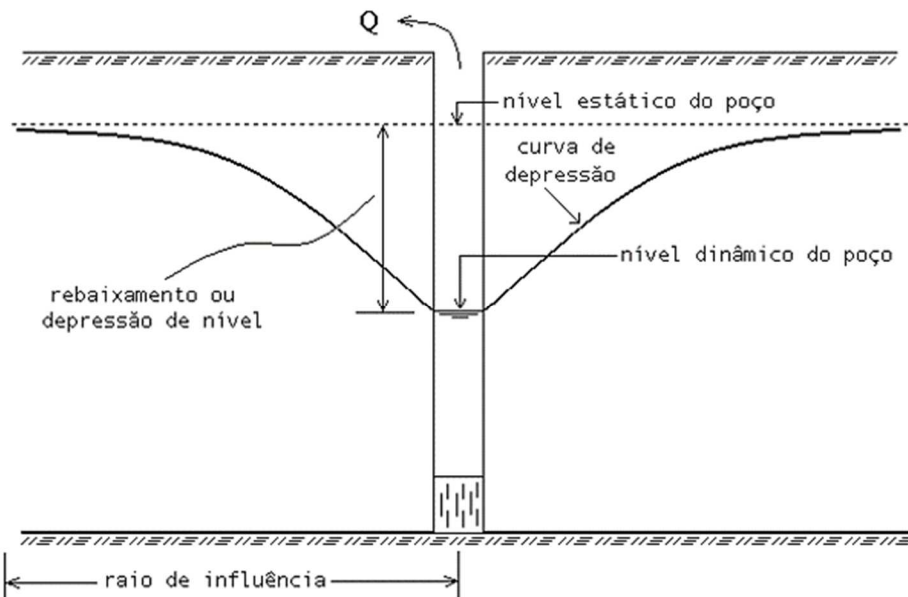


Figura 106 - Rebaixamento e curva de depressão devido ao bombeamento em poço freático (Júnior, 2015).

Terminologia

Segundo Júnior (2015), na hidráulica de poços é utilizada a terminologia abaixo, com suas definições:

- a) **Nível estático do poço:** é o nível de equilíbrio da água no poço quando este não está sob a ação de bombeamento, nem sob a influência de bombeamento anterior, e nem sob a influência da ação de bombeamento que se processa (ou se processou) nas suas imediações.
 - a. os poços freáticos, o nível estático corresponde ao nível do lençol;

- b. Nos poços artesianos, o nível estático situa-se sempre acima do nível do lençol e, mesmo, acima do nível do terreno quando o poço é jorrante.
- b) **Nível dinâmico do poço**: é o nível da água no poço quando este está sendo bombeado, ou sofrendo a ação de um bombeamento anterior ou de um bombeamento nas suas imediações.
- a. Em qualquer poço (freático ou artesiano), o nível dinâmico fica abaixo do nível estático, tanto mais quanto maior for o caudal de bombeamento;
 - b. O nível dinâmico de maior importância é o que corresponde ao caudal de projeto (caudal a ser fornecida pelo poço). Sua determinação constitui um dos aspetos importantes a considerar na hidráulica de poços.
- c) **Regime de equilíbrio**: é aquele em que o nível dinâmico fica estacionário depois de determinado tempo de bombeamento, por tornar-se o caudal do poço igual à da bomba.
- d) **Regime não-equilibrado**: é o que se inicia com o bombeamento, prosseguindo com o abaixamento do nível dinâmico até ser atingido o regime de equilíbrio. Cessado o bombeamento, reinicia um novo regime não-equilibrado, que dura até a recuperação total do poço, quando é novamente atingido o nível estático.
- e) **Tempo de recuperação**: é o tempo decorrido, desde que é cessado o bombeamento, até o instante em que o nível dinâmico, que vai sempre subindo, atinge a posição do nível estático.
- f) **Profundidade do nível estático**: é a distância medida a partir da superfície do terreno até o nível estático do poço.
- a. Pela definição anterior, no caso de poço jorrante, a profundidade do nível estático será negativa.
- g) **Profundidade do nível dinâmico**: é a distância que se mede do nível do terreno até o nível dinâmico do poço.
- h) **Depressão, abaixamento ou rebaixamento de nível**: é a diferença de cota entre o nível estático e o nível dinâmico do poço.
- i) **Superfície de depressão**: nos poços freáticos, é a superfície que resulta da depressão de nível do lençol em decorrência de bombeamento. Sua forma aproximada é a da superfície lateral de um tronco de cone invertido, cuja base menor é a seção do poço na posição do nível dinâmico.
- a. Nos poços artesianos, a superfície de depressão é imaginária e constitui o lugar geométrico dos pontos piezométricos que sofrem depressão em decorrência de bombeamento;
 - b. A superfície de depressão é função do caudal de bombeamento.
- j) **Curva de depressão**: é a curva que se obtém da interseção da superfície de depressão com um plano vertical que passa pelo eixo do poço. Os dois ramos da curva de depressão são geralmente assimétricos, assimetria que é mais acentuada no plano vertical paralelo ao deslocamento da água subterrânea, sobretudo em lençóis freáticos.
- a. É possível traçar a curva de depressão de um poço, desde que sejam abertos outros poços com ele alinhados e que em todos seja

determinado o nível dinâmico de equilíbrio, por ocasião do bombeamento no poço em estudo.

- k) **Zona de influência**: é a zona abrangida pela superfície de depressão de um poço. É tanto maior quanto maior for o caudal de bombeamento.
- a. Qualquer outro poço que seja aberto nesta zona de influência ficará com seu nível deprimido, em decorrência do bombeamento do primeiro, depressão essa tanto maior quanto mais próximo ficar um poço do outro.

Bombeamento em poços freáticos e artesianos

Conforme visto, de acordo com o aquífero do qual se promove o bombeamento da água, o poço pode ser denominado freático ou artesiano. O bombeamento produz as depressões do nível de água do aquífero (ou da superfície piezométrica, em caso de artesiano), constituindo o chamado “cone de depressão”. O raio desse cone, denominado **raio de influência**, é uma função do caudal de bombeamento, e também varia com o tempo de bombeamento. O raio de influência, bem como a depressão de nível, cresce com o tempo de bombeamento, em taxas decrescentes, até que a capacidade de recarregamento do aquífero se equilibre com o caudal de bombeamento (Júnior, 2015).

Regime de equilíbrio

De acordo com o que já foi mencionado, o cone de depressão pára de crescer quando se estabelece uma situação de equilíbrio: o caudal de bombeamento iguala-se à capacidade de recarregamento (Júnior, 2015).

Thiem, estudando as variações do cone de depressão dentro do regime de equilíbrio, estabeleceu as expressões que correlacionam estas variações com o caudal de bombeamento dos poços freáticos e artesianos. As fórmulas de Thiem, adiante demonstradas, pressupõem que a granulometria do aquífero é invariável, bem como a sua espessura, e que o poço atinge o limite inferior do aquífero (caso em que é denominado **poço completo**). As fórmulas de Thiem admitem, ainda, que a água no aquífero se desloca em regime laminar segundo linhas radiais que têm por centro o eixo do poço (Júnior, 2015).

Regime de equilíbrio - Poço freático

A Figura 107 representa um poço freático completo durante bombeamento sob caudal constante. A figura contém os elementos necessários para a obtenção da equação de Thiem (Júnior, 2015).

Na ilustração, o regime é o de equilíbrio: o rebaixamento (s) é invariável no tempo. Em volta do poço, o aquífero mostra-se rebaixado em forma de funil (cone de depressão) (Júnior, 2015).

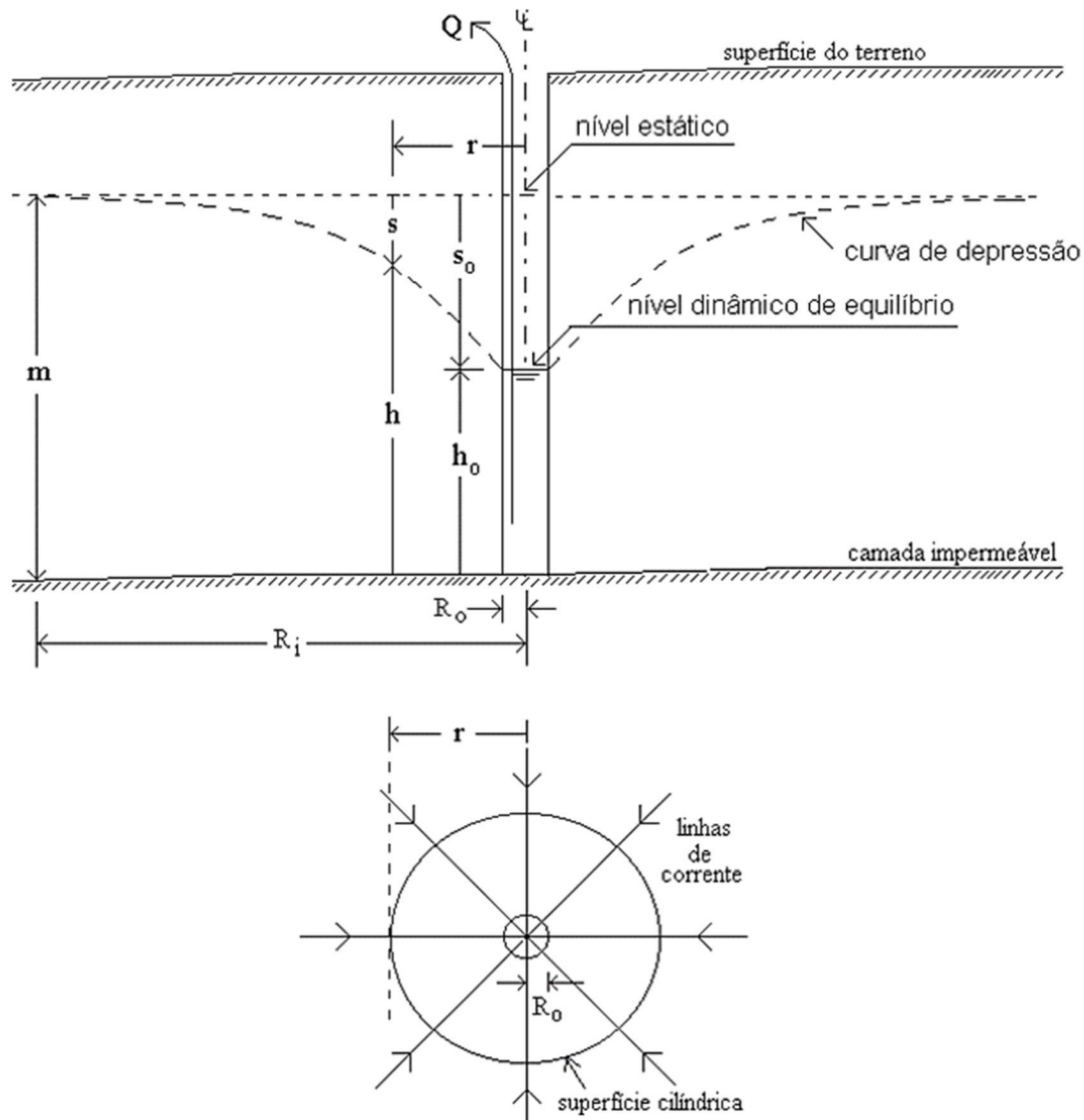


Figura 107 - Poço artesiano sob bombeamento com caudal constante e piezómetro de observação (Júnior, 2015).

A obtenção da curva que traduz o rebaixamento do lençol dentro da zona de influência do bombeamento pode ser feita com base na equação de Darcy. Para isto, considera-se uma superfície cilíndrica imaginária situada à distância genérica (r) do eixo do poço, através da qual escoa a água bombeada do aquífero. Para essa superfície, pode-se escrever:

$$Q = V \cdot A = K \cdot i \cdot A, \text{ onde } \begin{cases} i = dh/dr \\ A = 2\pi \cdot r \cdot h \end{cases}$$

$$Q = 2K\pi r \cdot h \frac{dh}{dr} \rightarrow Q \frac{dr}{r} = 2K\pi \cdot h dh$$

A equação anterior é a equação diferencial da superfície de depressão (ou do cone de depressão). Ela pode ser integrada entre dois limites quaisquer, tais como (R_0, h_0) e (r, h):

$$Q \int_{R_0}^r \frac{dr}{r} = 2K\pi \int_{h_0}^h h dh \rightarrow Q \ln r \Big|_{R_0}^r = 2K\pi \cdot \frac{h^2}{2} \Big|_{h_0}^h \rightarrow Q \ln \frac{r}{R_0} = 2K\pi \left(\frac{h^2}{2} - \frac{h_0^2}{2} \right)$$

$$\therefore Q = \frac{K\pi}{\ln \frac{r}{R_0}} (h^2 - h_0^2) \cong \frac{K\pi}{2.303 \log \frac{r}{R_0}} (h^2 - h_0^2)$$

A equação anterior pode, ainda, ser escrita em termos das depressões de nível, s . Para tal, faz-se:

$$h = m - s \wedge h_0 = m - s_0$$

Donde,

$$Q = \frac{K\pi}{\ln \frac{r}{R_0}} [(m - s)^2 - (m - s_0)^2] \cong \frac{K\pi}{2.303 \log \frac{r}{R_0}} [(m - s)^2 - (m - s_0)^2]$$

Expressão para o raio de influência, R_i - (aquífero freático)

Para obter uma expressão para o raio de influência R_i , a equação $Q = 2K\pi r \cdot h dh/dr$ é integrada desde (R_0, h_0) até (R_i, m) :

$$Q = \frac{K\pi}{\ln \frac{R_i}{R_0}} (m^2 - h_0^2) = \frac{K\pi}{\ln \frac{R_i}{R_0}} [m^2 - (m - s_0)^2]$$

Donde,

$$\ln \frac{R_i}{R_0} = \frac{K\pi}{Q} [m^2 - (m - s_0)^2] = \frac{K\pi}{Q} (2m - s_0) \cdot s_0$$

$$\therefore \ln R_i = \ln R_0 + \frac{K\pi}{Q} (2m - s_0) \cdot s_0$$

que permite obter R_i , a partir de valores conhecidos de R_0, Q, K, m, s_0 (Júnior, 2015).

Expressão para o coeficiente de permeabilidade, K - (aquífero freático)

Considere-se o bombeamento do poço freático com o caudal Q , e os rebaixamentos s_1 e s_2 no regime de equilíbrio, medidos nos poços de observação PO_1 e PO_2 (Figura 108). A integração da equação $Q = 2K\pi r \cdot h dh/dr$ entre os limites (R_1, h_1) e (R_2, h_2) permite escrever:

$$Q = \frac{K\pi}{\ln \frac{R_2}{R_1}} (h_2^2 - h_1^2)$$

Ou,

$$K = \frac{Q \cdot \ln(R_2/R_1)}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} = \frac{Q \cdot \ln(R_2/R_1)}{\pi[(m - s_2)^2 - (m - s_1)^2]} \cong \frac{2.303Q \cdot \log(R_2/R_1)}{\pi[(m - s_2)^2 - (m - s_1)^2]}$$

que é a expressão de cálculo do coeficiente K em aquífero freático, com base nos rebaixamentos em dois poços de observação (que funcionam como piezômetros) (Júnior, 2015).

Caso o poço PO_1 se confunda com o poço sendo bombeado, a distância R_1 passa a ser o raio do poço R_0 e a depressão s_1 transforma-se na depressão do nível dinâmico de equilíbrio s_0 para o caudal Q . Nesse caso, calcula-se K segundo a expressão:

$$K \cong \frac{2.303Q \cdot \log(R/R_0)}{\pi[(m - s)^2 - (m - s_0)^2]}$$

na qual R e s são referidos ao poço único de observação.

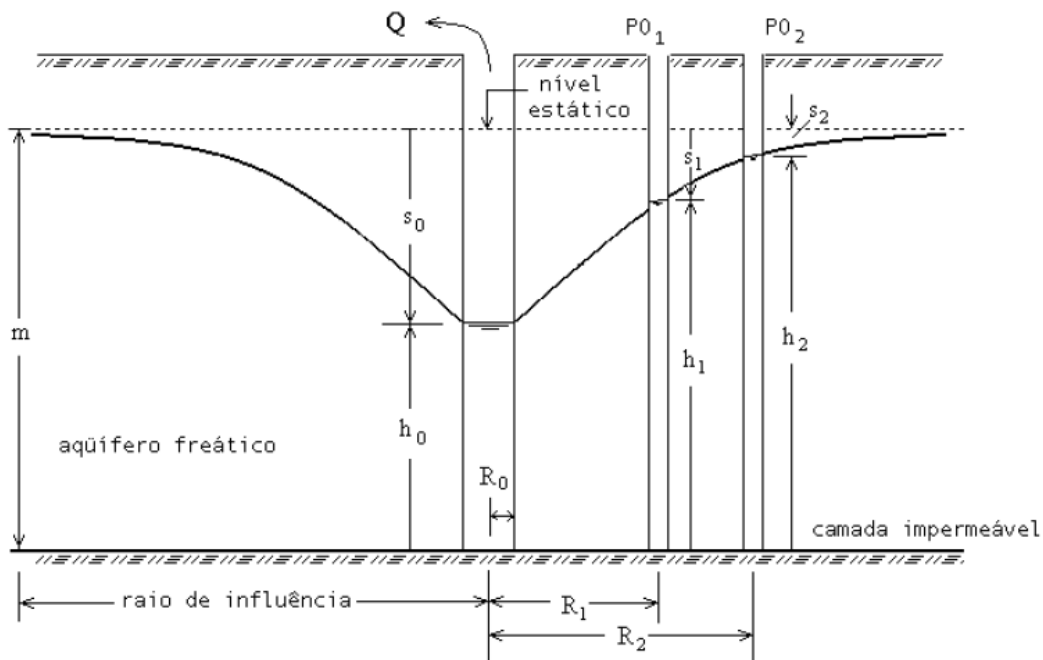


Figura 108 - Bombeamento de poço freático. Obtenção do coeficiente de permeabilidade com base nas leituras em dois poços de observação (Júnior, 2015).

Observações:

- i) Os valores do coeficiente de permeabilidade K são geralmente mais precisos quando definidos pelas determinações relativas a dois poços de observação, já que ocorre uma perda de carga na entrada do poço bombeado. Todavia, a utilização de um só poço de observação, ao invés de dois, é mais cômoda e econômica. Esta observação aplica-se também para o caso de poços em aquíferos artesianos;
- ii) A boa prática sugere a obtenção de um coeficiente de permeabilidade médio (\bar{K}). Para isso, são necessários vários piezômetros (poços de observação) dispostos como na Figura 109. No caso de utilização de 4 piezômetros, recomenda-se que eles sejam dispostos com os seguintes afastamentos: o

primeiro a 1m do eixo do poço bombeado; o segundo a 2m do primeiro piezômetro; o terceiro a 5m de afastamento do segundo; e o quarto a 10m do terceiro piezômetro.

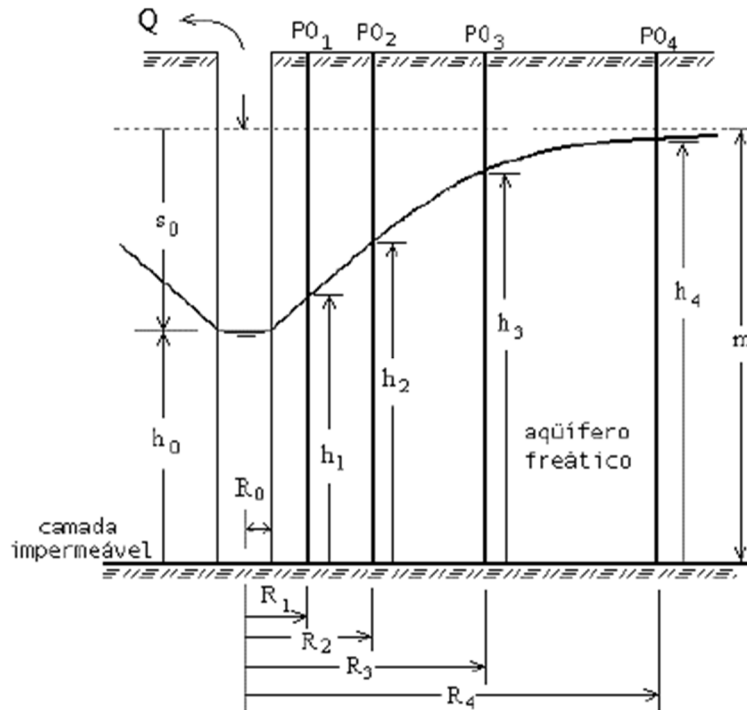


Figura 109 - Esquema ilustrativo do uso de 4 poços de observação para a obtenção de um coeficiente de permeabilidade médio do aquífero (Júnior, 2015).

Aplicando-se sucessivamente a expressão de cálculo do coeficiente K em aquífero freático para os pares de piezômetros i e j (1 e 2, 1 e 3, 1 e 4, 2 e 3, 2 e 4, 3 e 4), pode-se determinar vários valores de $K_{i,j}$ que permitem a obtenção do coeficiente de permeabilidade médio. Para os quatro piezômetros do esquema da Figura 109,

$$\bar{K} = \frac{1}{6} (K_{1,2} + K_{1,3} + K_{1,4} + K_{2,3} + K_{2,4} + K_{3,4})$$

Generalizando, para N de poços de observação,

$$\bar{K} = \frac{1}{\frac{N!}{2!(N-2)!}} \sum K_{i,j}$$

Regime de equilíbrio - Poço artesiano

A Figura 110 representa, agora, um poço artesiano durante o bombeamento com um caudal constante Q , em regime de equilíbrio: o rebaixamento da superfície piezométrica, em cada posição r , mantém-se invariável no tempo. O cone de depressão representado na figura constitui, na verdade, uma superfície imaginária (embora esta superfície possa ser materializada por meio da instalação de piezômetros cravados no aquífero: os piezômetros permitem a obtenção dos níveis virtuais acima do aquífero, de modo semelhante ao do poço freático) (Júnior, 2015).

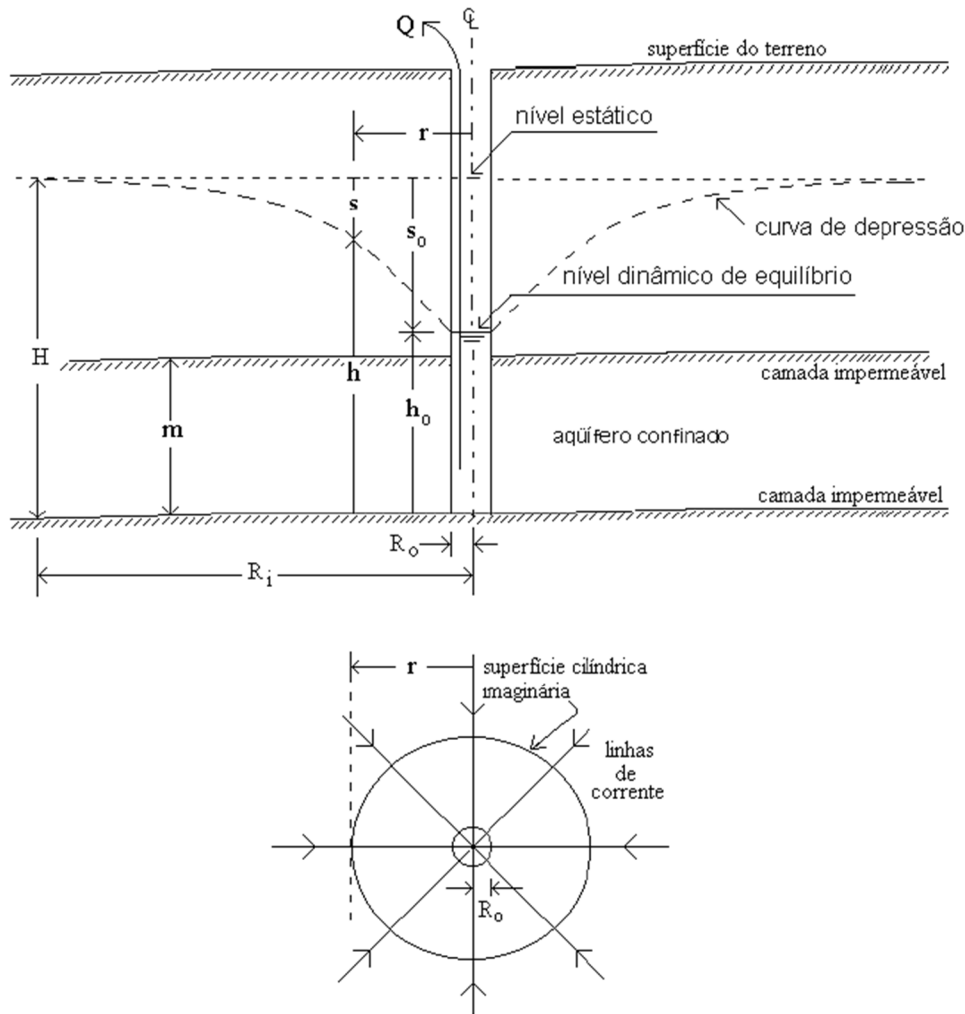


Figura 110 - Poço artesiano sob bombeamento com caudal constante (Júnior, 2015).

De acordo com a lei de Darcy aplicada a uma superfície cilíndrica situada a uma distância r do eixo do poço (Figura 110), através da qual a água escoou com o caudal igual ao de bombeamento (regime de equilíbrio), pode-se escrever:

$$Q = V \cdot A = K \cdot i \cdot A, \text{ onde } \begin{cases} i = dh/dr \\ A = 2\pi \cdot r \cdot m \end{cases}$$

$$Q = 2K\pi m r \cdot \frac{dh}{dr} \rightarrow Q \frac{dr}{r} = 2K\pi m \cdot dh$$

Se a equação anterior é integrada entre os limites do poço, (R_0, h_0) , e uma região que sofre a influência do bombeamento, (r, h) , tem-se:

$$Q \int_{R_0}^r \frac{dr}{r} = 2K\pi \cdot m \int_{h_0}^h dh \rightarrow Q \ln \frac{r}{R_0} = 2K\pi \cdot m(h - h_0)$$

Em termos das depressões da superfície piezométrica:

$$h_0 = H - s_0; h = H - s \rightarrow h - h_0 = s_0 - s$$

Daí,

$$Q = \frac{2K\pi m}{\ln \frac{r}{R_0}} (s_0 - s) \cong \frac{2K\pi m}{2.303 \log \frac{r}{R_0}} (s_0 - s)$$

A equação anterior é a conhecida equação de Thiem para aquíferos artesianos (Júnior, 2015).

Expressão para o raio de influência, R_i - (aquiífero artesiano)

Para a equação $Q = 2K\pi m r \cdot dh/dr$ integrada entre os limites (R_0, h_0) e (R_i, H) :

$$Q = \frac{2K\pi m}{\ln \frac{R_i}{R_0}} (H - h_0)$$

Mas, $H - h_0 = s_0$, que corresponde ao rebaixamento do nível dinâmico de equilíbrio. Logo:

$$Q = \frac{2K\pi m}{\ln \frac{R_i}{R_0}} s_0$$

expressão que mostra que o caudal que se pode extrair de um poço artesiano é proporcional ao desnível $s_0 = (H - h_0)$. Esta equação, todavia, só é aplicável para desníveis (depressões) relativamente fracos e inferiores a $1/4 \cdot (H - m)$, isto é, para $s_0 < (H - m)/4$ (Júnior, 2015).

A expressão para o raio de influência, com base na equação anterior, dá:

$$\ln \frac{R_i}{R_0} = \frac{2k\pi m}{Q} s_0 \rightarrow R_i = R_0 \times e^{\left(\frac{2k\pi m}{Q} s_0\right)}$$

Expressão para o coeficiente de permeabilidade, K - (aquiífero artesiano)

Na Figura 111 representam-se o poço artesiano sob bombeamento e dois poços de observação (piezómetros), PO_1 e PO_2 , que distam R_1 e R_2 do eixo do poço bombeado. Os rebaixamentos da superfície piezométrica correspondentes aos poços PO_1 e PO_2 são, respetivamente, $s_1 = H - h_1$ e $s_2 = H - h_2$, sendo H a altura do plano de carga estático referida à camada impermeável inferior do aquíífero artesiano (Júnior, 2015).

Para a equação $Q = 2K\pi m r \cdot dh/dr$ integrada entre os limites (R_1, h_1) e (R_2, h_2) obtém-se:

$$Q = \frac{2K\pi m(h_2 - h_1)}{\ln \frac{R_2}{R_1}} = \frac{2K\pi m(s_1 - s_2)}{\ln \frac{R_2}{R_1}} = \frac{2K\pi m(s_1 - s_2)}{2.303 \log \frac{R_2}{R_1}}$$

pois $(h_2 - h_1) = (H - s_2) - (H - s_1) = (s_1 - s_2)$ (Júnior, 2015).

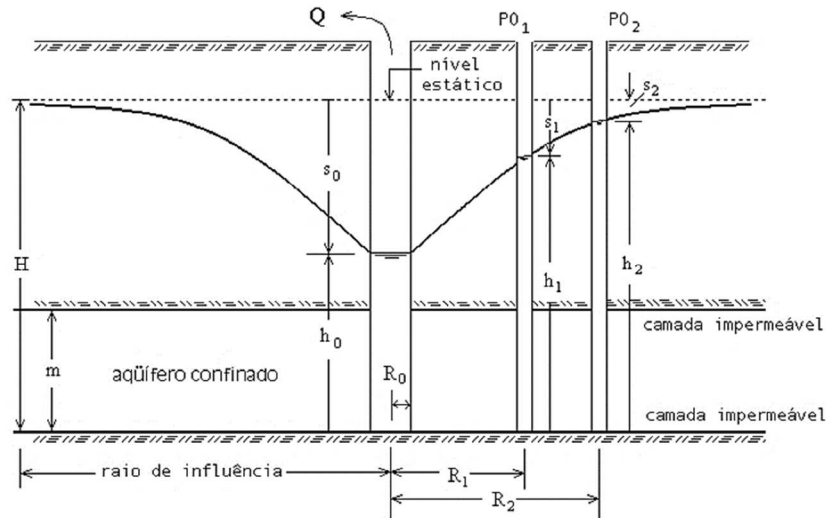


Figura 111 - Bombeamento de poço artesiano. Obtenção do coeficiente de permeabilidade com base nas leituras em dois poços de observação (Júnior, 2015).

Explicitando em termos de K :

$$K = \frac{Q \cdot \ln(R_2/R_1)}{2\pi m(s_1 - s_2)} = \frac{2.303Q \cdot \log(R_2/R_1)}{2\pi m(s_1 - s_2)}$$

que é a expressão para o cálculo do coeficiente de permeabilidade K do aquífero artesiano com base nos rebaixamentos em 2 poços de observação (Júnior, 2015).

Novamente, aqui são válidas as mesmas observações feitas no estudo da permeabilidade do aquífero freático. São válidas, também, as equações para a obtenção de um coeficiente de permeabilidade médio quando se utilizam vários poços de observação (Júnior, 2015).

Interferência de poços

A interferência de dois poços ocorre quando, estando ambos submetidos ao bombeamento, suas zonas de influência coincidem parcialmente. Na prática, para que não haja interferência entre dois poços que funcionarão simultaneamente com o mesmo caudal Q , procura-se determinar a distância mínima que deve existir entre eles. Para tanto, utilizam-se as equações de Thiem para obter o raio de influência R_i , conforme o aquífero seja freático ou artesiano. Para que um poço não esteja localizado na região de influência do outro, a distância mínima entre eles será então $2 \times R_i$. Se os poços se distanciarem um do outro de um valor inferior a $2 \times R_i$, forçosamente haverá interferência (Júnior, 2015).

Regime não equilibrado

O regime não equilibrado (regime não permanente), que se inicia com o bombeamento, caracteriza-se pelo rebaixamento do nível dinâmico e termina quando o regime de equilíbrio é atingido: o nível de água do poço, inicialmente no nível

estático, estabiliza-se no nível dinâmico de equilíbrio sob caudal de bombeamento constante (Júnior, 2015).

Para escoamentos permanentes, admitindo-se a água incompressível e a estrutura do aquífero indeformável, pode ser mostrado que o laplaciano da carga hidráulica é nulo: $\nabla^2 h = 0$ (aquífero de espessura e permeabilidade constantes). Ou, em coordenadas cartesianas,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0$$

Em coordenadas polares,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = 0$$

Na realidade, ao se iniciar a exploração da água de um aquífero artesiano, uma parcela importante da alimentação do poço provém da descompressão da água na zona de redução de pressão e de compactação do estado saturado. Essa ação atinge gradualmente as regiões mais afastadas do local de bombeamento na medida em que se prolonga no tempo o processo de extração da água. Num aquífero de extensão infinita, as condições de equilíbrio não poderão ser atingidas num tempo finito (Júnior, 2015).

Para as condições de escoamento não permanente (regime não equilibrado) num aquífero compressível, a aplicação da equação da continuidade a um volume de controle concêntrico com um poço, produz a equação diferencial:

$$T \nabla^2 h = S \frac{\partial h}{\partial t}$$

Em coordenadas cilíndricas:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Em que:

S é o coeficiente de armazenamento, adimensional;

T é o coeficiente de transmissividade, $[T] = L^2 T^{-1}$;

h é a carga hidráulica ($h = z + p/\gamma$), $[h] = L$.

A equação anterior pode, ainda, ser escrita em termos do rebaixamento s ($s = H-h$, para o aquífero artesiano). Assim:

$$\frac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial s}{\partial t}$$

Fórmula de Theis

O resultado da integração, que exprime o rebaixamento da superfície piezométrica num poço de observação situado à distância r do ponto de bombeamento (Figura 112), em função do tempo, conhecido como fórmula de Theis (fórmula obtida por Charles Vernon Theis em trabalho desenvolvido para o US Geological Survey, em 1935, apoiando-se na literatura existente para a transferência de calor, com o auxílio matemático de C. I. Lubin), é obtido da analogia entre o escoamento da água subterrânea e a condução de calor, considerando as condições iniciais e de contorno:

- i) $s(r, 0) = 0$;
- ii) $s(\infty, t) = 0$;
- iii) $\lim_{r \rightarrow 0} r(\partial s / \partial r) = -(Q / 2\pi T)$.

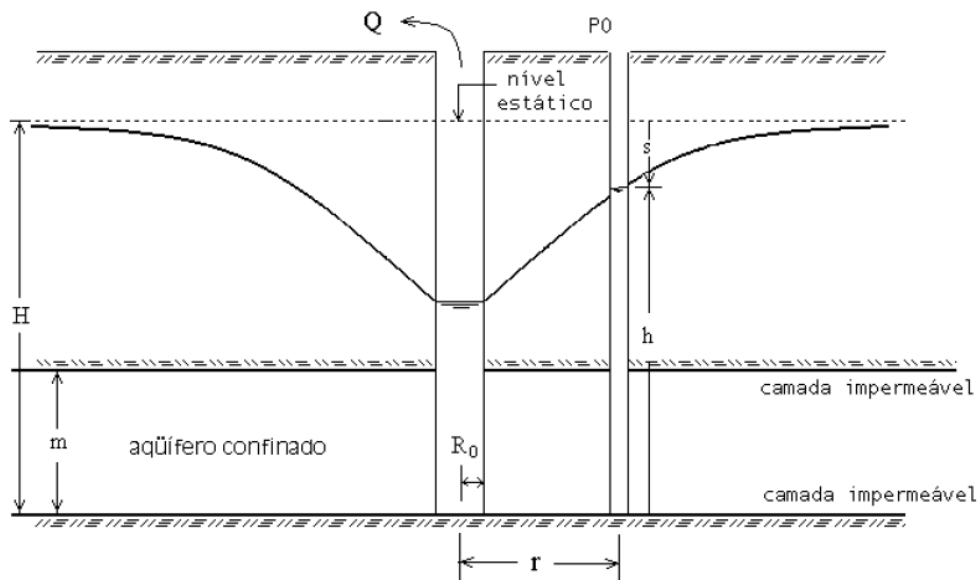


Figura 112 - Poço artesiano submetido a bombeamento sob caudal constante e rebaixamento (s) observado em poço de observação localizado à distância r do eixo do poço bombeado (Júnior, 2015).

A clássica solução apresentada por Theis é do tipo:

$$s = H - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

Ou,

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

Onde:

$$W(u) = \text{função do poço} = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

Sendo:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

Os valores de $W(u)$ podem ser encontrados pelo desenvolvimento da série convergente:

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = -0.5772 - \ln u + u - u^2 + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots$$

Com base nesta série, podem ser construídas tabelas de valores da função do poço $W(u)$ em função da variável u , definida pela equação $r^2 S/4Tt$. Uma tabela muito utilizada é a Tabela 30 de Wenzel (Júnior, 2015).

Tabela 30 - Tabela de Wenzel (1942) para os valores da função do poço, $W(u)$, em termos de u (Júnior, 2015).

u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
x 1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.00114	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
x 10 ⁻¹	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
x 10 ⁻²	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.15	2.03	1.92
x 10 ⁻³	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
x 10 ⁻⁴	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
x 10 ⁻⁵	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
x 10 ⁻⁶	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
x 10 ⁻⁷	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
x 10 ⁻⁸	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
x 10 ⁻⁹	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
x 10 ⁻¹⁰	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
x 10 ⁻¹¹	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
x 10 ⁻¹²	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
x 10 ⁻¹³	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
x 10 ⁻¹⁴	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
x 10 ⁻¹⁵	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

Fórmula de Theis modificada por Jacob

Estudos realizados por C. E. Jacob (1940) em torno da equação de Theis, $s = Q/4\pi T W(u)$, para o regime não equilibrado levaram-no a concluir que, para valores suficientemente pequenos de u , pode-se considerar, com boa aproximação, a série convergente limitada aos seus dois primeiros termos:

$$W(u) = \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du \cong -0.5772 - \ln u$$

Assim, para um tempo suficientemente longo (o que equivale a u pequeno), Jacob reescreveu a equação de Theis na forma aproximada:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \cong \frac{Q}{4\pi T} (-0.5772 - \ln u)$$

Fazendo-se $-0.5772 = \ln x$, tem-se $x = 0.56147$. Logo,

$$-0.5772 - \ln u = \ln 0.56147 - \ln u = \ln(0.56147/u)$$

Então,

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln\left(\frac{0.56147}{u}\right) = \frac{Q}{4\pi T} \frac{\log(0.56147/u)}{\log e} = \frac{2.303 Q}{4\pi T} \log\left(\frac{0.56147}{u}\right)$$

Lembrando que $u = r^2 S / 4Tt$, vem:

$$s = \frac{0.183Q}{T} \log\left(\frac{4 \times 0.56147 \times T \times t}{r^2 \times S}\right)$$

Ou,

$$s = \frac{0.183Q}{T} \log \frac{2.25Tt}{r^2 S}$$

A equação anterior é a **fórmula de Theis simplificada por Jacob** para o rebaixamento num poço de observação à distância r do poço sob bombeamento. A fórmula é válida para t suficientemente grande (ou u pequeno). Na prática, para $u < 0.01$, os valores desta equação são praticamente idênticos aos da solução clássica apresentada por Theis (Júnior, 2015).

Determinação dos coeficientes de transmissividade (T) e armazenamento (S) com base na fórmula de Theis simplificada por Jacob

Processo tempo-abaixamento

As características de um aquífero podem ser determinadas a partir do levantamento de um conjunto de pares de valores do rebaixamento e tempo correspondente, (s_i, t_i) , sendo o tempo contado a partir do início do bombeamento. Este método de determinação das características do aquífero é conhecido como processo tempo-abaixamento (Júnior, 2015).

Para uma representação gráfica conveniente, os rebaixamentos observados em função do tempo são plotados em papel *monolog*: os valores dos rebaixamentos (s) são lançados em ordenada, na escala aritmética, e os valores dos tempos de observação (t) em abcissa, na escala logarítmica. Para grandes períodos de duração (que implica em pequenos valores de u), os dados dispõem-se segundo uma reta (Júnior, 2015).

Com efeito, reescrevendo-se a **fórmula de Theis simplificada por Jacob**,

$$s = \frac{0.183Q}{T} \log t + \frac{0.183Q}{T} \log \frac{2.25T}{r^2 S}$$

que é do tipo $y = ax + b$. Pela equação anterior, a declividade da reta em gráfico de s versus $\log t$ é igual a $0.183Q/T$. O coeficiente de transmissividade pode ser calculado a partir de dois pares de valores de s e t , situados sobre a reta $s = f(\log t)$:

$$\begin{cases} \text{Para o instante } t_1: s_1 = \frac{0.183Q}{T} \log t_1 + \frac{0.183Q}{T} \log \frac{2.25T}{r^2 S} \\ \text{Para o instante } t_2: s_2 = \frac{0.183Q}{T} \log t_2 + \frac{0.183Q}{T} \log \frac{2.25T}{r^2 S} \end{cases}$$

Fazendo $s_2 - s_1$, resulta:

$$s_2 - s_1 = \frac{0.183Q}{T} \log \frac{t_2}{t_1}$$

E,

$$T = \frac{0.183Q}{s_2 - s_1} \log \frac{t_2}{t_1}$$

Se, por conveniência, é escolhido $t_2 = 10t_1$,

$$T = \frac{0.183Q}{s_2 - s_1}$$

Na Figura 113 são representados os rebaixamentos s_1 e s_2 no poço de observação, correspondentes aos instantes t_1 e t_2 como acima indicado (Júnior, 2015).

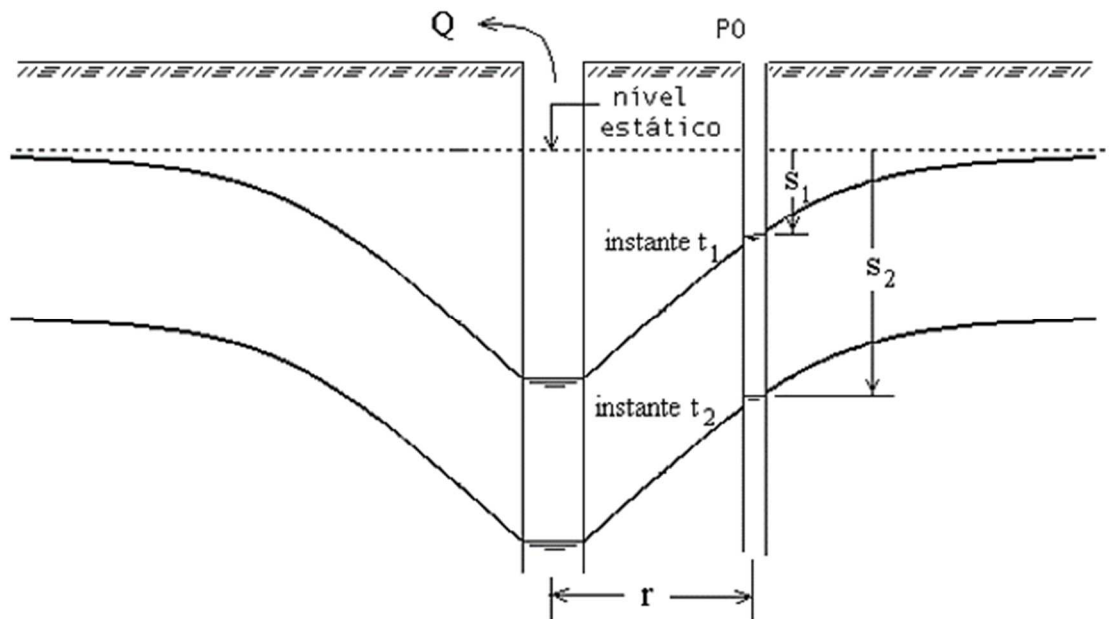


Figura 113 - Rebaixamentos observados num poço de observação em dois instantes sucessivos (Júnior, 2015).

O coeficiente de armazenamento também pode ser estimado com base em construção gráfica de s versus $\log t$ (ou de s versus t , em papel *monolog*). Por exemplo, no gráfico em papel *monolog* (Figura 114), extrapola-se a tendência linear para obter o tempo t_0 correspondente ao rebaixamento $s = 0$. Assim, com base na **fórmula de Theis simplificada por Jacob**, para $s = 0$ (rebaixamento nulo), tem-se:

$$\frac{2.25Tt_0}{r^2S} = 1$$

uma vez que $Q \neq 0$. Conhecido o coeficiente T , pode-se escrever:

$$S = \frac{2.25Tt_0}{r^2}$$

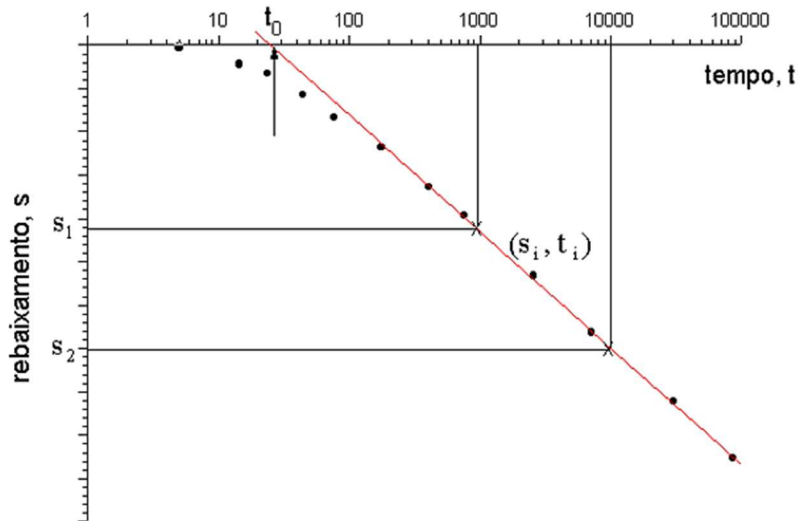


Figura 114 - Construção da curva rebaixamento versus tempo em papel monolog para a obtenção dos coeficientes de transmissividade, T , e armazenamento, S (Júnior, 2015).

Pela sua simplicidade, as equações para determinação de T e S devidas a Jacob constituem uma ferramenta útil para a determinação das características do aquífero. Numa alternativa à construção gráfica, pode-se também empregar a análise de regressão para obter os coeficientes T e S , contanto que se utilizem valores suficientemente grandes de t que garantam $u < 0.01$ (Júnior, 2015).

Determinação dos coeficientes de transmissividade (T) e armazenamento (S) com base na expressão geral de Theis

Quando o tempo de duração do bombeamento não é suficientemente longo para permitir a definição da assíntota logarítmica (ver Figura 114), deve-se fazer uso da expressão geral de Theis (Júnior, 2015).

Para essa condição, Theis desenvolveu um método gráfico baseado na proporcionalidade entre $W(u)$ e s e entre u e r^2/t :

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \rightarrow W(u) = C_1 \cdot s$$

$$u = \frac{r^2 S}{t 4T} \rightarrow u = C_2 \cdot \frac{r^2}{t}$$

Segundo Júnior (2015), o método consiste em comparar a curva descritiva do comportamento de $W(u)$ em função de u (chamada “curva-tipo”), traçada em papel *log-log* (ou papel *bi-log*), com a curva experimental de s em função de r^2/t , desenhada

na mesma escala. Assim, ao término do teste de bombeamento, com os pares de valores dos rebaixamentos em função do tempo obtidos no poço de observação, procede-se da seguinte forma:

- a) em papel *log-log* transparente, plotam-se os pares de valores de s e r^2/t , onde r é a distância entre os eixos dos poços de observação e de bombeamento e t é o tempo em que é medido o rebaixamento s ;
- b) em papel *log-log* opaco, lançam-se os pares de valores de $W(u)$ e u , isto é, constrói-se a “curva tipo” (observar que o tamanho de cada “ciclo” do papel *log-log* deve ser igual ao correspondente do gráfico anterior);
- c) em seguida, sobrepõem-se os dois gráficos (naturalmente, com o papel transparente sobre o papel opaco), mantendo-se os eixos $W(u)$ e $s(t)$ paralelos. Ajusta-se o papel transparente até que a maioria dos rebaixamentos observados caia sobre a “curva tipo” (observar que os eixos correspondentes devem manter-se paralelos durante o deslocamento em busca do melhor ajuste);
- d) seleciona-se um ponto arbitrário (não necessariamente sobre a “curva tipo”) e anotam-se, para este ponto, os valores de u e $W(u)$ do papel opaco, e os correspondentes r^2/t e s do papel transparente. Esses pontos são designados u_0 e $W_0(u)$, e $(r^2/t)_0$ e s_0 ;
- e) finalmente, calculam-se os coeficientes de transmissividade (T) e armazenamento (S) com o uso das equações para o efeito e as coordenadas acima determinadas:

$$T = \frac{Q}{4\pi s_0} W_0(u)$$

E,

$$S = \frac{4Tu_0}{(r^2/t)_0}$$

Cumpra observar que os métodos de Theis e Jacob aplicam-se, a rigor, a aquíferos artesianos. A sua utilização em aquíferos livres (poços freáticos) poderá fornecer valores aceitáveis se os rebaixamentos de nível forem pequenos relativamente à espessura do lençol (Júnior, 2015).

11.4.5 Aquíferos. Função transmissiva

De acordo com os parâmetros hidrodinâmicos obtidos em ensaios de bombagem que caracterizam a função transmissiva dos aquíferos, podemos classificar qualitativamente os mesmos ao nível da sua condutividade hidráulica (K) e transmissividade (T) recorrendo a tabelas (construídas a partir de numerosos ensaios) como as que seguem:

Tabela 31 - Valores de condutividade hidráulica (K) de aquíferos e sua classificação.

K (m/dia)	Classificação
$K < 10^{-2}$	Muito baixa
$10^{-2} < K < 1$	Baixa
$1 < K < 10$	Média
$10 < K < 100$	Alta
$K > 100$	Muito alta

Tabela 32 - Valores de transmissividade (T) de aquíferos e sua classificação.

T (m²/dia)	Classificação
$T < 10$	Muito baixa
$10 < T < 100$	Baixa
$100 < T < 500$	Média
$500 < T < 1000$	Alta
$K > 1000$	Muito alta

CAPÍTULO 12 - NOÇÕES DE ESTATÍSTICA

12.1 Introdução

Segundo ISEL (2015) os fenómenos hidrológicos dependem de leis físicas, mas são sujeitos à ação de múltiplos fatores fortuitos (casuais), sendo necessário em muitos casos recorrer à **Teoria das Probabilidades** e aos **Métodos Estatísticos**, para prever o seu comportamento:

- **Teoria das probabilidades** - para construir um modelo de distribuição dos resultados das observações desses fenómenos;
- **Métodos estatísticos** - para inferir, com maior ou menor incerteza, os resultados que poderão ocorrer no futuro a partir das observações do fenómeno, e obter uma medida dessa incerteza.

12.2 Variável aleatória, frequência e probabilidade

Considere-se uma experiência constituída pelo lançamento de um dado perfeito (sem vícios). Neste caso, conhece-se o conjunto Ω dos resultados possíveis da experiência (1,2,3,4,5,6), mas desconhece-se sempre à partida qual o resultado que ocorrerá em cada execução da experiência (ISEL, 2015).

Chama-se **experiência aleatória** a uma experiência em que:

- é conhecido o conjunto de todos os resultados possíveis;
- não é possível conhecer, antes da experiência, o resultado que ocorrerá.

Chama-se **frequência** de um dado acontecimento (saída da face 6, por exemplo):

- quociente entre o n.º de vezes que ele ocorre pelo nº total de repetições da experiência.

Chama-se **probabilidade** de um dado acontecimento:

- limite para que tende a frequência do acontecimento quando o nº de repetições tende para o infinito.

Ao conjunto Ω dos resultados possíveis da experiência (1,2,3,4,5,6) chama-se **população** (ou universo) (ISEL, 2015).

Amostra da população Ω é qualquer arranjo finito de elementos de Ω . Os elementos de uma amostra designam-se por **observações** (ISEL, 2015).

Ao número de observações que constituem a amostra chama-se **tamanho** (ou dimensão ou comprimento) da amostra (ISEL, 2015).

Os resultados da experiência, cujos valores se desconhecem à partida, constituem uma **variável aleatória**. Uma variável aleatória diz-se:

- **discreta** se só pode tomar valores descontínuos (por exemplo, o número de dias que chove em cada ano);

- **contínua** quando pode tomar qualquer valor x dentro de um intervalo de valores, limitado ou não (por exemplo, a precipitação média anual num posto udométrico).

12.3 Distribuições de frequência

Para resumir grandes quantidades de dados é usual distribuí-los em classes e determinar o número de indivíduos pertencentes a cada classe, que se designa por **frequência absoluta** da classe (ISEL, 2015).

A razão entre a frequência da classe e a frequência total chama-se frequência relativa, sendo a soma de todas as frequências relativas igual a 1 (ISEL, 2015).

À distribuição dos dados em classes com as respetivas frequências chama-se **distribuição de frequência**. A representação gráfica de uma distribuição de frequências designa-se por **histograma** (ISEL, 2015).

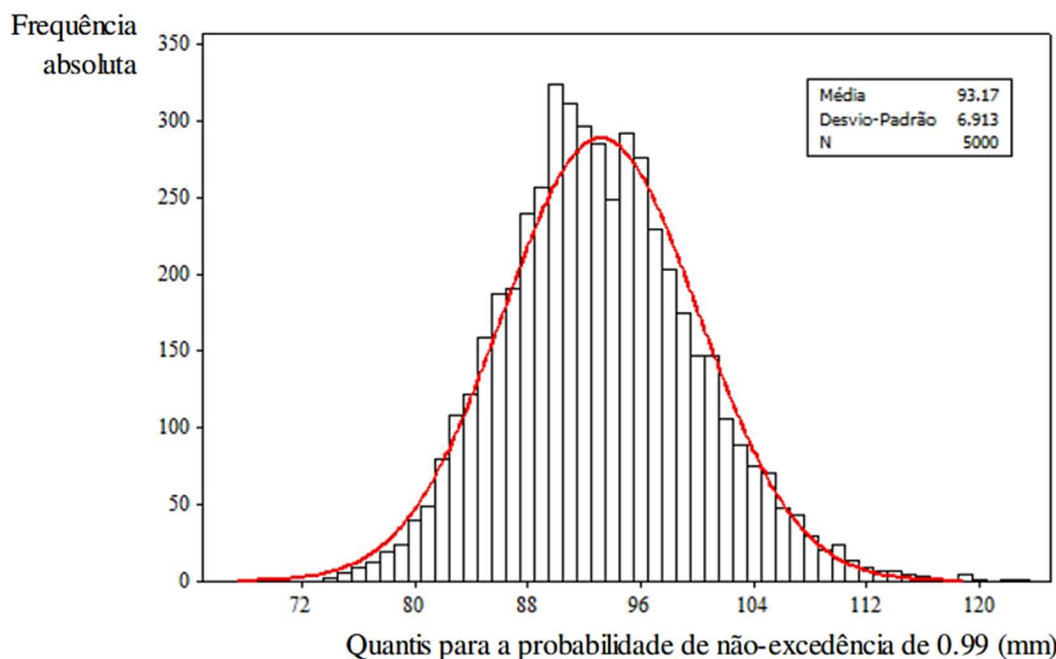


Figura 115 - Histograma das estimativas fornecidas pelas séries sintéticas (em número de $W=5000$) da precipitação diária máxima anual no posto udométrico de Pavia (201/01G) para a probabilidade de não-excedência de 99% (Naghetini & Portela, 2011).

12.4 Funções de distribuição e de duração

Suponha-se que se dispõe de uma amostra com um grande número n de observações de um dado fenómeno X (por exemplo a precipitação anual numa bacia hidrográfica), e classifiquem-se os seus valores por ordem crescente:

- Amostra: $x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, \dots, x_i, \dots, x_n$ (x_n é valor mais elevado da amostra).

A frequência de não ser ultrapassado o valor do acontecimento de ordem i da amostra será i/n :

$$F(x_i) = \frac{i}{n}$$

Em que:

i - n.º de ordem dos elementos da amostra classificados por ordem crescente;
 n - n.º total de elementos da amostra.

A função assim definida chama-se **função de distribuição empírica** (ou função de frequência empírica), e é designada por $F(x)$:

$$F(x) = P(X \leq x), \text{probabilidade de } X \leq x$$

Se os valores da amostra forem classificados por ordem decrescente, define-se a frequência de ser igualado ou excedido o valor x do acontecimento de ordem i , como:

$$G(x) = P(X \geq x), \text{probabilidade de } X \geq x$$

A função $G(x)$ é conhecida por **função de duração empírica** (ISEL, 2015).

Note-se que quando aplicamos este conceito a **variáveis aleatórias discretas**, a soma das funções $F(x) + G(x)$ é sempre superior a 1 (ISEL, 2015). Por exemplo:

- Ordenem-se 10 valores por ordem crescente. A probabilidade de não ultrapassar o valor de ordem 7 é 7/10.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

- Ordenem-se agora os valores por ordem decrescente. O mesmo valor ocupará a posição 4, pelo que a probabilidade de ser igualado ou excedido é de 4/10.

10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
----	---	---	---	---	---	---	---	---	---

- A soma será $7/10 + 4/10 = 1.1$.

Por isso, na prática, para o cálculo da “**probabilidade empírica**”, em vez de $F(x_i) = i/n$ utiliza-se $F(x_i) = i/n + 1$ (pode demonstrar-se que esta expressão dá o valor médio da função de distribuição nas diversas amostras retiradas de uma mesma população) (ISEL, 2015).

No caso de uma **variável aleatória contínua** define-se densidade de probabilidade como sendo a função:

$$f(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta F(x)}{\Delta x} = \frac{dF(x)}{dx}$$

onde resulta a função de distribuição,

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x)dx$$

e a função de duração,

$$G(x) = \int_x^{+\infty} f(x)dx$$

Sendo:

$$F(x) + G(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1$$

Assim, a probabilidade de X estar compreendido entre x e $x + \delta x$ é:

$$P(x \leq X \leq x + \delta x) = f(x)dx$$

A probabilidade de X tomar um valor compreendido entre a e b é:

$$P(a \leq X \leq b) = F(b) - F(a) = \int_a^b f(x)dx$$

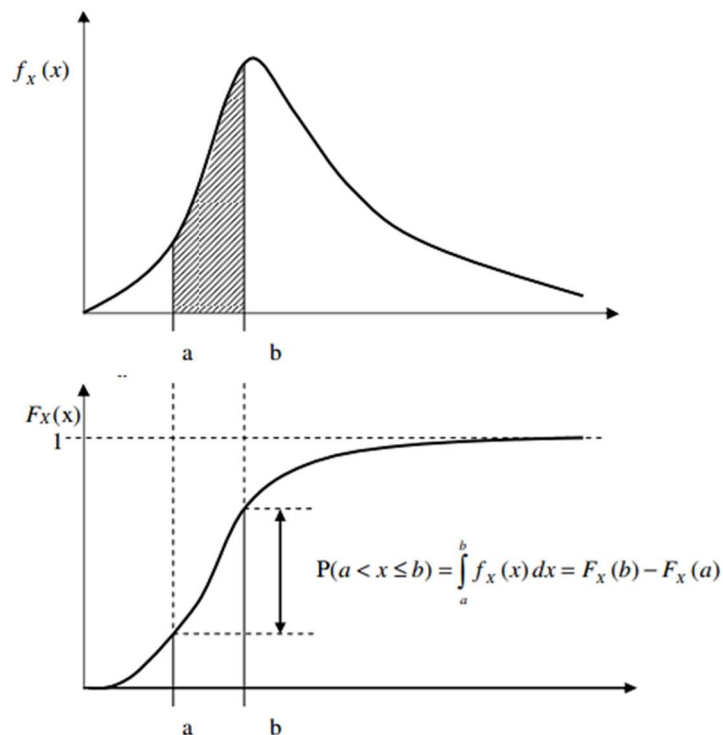


Figura 116 - Funções densidade e acumulada de probabilidades de uma variável contínua (Naghetini & Portela, 2011).

12.5 Período de retorno e risco

12.5.1 Período de retorno

Para valores anuais das variáveis hidrológicas é mais cómodo associar a um dado valor x dessa variável o **período de retorno** $T(x)$, em vez da probabilidade de ocorrência $F(x)$ (ISEL, 2015).

Sendo $G(x)$ a probabilidade de o valor x da variável X ser ultrapassado num dado ano:

$$G(x) = 1 - F(x)$$

define-se como **período de retorno** (ou intervalo de recorrência), $T(x)$, expresso em anos, o inverso dessa probabilidade:

$$T(x) = \frac{1}{G(x)} = \frac{1}{1 - F(x)}$$

O período de retorno de um determinado valor x traduz o número de anos que separa, em média, as ocorrências de valores da variável superiores a x . **É indispensável ter bem presente que o conceito de período de retorno não está associado a qualquer ideia de repetição cíclica** (ISEL, 2015).

Assim, podem ocorrer em dois anos sucessivos valores da variável que ultrapassem o valor x_{100} correspondente a um período de retorno de 100 anos; essa ocorrência é muito pouco provável, mas não é impossível (ISEL, 2015).

O que define o período de retorno é o **intervalo médio** que separaria a ocorrência de valores da variável superiores x_{100} se houvesse a possibilidade de dispor de um número de anos de observação da variável suficientemente longo (ISEL, 2015).

12.5.2 Risco

Sendo $F(x)$ a probabilidade do valor x não ser ultrapassado num dado ano, pode definir-se a probabilidade de x não ser ultrapassado em n anos sucessivos por:

$$F_1(x) \times F_2(x) \times F_3(x) \times \dots \times F_n(x) = F^n(x) = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Define-se como risco, R , do acontecimento x ser excedido, a probabilidade de que x seja excedido pelo menos uma vez em n anos sucessivos:

$$R(x) = 1 - F^n(x) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Sendo R função de T e de n , pode construir-se uma tabela que relacione estes valores:

Tabela 33 - Períodos de retorno associados a vários graus de risco e períodos de projeto (vida útil das obras) (ISEL, 2015).

Risco, R (%)	Períodos de projeto, n (anos)							
	2	5	10	15	20	25	50	100
75	2.00	4.13	7.73	11.3	14.9	18.5	36.6	72.6
50	3.41	7.73	14.9	22.1	29.4	36.6	72.6	144.8
40	4.44	10.3	20.1	29.9	39.7	49.4	98.4	196.3
30	6.12	14.5	28.5	42.6	56.6	70.6	140.7	281
25	7.46	17.9	35.3	52.6	70.0	87.4	174.3	348
20	9.47	22.9	45.3	67.7	90.1	112.5	224.6	449
15	12.8	31.3	62.0	92.8	123.6	154.3	308	616
10	19.5	48.0	95.4	142.9	190.3	238	475	950
5	39.5	98.0	195.5	292.9	390	488	975	1950
2	99.5	248	495	743	990	1238	2475	4950
1	199.5	498	995	1493	1990	2488	4975	9950

Exemplo: Determinar o período de retorno da cheia para que deve ser dimensionado um dique de proteção marginal, se desejarmos que nos próximos 10 anos o risco (probabilidade) de ser galgado não exceda 0.20 (ISEL, 2015).

Dado que $n = 10$ e $R = 0.20$, da tabela anterior vem $T = 45$ anos.

12.6 Parâmetros estatísticos de populações e amostras

Os principais parâmetros que se consideram nas distribuições estatísticas e as expressões para o cálculo dos valores correspondentes em amostras são os seguintes:

- Medidas de tendência central;
- Medidas de dispersão;
- Medidas de assimetria.

12.6.1 Medidas de tendência central

Média (valor esperado ou média aritmética)

É definida em distribuições contínuas por:

$$\mu = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x)dx$$

Numa amostra finita com n elementos é definida por:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Mediana

Numa distribuição contínua é definida pela equação:

$$\int_{-\infty}^{\tilde{\mu}} f(x)dx = \int_{\tilde{\mu}}^{+\infty} f(x)dx \Rightarrow F(\tilde{\mu}) = G(\tilde{\mu})$$

Numa amostra finita o seu valor é dado por x_m , tal que:

$$\sum_{i=1}^m P(x_i) = \sum_{i=m}^n P(x_i)$$

Moda (ou valor mais frequente)

Corresponde ao máximo da função densidade de probabilidade (ISEL, 2015). Obtém-se fazendo:

$$\frac{df(x)}{dx} = 0$$

Numa amostra finita o seu valor \hat{x} é tal que:

$$P(\hat{x}) = \text{máx}P(x_i)$$

12.6.2 Medidas de dispersão

Variância (momento central de 2ª ordem)

Para uma função contínua, a variância define-se como:

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f(x)dx$$

Numa amostra o seu valor é calculado por:

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}$$

Desvio padrão

É a raiz quadrada da variância que, para uma função contínua, a variância define-se como:

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2}$$

Numa amostra o seu valor é calculado por:

$$s' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i^2)}{n-1} - \frac{(\sum_{i=1}^n x_i)^2}{n(n-1)}}$$

Coeficiente de variação

É o quociente entre o desvio padrão e a média que, para uma função contínua, a variância define-se como:

$$\eta_v = \frac{\sigma}{\mu}$$

Numa amostra o seu valor é calculado por:

$$c_v = \frac{s}{\bar{x}}$$

O c_v relativiza o valor do desvio padrão, dividindo-o pelo valor médio da grandeza. Na figura seguinte pode-se observar a diferença entre duas distribuições do mesmo tipo com a mesma média, mas desvio padrão (e consequentemente coeficiente de variação) diferente (ISEL, 2015).

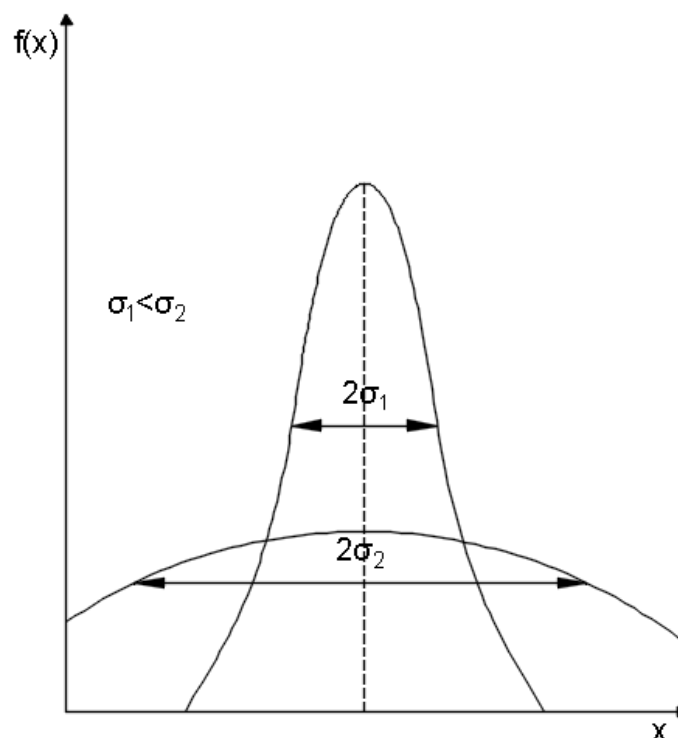


Figura 117 - Diferença entre duas distribuições do mesmo tipo com a mesma média, mas desvio padrão diferente (fonte: autor).

12.6.3 Medidas de assimetria

Assimetria (momento central de 3ª ordem)

É definido por:

$$\mu^3 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^3 f(x) dx$$

Numa amostra a seu valor é calculado por:

$$m^3 = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

Coefficiente de assimetria

É definido por:

$$\gamma = \frac{\mu^3}{\sigma^3}$$

Numa amostra a seu valor é calculado por:

$$c_a = \frac{m^3}{s^3}$$

Um coeficiente de assimetria nulo indica uma distribuição simétrica, com coincidência da média e da mediana: $\mu = \tilde{u}$ (ISEL, 2015).

Um coeficiente de assimetria positivo indica uma distribuição com assimetria positiva, em que o valor da média é superior ao da mediana: $\mu > \tilde{u}$ (ISEL, 2015).

Um coeficiente de assimetria negativo indica uma distribuição com assimetria negativa, em que o valor da média é inferior ao da mediana: $\mu < \tilde{u}$ (ISEL, 2015).

12.7 Modelos de distribuições (leis de probabilidade)

Existem várias funções de distribuição (também conhecidas como leis de probabilidade), que procuram descrever as frequências dos resultados experimentais, das quais destacam-se as seguintes leis de distribuições contínuas:

- Distribuição normal (Gauss);
- Distribuição logarítmico-normal (Galton);
- Distribuição de Gumbel.

12.7.1 Distribuição normal (ou lei de Gauss)

É a distribuição estatística mais comum e importante. Adapta-se bem a um grande número de fenómenos naturais, nomeadamente alguns parâmetros hidrológicos, como por exemplo a precipitação anual e o caudal médio anual (ISEL, 2015).

Esta lei de distribuição estabelece que os valores mais frequentes (isto é, aos quais correspondem as maiores probabilidades) se encontram em torno da média da variável aleatória; quanto mais afastados os valores estão da média, menos frequentes são (ISEL, 2015).

Uma variável aleatória X tem uma distribuição normal se a **função de densidade** de probabilidade é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

em que os parâmetros μ e σ são, respetivamente, a média e o desvio padrão da distribuição (ISEL, 2015).

Esquemáticamente, esta distribuição tem uma curva de **densidade de probabilidade** em forma de sino, simétrica em torno da média, com assintota horizontal no eixo das abcissas (ISEL, 2015).

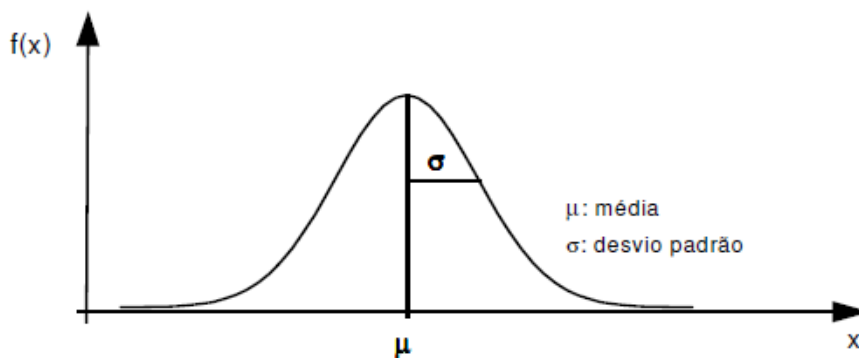


Figura 118 - Distribuição normal (ISEL, 2015).

Sendo a lei normal uma lei simétrica é nulo o seu coeficiente de assimetria (ISEL, 2015).

A **função de distribuição** é o integral da função de densidade de probabilidade:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx$$

Na figura seguinte mostra-se a curva de densidade de probabilidade da lei normal e respetiva função de distribuição, para algumas combinações de μ e σ^2 (ISEL, 2015).

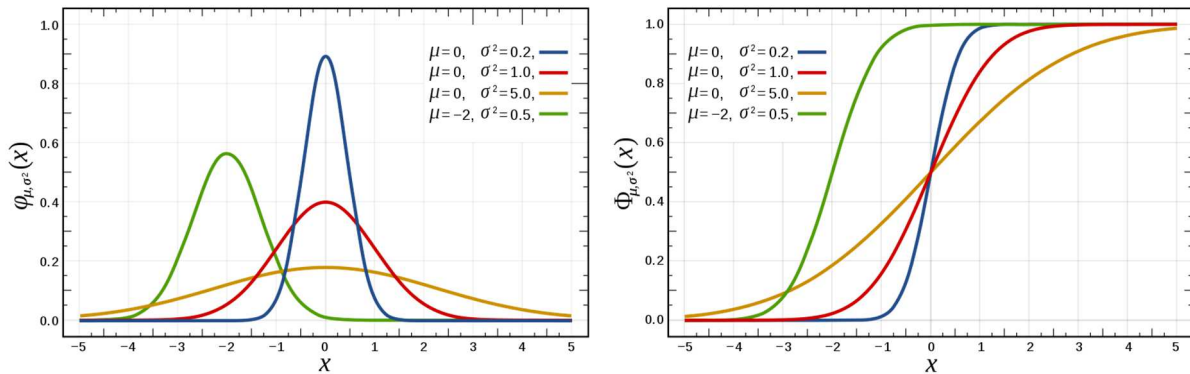


Figura 119 - Densidade de probabilidade e respetivas funções de distribuição (<http://www.wikiwand.com>).

O parâmetro μ "localiza" a curva sobre o eixo dos xx e o parâmetro σ define a "forma" da curva (ISEL, 2015).

Considerando uma variável $u = x - \mu/\sigma$ (chamada **variável reduzida**), a função de distribuição toma a forma:

$$F(x) = \varphi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Distribuição normal padrão é a distribuição normal com média nula e desvio-padrão unitário, isto é, $\mu = 0$ e $\sigma = 1$ (na figura anterior corresponde às curvas de linha contínua e em cor vermelha) (ISEL, 2015).

Esta distribuição normal padrão pode ser tabelada, com os valores de $\varphi(u)$ em função de u , permitindo assim calcular de forma expedita o valor de $F(x)$ (probabilidade de a variável X tomar um valor $\leq x$), desde que se possam estimar valores para a média μ e para o desvio padrão σ , a partir da amostra (ISEL, 2015).

A estimativa \bar{x} da média μ e a estimativa s' do desvio padrão σ da distribuição são calculadas a partir dos valores da amostra por:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

$$s' = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

Em vez de tabelas, também pode ser utilizado o cálculo numérico, utilizando uma expressão que fornece o valor aproximado de $\varphi(u)$:

$$\varphi(u) = 1 - f(u)(0.4361836t - 0.120167t^2 + 0.9372980t^3)$$

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}}; t = \frac{1}{1 + 0.33267|u|}$$

Tabela 34 - Valores de $\phi(u)=F(x)$, para função de distribuição da lei normal ($\mu=0; \sigma=1$) (ISEL, 2015).

u	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Para valores negativos de u , utilizar o complemento aritmético para 1 dos valores de $\varphi(u)$ correspondentes ao valor positivo:

$$\varphi(-u) = 1 - \varphi(u)$$

Exemplo:

$$\varphi(-1) = 1 - \varphi(1) = 1 - 0.8413 = 0.1587$$

Para valores de $\varphi(u) < 0.5$, calcular $1 - \varphi(u)$, ler o valor de u e afetar esse valor de sinal negativo (ISEL, 2015).

Exemplo:

$$\varphi(u) = 0.0668; 1 - \varphi(u) = 0.9332; u = -1.5$$

12.7.2 Distribuição logarítmico-normal (Galton)

Uma variável segue a **lei de Galton ou lei logarítmico-normal**, quando a sua transformada y , definida por $y = \log x$ apresentar uma distribuição normal (ISEL, 2015).

A função de distribuição da variável X é:

$$F(x) = \varphi(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Esta variável X poderá tomar valores entre zero e correspondentes ao campo da variável transformada $(-\infty, +\infty)$, sendo a variável normal reduzida definida por:

$$u = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y}$$

A lei logarítmico-normal pode ser representada, por uma reta num gráfico designado por logarítmico-normal, com o eixo das probabilidades de graduação normal e o segundo eixo de graduação logarítmica, em que se marca x (ISEL, 2015).

Os estimadores M e S dos parâmetros μ_y e σ_y têm as expressões seguintes:

$$M = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n}; S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \log^2 x_i}{n-1} - \frac{(\sum_{i=1}^n \log x_i)^2}{n(n-1)}}$$

e a estimativa x de um valor de probabilidade $F(x)$ é tal que:

$$\log x = M + uS$$

em que u é o valor da variável reduzida normal correspondente à probabilidade $F(x)$ (ISEL, 2015).

Em resumo, a aplicação da lei logarítmico-normal aos valores de uma amostra da variável X coincide com a aplicação da lei normal aos logaritmos daqueles valores (ISEL, 2015).

12.7.3 Lei de Gumbel

A lei de Gumbel tem sido adotada para representar a distribuição dos valores máximos anuais do caudal de ponta de cheia (ou do caudal máximo diário anual) ou de precipitações intensas com determinada duração (ISEL, 2015).

A função de distribuição é da forma:

$$F(x) = e^{-e^{-0,577 - \frac{kx}{\sqrt{6}}}}$$

Se os parâmetros da distribuição são estimados de acordo com o método dos momentos, a lei exprime-se por:

$$x = \mu + k\sigma$$

em que μ e σ têm o significado habitual e são estimados por \bar{x} e s' , e k é o factor de probabilidade, dependente de $F(x)$, e com significado análogo ao da variável reduzida u da lei normal (ISEL, 2015). O fator k calcula-se por:

$$k = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left(\ln \ln \frac{1}{F(x)} - 0,577216 \right)$$

e encontra-se calculado para diversos $F(x)$ na Tabela 35 (ISEL, 2015).

Tabela 35 - Fator de probabilidade (k) da lei de Gumbel ($x=\mu+k\sigma$) (ISEL, 2015).

$F(x)$	k	$F(x)$	k	$F(x)$	k	$F(x)$	k
0.0001	-2.181	0.10	-1.100	0.80	0.719	0.9998	6.191
0.0002	-2.120	0.20	-0.821	0.90	1.305	0.9999	6.731
0.0005	-2.032	0.25	-0.705	0.95	1.866		
0.001	-1.957	0.30	-0.595	0.98	2.593		
0.002	-1.874	0.40	-0.382	0.99	3.137		
0.005	-1.750	0.50	-0.164	0.995	3.679		
0.01	-1.641	0.60	0.074	0.998	4.395		
0.02	-1.514	0.70	0.354	0.999	4.936		
0.05	-1.306	0.75	0.521	0.9995	5.476		

12.8 Análise estatística de variáveis hidrológicas aleatórias

Os métodos estatísticos só são aplicáveis a variáveis aleatórias (ISEL, 2015). Estão nestas condições, entre outras, as seguintes séries de valores:

- Com distribuição aproximada à lei normal:
 - precipitação anual;
 - precipitação num determinado mês do calendário;
 - escoamento anual;
 - escoamento num determinado mês do calendário.
- Com distribuição aproximada à lei de Gumbel:
 - precipitação máxima anual com determinada duração;
 - caudal instantâneo máximo anual;
 - caudal médio diário máximo anual.

REFERÊNCIAS

- Agostinho, N. S. (2009). *Instrumentos Meteorológicos de uma Estação Clássica Virtual no Ensino das Ciências*. Aveiro: Universidade de Aveiro. Obtido de <https://core.ac.uk/download/pdf/15562878.pdf>
- Almeida, A. B. (2001). *Curso sobre Operação e Segurança de Barragens. Capítulo 7. Emergências e Gestão do Risco*. Lisboa. Obtido de <http://www.civil.ist.utl.pt/~joana/artigos%20risco%20ABA/pub-2001/capitulo-7-livro-curso%20INAG2001.pdf>
- Andjelkovic, I. (2001). *Guidelines on non-structural measures in urban flood management*. Paris: UNESCO. Obtido de <http://unesdoc.unesco.org/images/0012/001240/124004e.pdf>
- Andrade, F. (2014). *CC54Z - Hidrologia. Geração de escoamento e análise de hidrograma*. Curitiba: UTFPR. Obtido de http://paginapessoal.utfpr.edu.br/fandrade/teaching/files/aula_8_escoamento.pdf
- ANPC. (2018). *Riscos e Prevenção. Cheias*. Obtido de ProCiv: <http://www.prociv.pt/pt-pt/RISCOSPREV/RISCOSNAT/CHEIAS/Paginas/default.aspx>
- APA. (2014). *Questões Significativas da Gestão da Água (QSiGA). Região Hidrográfica do Sado e Mira (RH6)*. Amadora: APA. Obtido de https://www.apambiente.pt/_zdata/Políticas/Água/PlaneamentoGestao/PGRH/PGRH_ParticipacaoPublica/PGRH_2_QSiGA/RH6_QSiGA.pdf
- Area Mecânica. (2011). *Ingeniería Mecánica: Curvas características de una bomba centrífuga (II)*. Obtido de Area Mecânica: <https://areamecanica.wordpress.com/2011/06/16/ingenieria-mecanica-curvas-caracteristicas-de-una-bomba-centrifuga-ii/>
- ARM. (2018). *Fornecimento de água aos municípios*. Obtido de ARM - Águas e Resíduos da Madeira, S.A.: <http://www.aguasdmadeira.pt/>
- Armand Colin. (2006). *L'Atlas du Monde diplomatique*. Paris: Armand Colin.
- Baliño, J. L. (2017). *Equações de Navier-Stokes*. São Paulo, Brasil: USP.
- Barbosa, J. N. (1982). *Mecânica dos fluidos e Hidráulica Geral*. Porto Editora.
- Barbosa, J. N. (1985). *Mecânica dos fluidos e Hidráulica Geral 2*. Porto Editora.
- Braga, J. (2014). *Hidráulica II*. U.M.A.
- Bruijnzeel, L. A. (2001). Hydrology of tropical montane cloud forests: A Reassessment. *Land Use and Water Resources Research*, 1.1-1.18.
- Brunetti, F. (2008). *Mecânica dos Fluidos (2ª ed.)*. São Paulo: Pearson. Prentice Hall.
- C., F., S., P., Sequeira, M., Perestrelo, A., & Silva, M. O. (2006). *Estudo da precipitação oculta em dois tipos de vegetação da ilha da Madeira*. Coimbra: APRH. Obtido de <http://www3.uma.pt/sprada/documentos/academicos/8%20congresso%20da%20agua.pdf>
- Camacho, R. F. (2015). *Caracterização, simulação (à escala) e modelação do escoamento em canais artificiais: aplicação a caso de estudo*. Funchal: UMA. Obtido de <https://digituma.uma.pt/handle/10400.13/898>
- Carneiro, C. (2007). Viagem virtual ao Aquífero Guarani em Botucatu (SP): Formações Pirambóia e Botucatu, Bacia do Paraná. *Terræ Didática*, 3(1), 50-73. Obtido de https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/1216748/mod_resource/content/1/Bacia%20do%20Paran%C3%A1.pdf

- Castro, S. B., & Carvalho, T. M. (2009). Análise morfométrica e geomorfologia da bacia hidrográfica do rio Turvo - GO, através de técnicas de sensoriamento remoto e geoprocessamento. *Scientia Plena*, 1-7. Obtido de <https://ufr.br/mepa/phocadownload/morfometria%20bacia%20castro%20e%20carvalho%202009.pdf>
- Cecílio, R. A., Martinez, M. A., Pruski, F. F., & Silva, D. D. (2013). Modelo para estimativa da infiltração de água e perfil de umidade do solo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*. Obtido de http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0100-06832013000200012
- Ciência Viva. (2006). *Hidrogeologia. Água Subterrânea - Conhecer para Proteger e Preservar*. Lisboa: Ciência Viva.
- Coelho, J. G., Brasil Junior, A. C., & Noletto, L. (2006). *Escoamento Turbulento em Difusores*. Rio de Janeiro: EPTT.
- Costa, A. S. (2003). *Turbinas Hidráulicas e Condutos Forçados*. Santa Catarina: UFSC. Obtido de <http://www.labspot.ufsc.br/~simoies/dincont/turb-hidr-2003.pdf>
- Costa, T. d., & Lança, R. (2011). *Capítulo I. Hidrologia de Superfície*. Faro: Instituto Superior de Engenharia da Universidade do Algarve. Obtido de http://w3.uaalg.pt/~rlanca/sebenta-hid-aplicada/sebenta_de_hidraulica_aplicada_2011_03_01.pdf
- CPRM. (2004). *Definição da planície de inundação da cidade de Valadares*. Belo Horizonte. Obtido de http://www.cprm.gov.br/publique/media/def_gov_vala.pdf
- CPRM. (2008). *Hidrologia - Conceitos e Aplicações*. Brasil: CPRM. Obtido de rigeo.cprm.gov.br/jspui/bitstream/doc/14818/3/livro_hidrogeologia_conceitos.pdf
- Crockford, R. H., & Richardson, D. P. (2000). Partitioning of rainfall into throughfall, stemflow and interception: effect of forest type, ground cover and climate. *Hydrol. Process*, 2903-2920.
- Cruz, J. (2006). *Aproveitamentos Hidroelétricos*. Lisboa: IST.
- DRHGSA. (2007). *Capítulo II. Orifícios*. Piauí, Brasil: UFPI. Obtido de <http://leg.ufpi.br/subsiteFiles/ct/arquivos/files/pasta/CAP%202.pdf>
- Eisberg, R., & Resnick, R. (1979). *Física Quântica - Átomos, Moléculas, Sólidos, Núcleos e Partículas* (13ª ed.). Editora Campus.
- Escola da Vida. (2018). *Análise dimensional e leis de semelhança aplicadas as bombas hidráulicas*. Obtido de Escola da Vida: http://www.escoladavida.eng.br/mecfluquimica/analise_dimensional.htm
- Estúdio Conejo. (2014). *Geografia. Zênite*. Obtido de https://issuu.com/estudioconejo/docs/book_fc30dd0ea6b760/41
- Filho, J. G. (2015). *Turbinas Hidráulicas - Tipos e Usos*. Campinas: Universidade Estadual de Campinas. Obtido de <https://docslide.com.br/documents/turbinas-hidraulicas-55ef3ff5660bb.html>
- Fletcher, B. P., & Grace, J. L. (1972). Practical guidance for estimating and controlling erosion at culvert outlets. *U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*.
- Gaspar, R. (2005). *Mecânica dos Materiais*. São Paulo, Brasil: Centro Universitário Nove de Julho.
- Gobbi, M., Dias, N. L., Mascarenhas, F., & Valentine, E. (2011). *Introdução à Mecânica dos Fluidos e aos Fenômenos de Transporte*. Paraná, Brasil: UFRP.

- Gonzalez, J. (2000). Monitoring cloud water interception in a tropical montane cloud forest of the south-western Colombian Andes. *Adv. Environ. Monitoring and Modelling*, 97-117.
- Henn, É. A. (2006). *Máquinas de Fluido* (2ª ed.). Santa Maria: UFSM.
- Henriques, J. D., Palma, J. C., & Ribeiro, Á. S. (2006). *Medição de caudal em sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais*. Lisboa: LNEC.
- Hipólito, J. R., & Vaz, Á. C. (2011). *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Lisboa: IST.
- Holder, C. D. (2003). Fog precipitation in the Sierra de las Minas Biosphere Reserve, Guatemala. *Hydrol. Process.*, 2001-2010.
- Ignácio, R. F., & Nóbrega, R. L. (2004). *Mecânica dos Fluídos. Análise Dimensional e Semelhança Dinâmica*. Paraíba, Brasil: AERH. UFCG.
- ISEL. (2015). *Hidrologia*. Lisboa: ISEL. Obtido de https://issuu.com/joanadecastrocortesao/docs/hidrologia_resumo_luis_mendes
- IST. (2018). *Hidrologia e Recursos Hídricos. Análise estatística aplicada à hidrologia*. Lisboa: IST. Obtido de http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/HRH/2017_2018/HRH_17_Estatistica_Aplicada_Hidrologia_30_4_2018.pdf
- IST. (2018). *Hidrologia e Recursos Hídricos. Balanço hidrológico de uma bacia hidrográfica*. Lisboa: IST. Obtido de http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/HRH/2017_2018/HRH_5_Balanco%20Hidrologico_5_3_2018.pdf
- IST. (2018). *Hidrologia e Recursos Hídricos. Ciclo hidrológico - distribuição global da água*. Lisboa: IST. Obtido de http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/HRH/2017_2018/HRH_3_Ciclo_Hidrologico_26_02_2018.pdf
- Júnior, A. R. (2015). 11. *Água Subterrânea - Hidráulica de Poços*. Obtido de <https://pt.slideshare.net/FbioSouza1/11-hidraulica-de-pocos>
- Junior, L. B. (2005). *Orifícios, Bocais e Tubos curtos*. Goiânia - GO, Brasil: PUC Goiás.
- Junior, N. V., & Colvara, L. D. (2010). Os modelos mentais de alunos em relação a vetores em duas e três dimensões: uma análise da dinâmica da aprendizagem e da inadequação das avaliações tradicionais. *Ciências & Cognição*, 55-69. Obtido de <http://pepsic.bvsalud.org/pdf/cc/v15n2/v15n2a06.pdf>
- KSB. (2003). *Manual de Treinamento. Seleção e Aplicação de Bombas Centrífugas*. KSB. Obtido de <https://pt.slideshare.net/EvandroTP/ksb-manual-de-selecao-e-aplicacao>
- Lencastre, A. (1972). *Manual de Hidráulica Geral*.
- Lencastre, A. (1983). *Hidráulica Geral*. Lisboa: Hidroprojeto.
- Lewis, E. V. (1988). *PNA - Principles of Naval Architecture, Volume I - Stability and Strength*. New Jersey, USA: SNAME.
- Manzanares, A., & Quintela, A. (1980). *Hidráulica Geral II. Escoamentos Líquidos*. Lisboa: AEIST.
- Martins, M. R. (2010). *Hidroestática e Estabilidade*. São Paulo, Brasil: USP. Obtido de http://www.ndf.poli.usp.br/~gassi/disciplinas/pnv2341/Martins_2010_Hidroest%C3%A1tica_e_Estabilidade_PNV2341.pdf
- Mata-Lima, H. (2010). *Apontamentos de Hidráulica*. Funchal: UMA.
- Mendonça, F. C. (2015). *Hidrometria*. São Paulo, Brasil: USP. Obtido de http://www.esalq.usp.br/departamentos/leb/disciplinas/Fernando/leb472/Aula_12/Aula%2012_Hidrometria.pdf

- Miranda, J. M., & Baptista, M. A. (2006). *Riscos Naturais*. Lisboa: Instituto Dom Luiz.
- Montgomery, C., & Reichard, J. (2007). *Environmental Geology*. United States: McGraw Hill.
- Naghetini, M. (2012). *Introdução à Hidrologia Aplicada*. Belo Horizonte: UFMG. Obtido de https://www.researchgate.net/profile/Mauro_Naghetini/publication/306959699_Introducao_a_Hidrologia_Aplicada_ApostilaSebentaDraft/links/57c08ab808aeb95224d4a362/Introducao-a-Hidrologia-Aplicada-Apostila-Sebenta-Draft.pdf
- Naghetini, M., & Portela, M. M. (2011). *Probabilidade e Estatística aplicadas à Hidrologia*. Lisboa: IST. Obtido de http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/Mod_hid/Teoria/Cap%C3%ADtulo%20HE%20Final%20PT.pdf
- Nalluri, C., & Featherstone, R. (2001). *Civil engineering hydraulics: essential theory with worked examples*. Wiley-Blackwell.
- NETeF. (2012). *Análise Dimensional e Semelhança*. São Paulo, Brasil: USP. Obtido de <http://www2.eesc.usp.br/netef/Oscar/Aula23>
- Netto, A. (1998). *Manual de Hidraulica*. Edgard Blucher Ltda.
- Oliveira, R. J. (2007). *Cavitação: Como entender este fenômeno? Como identificar?* Minas Gerais: MGS - Tecnologia.
- Oliveira, R. P. (2009). *Caracterização geomorfológica de uma bacia hidrográfica*. Lisboa: IST. Obtido de https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779573911187/IST_HRH_200910_Trab1_v1.pdf
- Pacífico, A. L. (2016). *Introdução à Cinemática dos Fluídos*. São Paulo, Brasil: USP.
- Pelaez, J. R. (1978). *Calculo Hidrometeorologico de Caudales Maximos en Pequeñas Cuencas Naturales*. Espanha: Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo.
- Peterka, A. J. (1958). *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*.
- Pinho, J. L., Vieira, J. M., & Lima, M. M. (2011). *Apontamentos para as Aulas de Hidráulica Geral I & II*. Minho: Universidade do Minho.
- Pontes, J. d., & Mangiavacchi, N. (2013). *Fenômenos de Transferência Com Aplicações às Ciências Físicas e à Engenharia* (Vol. I). Rio de Janeiro: UFRJ.
- Pordeus, R. V. (2015). *Nota de Aula: Fenômenos de Transporte. Mecânica dos Fluidos. Tipos de Regime de Escoamento*. Rio Grande do Norte, Brasil: UFERSA. Obtido de <http://www2.ufersa.edu.br/portal/view/uploads/setores/111/CAP%20V%20TIPOS%20E%20REGIME%20DE%20ESCOAMENTO.pdf>
- Portela, M. M. (2005). *Modelação Hidrológica*. Lisboa: IST. Obtido de http://www.civil.ist.utl.pt/~mps/Mod_hid/Teoria/teoria%202007%20para%20jpg.pdf
- Porto, R. L., & Filho, K. Z. (2005). *PHD 2307 - Hidrologia Aplicada*. São Paulo: Escola Politécnica da USP. Obtido de www.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id_arq=6535
- Porto, R. L., Filho, K. Z., & Marcellini, S. S. (1999). *PHD 307- Hidrologia Aplicada*. São Paulo: USP. Obtido de www.pha.poli.usp.br/LeArq.aspx?id_arq=7814
- Possas, M. (2 de novembro de 2011). *Água: uso consuntivo e não-consuntivo*. Obtido de Fonte Hídrica: <http://fontehidrica.blogspot.com/2011/11/agua-uso-consuntivo-e-nao-consuntivo.html>
- Prada, S., Perestrelo, A., Sequeira, M., Nunes, A., Figueira, C., & Cruz, J. V. (2005). Disponibilidades Hídricas da Ilha da Madeira. *AQUAMAC - Técnicas y métodos para la gestion sostenible del agua en la Macaronesia*, 261-294. Obtido de

- https://geodiversidade.madeira.gov.pt/images/documentos/Publicacoes/Madeira/Disponibilidades_Hidricas_da_Ilha_da_Madeira.pdf
- Queiroz, G. (2017). *Vertedores*. Minas Gerais, Brasil: UFOP. Obtido de <http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~gilbertoqueiroz/CIV225-Vertedores.pdf>
- Quintela, A. C. (1996). *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Lisboa: IST. Obtido em 4 de março de 2017, de http://www3.uma.pt/sprada/documentos/aulas/Hidrologia_Recursos_Hidricos/biblio/HRH_Quintela.pdf
- Quintela, A. d. (2005). *Hidráulica* (9ª ed.). Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Ramalho, F. J., Nicolau, G. F., & Toledo, P. A. (2015). *Os Fundamentos da Física* (11ª ed.). São Paulo, Brasil: Moderna.
- Rijo, M. (2010). *Canais de Adução - Projecto, Operação, Controlo e Modernização* (1ª ed.). Lisboa: Edições Sílabo.
- Rodrigues, C. M., Moreira, M., & Guimarães, R. C. (2011). *Apontamentos para as aulas de hidrologia*. Évora: Departamento de Engenharia Rural. Obtido de https://dspace.uevora.pt/rdpc/bitstream/10174/4721/1/Apontamentos_hidrologia.pdf
- Rodrigues, S. P. (2017). *Aplicação de metodologias SIG à avaliação da perigosidade de inundação fluvial. O caso da cidade de Tomar (estudos preliminares)*. Tomar: Instituto Politécnico de Tomar. Obtido de <https://comum.rcaap.pt/bitstream/10400.26/.../relatorio%20Sergio%20Rodrigues.pdf>
- Sansone, E. C. (2014). *Porosidade das Rochas*. Brasil: USP. Obtido de https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/1678273/mod_resource/content/1/03%20-%20PMI1673%20-%202014%20-%20Porosidade%20das%20Rochas.pdf
- Silva, G. Q. (2014). *Estudo dos Orifícios e Bocais*. Minas Gerais, Brasil: UFOP.
- Simões, J. G. (2011). *Condutos livres. escoamento uniforme em canais*. São Paulo, Brasil: Unisanta.
- Smith, H. (1886). *Hydraulics: The Flow of Water Through Orifices, Over Weirs, and Through Open Conduits and Pipes*. Truebner and co.
- SNIRH. (2018). *Sistemas Aquíferos*. Obtido de SNIRH: <https://snirh.apambiente.pt/index.php?idMain=4&idItem=3&idSubtem=link2>
- Soares Júnior, R. L. (2013). *Projeto Conceitual de uma Turbina Hidráulica a ser Utilizada na Usina Hidrelétrica Externa de Henry Borden*. Rio de Janeiro: UFRJ.
- Soares, A. S. (2014). *Análise Experimental das Condições de Escoamento Superficial em Zonas Urbanas na Presença de Viaturas*. Lisboa: UNL.
- Soares, H. (2011). *Hidráulica Geral*. Minas Gerais, Brasil: UFJF. Obtido de <http://slideplayer.com.br/slide/5382800/>
- Sousa, E. R. (2001). *Saneamento Ambiental I. Captações de água*. Lisboa: IST. Obtido de https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779573893840/AG_Captacoes.pdf
- Tavares, I. T. (2014). *A Influência de Difusor na Eficiência de uma Turbina Hidráulica*. Brasília, DF: UnB.
- Teixeira, E. (2003). *Previsão dos valores de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico*. Rio Grande do Sul, Brasil: UFRGS.

- UALG. (2018). *Guia do princípio de Arquimedes*. Obtido de UALG. Guias: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Impuls%C3%A3o>
- UEL. (2017). *Resumo de Hidráulica - Introdução*. Obtido de ebah: <http://www.ebah.pt/content/ABAAAACkAF/resumo-hidraulica-introducao?part=3>
- UN/SA Population Division. (2015). *World Population Prospects: The 2015 Revision*. New York: UN. Obtido de https://esa.un.org/unpd/wpp/publications/files/key_findings_wpp_2015.pdf
- Universidade Federal do ABC. (2013). *Alimentação via turbo-bombas*. Universidade Federal do ABC. Obtido de <https://pt.slideshare.net/edpackness/liquid-propellant-rocket-engine-motor-foguete-liquido-part1>
- UTFPR. (2005). *Hidrologia. Capítulo 5 - Medição de Vazão*. Curitiba, Paraná, Brasil: UTFPR. Obtido de http://paginapessoal.utfpr.edu.br/eudesarantes/disciplinas/hidrologia/Medicao_davazao.pdf/at_download/file.
- Vasconcelos, M. M. (2005). *Hidráulica Geral I*. Évora: Universidade de Évora.
- Villa, A. A. (2011). *Análise Dimensional e Semelhança*. Pernambuco, Brasil: UFPEP.
- White, H. E. (1948). *Modern College Physics*. van Nostrand.
- Winck, N. B. (2015). *Avaliação hidrogeológica, hidroquímica e da ocorrência de Ferro e Manganês nas águas subterrâneas do distrito de Ipiranga, região noroeste do município de Gravataí*. Porto Alegre: UFRGS. Obtido de <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/170419/001052403.pdf?sequence=1>