

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 práticas
Autores	Sérgio António Neves Lousada Rafael Freitas Camacho
Editora	Universidade da Madeira
Edição	1ª
Ano da edição	2018
Volumes	I
ISBN	978-989-8805-35-5
Suporte	Eletrónico
Formato	PDF

Índice

ENUNCIADOS.....	15
Capítulo 1 - Ciclo Hidrológico.....	17
Capítulo 2 - Bacias Hidrográficas.....	19
Capítulo 3 - Balanço Hidrológico de uma Bacia Hidrográfica.....	21
Capítulo 4 - Precipitação.....	23
Capítulo 5 - Escoamento Superficial.....	25
5.1 Escoamento sobre um plano inclinado.....	25
5.2 Medição do escoamento superficial.....	26
Capítulo 6 - Caudais.....	31
6.1 Estudo de caudais.....	31
6.2 Estudo das curvas de caudais.....	31
6.3 Aproveitamento de energia (ou outros fins).....	34
Capítulo 7 - Estudo das Cheias.....	41
7.1 Hidrogramas de cheia.....	41
Capítulo 8 - Efeito Regularizador de uma Albufeira no Amortecimento da Ponta de Cheia.....	51
8.1 Efeito das albufeiras nas cheias.....	51
8.2 Processo.....	52
8.3 Dados de Entrada.....	52
8.4 Cálculos.....	54
8.5 Propriedades Gráficas.....	56
Capítulo 9 - Evaporação e Evapotranspiração.....	59
Capítulo 10 - Água No Solo.....	61
Capítulo 11 - Água Subterrânea.....	63
SOLUÇÕES.....	65
Capítulo 1 - Ciclo Hidrológico.....	67
Capítulo 2 - Bacias Hidrográficas.....	69
Capítulo 3 - Balanço Hidrológico de uma Bacia Hidrográfica.....	73
Capítulo 4 - Precipitação.....	75
Capítulo 5 - Escoamento Superficial.....	77
Capítulo 6 - Caudais.....	79
Capítulo 7 - Estudo das Cheias.....	89
Capítulo 8 - Efeito Regularizador de uma Albufeira no Amortecimento da Ponta de Cheia.....	99
Capítulo 9 - Evaporação e Evapotranspiração.....	101
Capítulo 10 - Água No Solo.....	103
Capítulo 11 - Água Subterrânea.....	105
TRABALHOS PRÁTICOS.....	109
Introdução.....	111
Trabalho Prático N.º 1: Método da Dupla Acumulação.....	113
Trabalho Prático N.º 2: Precipitação Anual Média.....	115
Trabalho Prático N.º 3: Precipitações Intensas. Linha de Possibilidade Udométrica.....	117
Trabalho Prático N.º 4: Escoamento Anual Médio e Curva de Duração.....	119
Trabalho Prático N.º 5: Evapotranspiração e Dotações de Rega.....	125
Trabalho Prático N.º 6: Infiltração.....	127
Trabalho Prático N.º 7: Caudal de Ponta de Cheia.....	129

Trabalho Prático N.º 8: Interpretação de Ensaio de Bombagem.....	133
REFERÊNCIAS	135

Índice de Figuras

Figura 1 - Udograma.	23
Figura 2 - Exemplo de plano inclinado.	25
Figura 3 - Descarregadores de parede delgada: a) descarregador retangular; b) descarregador triangular; c) corte normal às arestas do entalhe.....	27
Figura 4 - Exemplo do trecho de um rio para utilização de traçadores.....	29
Figura 5 - Curva de vazão.	31
Figura 6 - Curva de caudais cronológicos instantâneos.	32
Figura 7 - Curva de caudais cronológicos médios.	32
Figura 8 - Curva de caudais classificados.	33
Figura 9 - Circuito hidráulico.	34
Figura 10 - Curva de caudais classificados.	35
Figura 11 - Curva característica hidrológica.	36
Figura 12 - Curva de concentração.	36
Figura 13 - Estudo de regularização do curso de água.	37
Figura 14 - Curva de caudais cronológicos.	38
Figura 15 - Curva de caudais classificados.	38
Figura 16 - Hidrograma de Cheia (escoamento relativo a uma precipitação intensa em função do tempo).....	41
Figura 17 - Tempo de precipitação unitário.	41
Figura 18 - Escoamento da precipitação unitário.	42
Figura 19 - Construção de um hidrograma de cheia a partir do hidrograma unitário.	42
Figura 20 - Construção de um hidrograma em S.....	43
Figura 21 - Método de Giandotti.	44
Figura 22 - Hidrograma unitário.....	45
Figura 23 - Distribuição temporal da chuvada.	46
Figura 24 - Hidrograma unitário.....	46
Figura 25 - Precipitação B.	46
Figura 26 - Precipitação C.....	46
Figura 27 - Hidrograma de cheia.	47
Figura 28 - Hidrograma em S.	47
Figura 29 - Hidrograma de cheia.....	48
Figura 30 - Hidrograma de cheia.	48
Figura 31 - Hidrograma.....	49
Figura 32 - Análise do hidrograma.	51
Figura 33 - Amortecimento de cheia.....	56
Figura 34 - Amortecimento de cheia.....	58
Figura 35 - Representação gráfica do perfil longitudinal e dos respetivos declives calculados.....	71
Figura 36 - Curva de caudais cronológicos.	80
Figura 37 - Curva de caudais integrais ou acumulados.....	80
Figura 38 - Curva de caudais classificados.	81
Figura 39 - Curva característica hidrológica.	81
Figura 40 - Curva de concentração.	82
Figura 41 - Curva característica hidrológica.	83
Figura 42 - Área do diagrama de caudais classificados.	84
Figura 43 - Curva $q(Q)$	85
Figura 44 - Avaliação económica.	85

Figura 45 - Curva de concentração.	86
Figura 46 - Curva de concentração e volume realmente consumido pela instalação.	87
Figura 47 - Curva de caudais classificados e caudal instalado.	88
Figura 48 - Chuvada com a mesma duração e com o dobro da intensidade.....	89
Figura 49 - Chuvada com a mesma intensidade e com o dobro da duração.	89
Figura 50 - Chuvada com o dobro da intensidade e com uma duração de 4 horas.	90
Figura 51 - Distribuição temporal da chuvada.	90
Figura 52 - Chuvada com distribuição temporal de 3A+A.	90
Figura 53 - Hidrograma de cheia resultante da precipitação B.....	91
Figura 54 - Hidrograma de cheia resultante da precipitação C.....	91
Figura 55 - HU para o hidrograma de cheia dado.	92
Figura 56 - Hidrograma em “S”.....	92
Figura 57 - HU para o hidrograma em “S” dado.	93
Figura 58 - Hidrograma de cheia pelo Método de Giandotti.	94
Figura 59 - Hidrograma de cheia completo.....	95
Figura 60 - Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas IDF (adaptada de R. Matos e M. Silva, 1986).	118
Figura 61 - Carta de isolinhas do escoamento anual médio.....	120
Figura 62 - Carta de solos.	121
Figura 63 - Carta de temperaturas.	121
Figura 64 - Curvas regionais.	122
Figura 65 - Curvas de duração média anual do escoamento para rios portugueses.	123

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Dados da bacia hidrográfica.....	19
Tabela 2 - Número de cursos de água da ordem i.	19
Tabela 3 - Dados do perfil longitudinal.	19
Tabela 4 - Dados do hietograma.	23
Tabela 5 - Valores de a e de a' em função de b/B	28
Tabela 6 - Valores kb em função de b/B	28
Tabela 7 - Fator K para o cálculo de $L0$	30
Tabela 8 - Método de Giandotti.	44
Tabela 9 - Método de Giandotti (coeficientes).	45
Tabela 10 - Características da bacia hidrográfica.	47
Tabela 11 - Volumes armazenados.	57
Tabela 12 - Temperatura média mensal (T) e isolamento média diária (n).	59
Tabela 13 - Organização dos dados para o cálculo da altura média.....	69
Tabela 14 - Cálculo da relação de bifurcação.	70
Tabela 15 - Organização dos dados para o cálculo do declive equivalente.	70
Tabela 16 - Cálculo da intensidade média da precipitação em intervalos de 30 minutos.	75
Tabela 17 - Curva de caudais cronológicos.....	79
Tabela 18 - Curva de caudais integrais ou acumulados.	79
Tabela 19 - Curva de caudais classificados.	79
Tabela 20 - Curva característica hidrológica.	79
Tabela 21 - Curva de concentração.	79
Tabela 22 - Construção da curva de caudais classificados.....	82
Tabela 23 - Cálculo de Q	82
Tabela 24 - Cálculo de q	84
Tabela 25 - Cálculo de V	86
Tabela 26 - Coeficientes.....	93
Tabela 27 - Pontos para construção do hidrograma de cheia.	94
Tabela 28 - Pontos para construção do hidrograma de cheia.	94
Tabela 29 - Hidrogramas.....	97
Tabela 30 - Estudo do amortecimento da ponta de cheia.	99
Tabela 31 - Estimativa da evapotranspiração potencial mensal e anual através do método de Turc.	101
Tabela 32 - Estimativa da evapotranspiração potencial mensal e anual através do método de Thornthwaite.....	101
Tabela 33 - Perda de carga Δh	105
Tabela 34 - Resistência hidráulica horizontal.	105
Tabela 35 - Resistência hidráulica vertical.	105
Tabela 36 - Transmissividade.....	106
Tabela 37 - Caudal específico (horizontal).	106
Tabela 38 - Permeabilidade equivalente (horizontal).	106
Tabela 39 - Precipitação anual (mm) numa estação A e média das precipitações.	114
Tabela 40 - Precipitação anual média para cada estação.....	115
Tabela 41 - Isoietas.	116
Tabela 42 - Precipitação diária máxima anual.....	118
Tabela 43 - Quocientes entre as precipitações máximas de curta duração e a precipitação diária máxima.....	118

Tabela 44 - Precipitação anual média no posto meteorológico mais próximo do centro da bacia.....	124
Tabela 45 - Exploração agrícola a uma latitude de 42ºN.....	126
Tabela 46 - Precipitação e temperatura média mensal.	126
Tabela 47 - Insolação astronómica média diária (h) (Hipólito & Vaz, 2011).	126
Tabela 48 - Resultados do ensaio.	127
Tabela 49 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas urbanas (adaptado de Chow, 1964).	130
Tabela 50 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas agrícolas (adaptado de Chow, 1964).	130
Tabela 51 - Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (Wright-McLaughlin, 1969).	131
Tabela 52 - Ensaio de bombagem 1.....	134
Tabela 53 - Ensaio de bombagem 2.....	134

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>

ENUNCIADOS

Capítulo 1 - Ciclo Hidrológico

EXERCÍCIOS

1.1. O volume total da água doce existente no globo terrestre é de cerca de $35 \times 10^6 \text{ km}^3$. Desse volume, sensivelmente 30% reside em média 1400 *anos* nos aquíferos e 0.006% reside em média 16 *dias* nos rios. Calcule o volume médio de renovação anual nos dois reservatórios (aquíferos e rio) e, com base no resultado obtido, refira de qual dos reservatórios se poderá utilizar de modo permanente (maior quantidade de água).

1.2. O escoamento anual médio dos continentes é cerca de 316 *mm*. Sabendo que a área dos continentes é $150 \times 10^6 \text{ km}^2$ e que o escoamento do rio Amazonas corresponde a cerca de 12% do total, estime o caudal médio anual do referido rio em m^3/s .

1.3. Em Portugal Continental, com cerca de 89000 km^2 de área e 10000000 *habitantes*, o abastecimento público de água é em média cerca de 200 *L/hab/dia*. Estime em *mm/ano* o volume anual de água abastecido.

Capítulo 2 - Bacias Hidrográficas

EXERCÍCIOS

2.1. Em determinada bacia hidrográfica obtiveram-se os seguintes elementos para análise do relevo:

Tabela 1 - Dados da bacia hidrográfica.

Cota (m)	204	220	240	260	280	300	306
Área (km ²)	23.05	22.84	16.81	9.32	2.07	0.57	0.00

Calcule a altura média da bacia hidrográfica.

2.2. A área de determinada bacia hidrográfica é 102 km² e a soma dos desenvolvimentos de todos os seus cursos de água é 300 km, numa dada escala cartográfica. Estime o percurso médio de escoamento sobre o terreno.

2.3. Na tabela seguinte apresenta-se a contagem do número de segmentos de cursos de água de cada ordem, segundo a classificação de Strahler

Tabela 2 - Número de cursos de água da ordem *i*.

Ordem, <i>i</i>	1	2	3	4	5
Número, <i>N_i</i>	139	46	11	3	1

Determine a razão de bifurcação média.

2.4. Para o traçado do perfil longitudinal de determinado curso de água, determinaram-se os seguintes pontos:

Tabela 3 - Dados do perfil longitudinal.

Distância à secção de referência (km)	0	2	4	7
Cota (m)	103	110	130	205

Determine o declive médio e declive equivalente do curso de água.

Capítulo 3 - Balanço Hidrológico de uma Bacia Hidrográfica

EXERCÍCIOS

3.1. Numa bacia hidrográfica com 100 km^2 de área, para a qual são transferidos de uma bacia vizinha cerca de 8 hm^3 por mês, a precipitação e o escoamento em determinado ano hidrológico foram de 1000 mm e 1300 mm , respetivamente. Estime em mm o valor da evapotranspiração real nesse ano. Justifique.

3.2. Pretende-se transferir água de uma bacia hidrográfica com 100 km^2 de área para uma bacia vizinha. Sabendo que a precipitação e a evapotranspiração anuais médias na bacia de origem são respetivamente de 1000 mm e 700 mm , estime o máximo caudal médio transferível em m^3/s . Justifique.

3.3. Os valores anuais médios da precipitação e do défice do escoamento numa bacia hidrográfica com a área de 40 km^2 foram estimados em 1500 mm e 850 mm , respetivamente. Determine o caudal anual médio na secção de referência da referida bacia em m^3/s .

Capítulo 4 - Precipitação

EXERCÍCIOS

4.1. A figura abaixo representa um registo diário de um udógrafo de sifão. Sabendo que a escala vertical corresponde a 10 mm de precipitação, estime a precipitação nesse dia.

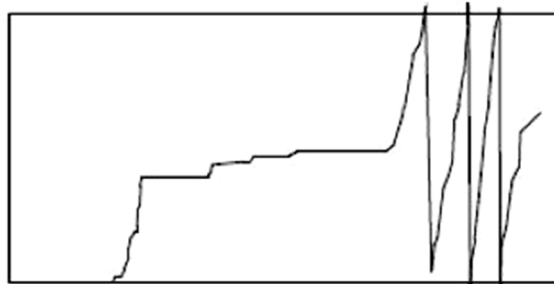


Figura 1 - Udograma.

4.2. O hietograma acumulado de determinada precipitação é representado na seguinte tabela:

Tabela 4 - Dados do hietograma.

<i>t (min)</i>	0	10	20	30	40	50	60
<i>P (mm)</i>	0	15	35	41	45	47	47

Determine a máxima intensidade média da precipitação, I (mm/h), em meia hora.

4.3. Em três postos udométricos com áreas de influência de 10, 20 e 30 km² sobre determinada bacia hidrográfica registaram-se em dado período de tempo precipitações de 12 mm, 18 mm e 23 mm, respetivamente. Estime pelo método de Thiessen a precipitação sobre a bacia nesse período de tempo.

Capítulo 5 - escoamento Superficial

APOIO TEÓRICO

5.1 escoamento sobre um plano inclinado

Considere-se um plano inclinado (Figura 2), de largura indefinida e impermeável, sobre o qual ocorre uma precipitação com intensidade igual a p (Hipólito & Vaz, 2011).

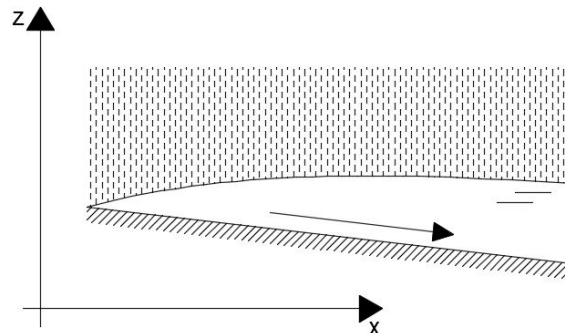


Figura 2 - Exemplo de plano inclinado.

Admita-se que o **caudal por unidade de largura**, q (m^2/s), é definido por

$$q = \alpha h^m$$

Onde h representa a altura do escoamento e, quando se considere a fórmula de Manning-Strickler,

$$\alpha = K_S S_f^{\frac{1}{2}}$$

$$m = \frac{5}{3}$$

ou, quando se considere a fórmula de Chézy:

$$\alpha = C S_f^{\frac{1}{2}}$$

$$m = \frac{3}{2}$$

Embora o escoamento nas encostas naturais seja turbulento e muito tortuoso, para o escoamento laminar sobre o plano inclinado, obter-se-ia:

$$\alpha = \frac{\gamma}{2\mu} S_f$$

$$m = 3$$

onde γ representa o peso volúmico da água, e μ , a sua viscosidade dinâmica. Verifica-se deste modo que o expoente m , para o escoamento sobre um plano inclinado, deverá variar entre 1.5 e 3.0 (Hipólito & Vaz, 2011). S_f representa a inclinação.

Designa-se por **tempo de concentração** (t_c) é o tempo que decorre desde o início de uma precipitação com intensidade constante e duração indefinida até que o escoamento que teve início nesse instante atinja a secção terminal do plano. Pode ser calculado pela fórmula:

$$t_c = \left(\frac{L}{\alpha p^{m-1}} \right)^{\frac{1}{m}} \text{ ou } t_c = \frac{h_L}{p}$$

Em que:

L é a distância percorrida (m);

p é a intensidade da precipitação (m/h);

$h_L = h(L, t_c)$ representa a altura máxima do escoamento na secção terminal do plano.

A equação anterior mostra que o tempo de concentração para uma precipitação de intensidade constante é tanto maior quanto maior for a rugosidade do plano (menores K_S ou C), quanto menor for o declive do plano, quanto maior for o comprimento do plano e quanto menor for a intensidade de precipitação (Hipólito & Vaz, 2011). Para uma dada altura do escoamento, os dois primeiros fatores correspondem a uma menor **velocidade média**:

$$u = \frac{q}{h} = \alpha h^{m-1}$$

O **máximo caudal** é atingido quando a duração da precipitação, com intensidade constante, é pelo menos igual ao tempo de concentração, e o seu valor é:

$$q_{max} = pL$$

5.2 Medição do escoamento superficial

Em recursos hídricos designa-se o volume de água que atravessa determinada secção transversal de um curso de água, num dado intervalo de tempo por **escoamento** nessa secção durante o referido intervalo de tempo. Assim, o volume de água que se escoar, num dia, num mês ou num ano em determinada secção refere-se respetivamente por **escoamento diário**, **escoamento mensal** ou **escoamento anual**. Frequentemente, o volume de água é dividido pela área da bacia hidrográfica donde provém, passando a exprimir-se como uma altura de água uniformemente distribuída na bacia. Deste modo, pode comparar-se ou relacionar-se com outras grandezas, como a precipitação ou a evaporação no mesmo intervalo de tempo, que também se exprimam em altura (Hipólito & Vaz, 2011).

Designa-se por **caudal médio** em determinado intervalo de tempo o resultado da divisão do escoamento expresso em volume pelo intervalo de tempo durante o qual

ocorreu, obtendo-se em correspondência com o escoamento diário, mensal ou anual, o **caudal médio diário**, **mensal** ou **anual** (Hipólito & Vaz, 2011).

Descarregadores de parede delgada

Em canais de pequena dimensão, como os que se utilizam na rega e drenagem de campos agrícolas, ou em pequenos cursos de água, o caudal mede-se com alguma frequência com recurso a descarregadores de parede delgada, retangulares e triangulares, como os que se ilustram na Figura 3 (Hipólito & Vaz, 2011).

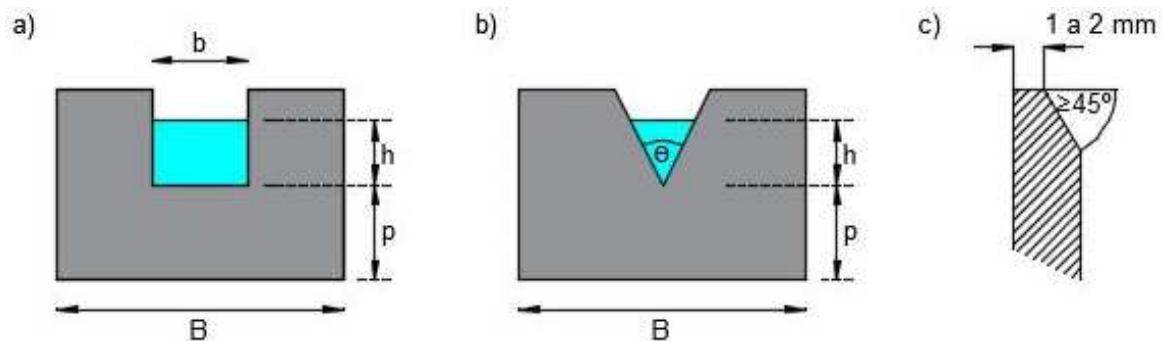


Figura 3 - Descarregadores de parede delgada: a) descarregador retangular; b) descarregador triangular; c) corte normal às arestas do entalhe.

A equação de um descarregador retangular de parede delgada, em funcionamento livre, com o arejamento da veia líquida garantido em todo o contorno, segundo Kindsvater e Carter (ISO, 2008), é:

$$Q = C \frac{2}{3} \sqrt{2g} (b + k_b) (h + k_h)^{\frac{3}{2}}$$

Onde:

Q é o caudal que atravessa em regime permanente o descarregador (m^3/s);

C é o coeficiente de vazão do descarregador (-);

g é a aceleração da gravidade (m^2/s);

b é a largura do entalhe retangular (m);

h é a carga sobre a crista do descarregador (m);

k_b e k_h (m) são parâmetros para a compensação de efeitos de viscosidade e da tensão superficial. Designa-se os fatores $b + k_b$ e $h + k_h$ por largura efetiva e por carga efetiva, respetivamente.

O coeficiente de vazão (C) que é uma função de b/B e de h/p , onde B é a largura do canal retangular a montante do descarregador, e p é a altura da parede delgada desde o fundo do canal até á base do entalhe, é definido por

$$C = a \left(\frac{b}{B} \right) + a' \left(\frac{b}{B} \right) \frac{h}{p}$$

onde a e a' são funções de b/B determinadas experimentalmente, como aliás o próprio coeficiente de vazão C . Na Tabela 5 apresentam-se os valores de a e a' (Hipólito & Vaz, 2011).

Tabela 5 - Valores de a e de a' em função de b/B .

$\frac{b}{B}$	a	a'
1.0	0.602	0.075
0.9	0.598	0.064
0.8	0.596	0.045
0.7	0.594	0.030
0.6	0.593	0.018
0.5	0.592	0.010
0.4	0.591	0.0058
0.2	0.589	-0.0018
0.0	0.587	-0.0023

Para valores de b/B diferentes dos apresentados na Tabela 5 determinam-se os correspondentes valores de a e a' por interpolação (Hipólito & Vaz, 2011). Alternativamente, podem ser utilizadas as seguintes expressões polinomiais, que resultaram de ajustamento aos valores da referida Tabela 5:

$$a = 0,0367 \left(\frac{b}{B}\right)^4 - 0,0507 \left(\frac{b}{B}\right)^3 + 0,0218 \left(\frac{b}{B}\right)^2 + 0,0072 \left(\frac{b}{B}\right) + 0,587$$

$$a' = -0,2252 \left(\frac{b}{B}\right)^4 + 0,4608 \left(\frac{b}{B}\right)^3 - 0,189 \left(\frac{b}{B}\right)^2 + 0,0320 \left(\frac{b}{B}\right) - 0,0026$$

Na Tabela 6 apresentam-se os valores de k_b em função de b/B (ISSO, 2008) (Hipólito & Vaz, 2011).

Tabela 6 - Valores k_b em função de b/B .

$\frac{b}{B}$	k_b
1.0	-0.9
0.8	4.2
0.6	3.6
0.4	2.7
0.2	2.4
0.0	2.4

Para valores de b/B diferentes dos apresentados na Tabela 6, determinam-se os correspondentes valores de k_b por interpolação. Alternativamente, pode ser utilizada a seguinte expressão polinomial que resultou de ajustamento aos valores da referida Tabela 6:

$$k_b = -85,938 \left(\frac{b}{B}\right)^5 + 140,63 \left(\frac{b}{B}\right)^4 - 76,563 \left(\frac{b}{B}\right)^3 + 20,625 \left(\frac{b}{B}\right)^2 - 2,05 \left(\frac{b}{B}\right) + 2,4$$

De onde resulta k_b em mm . De acordo com os resultados experimentais, k_h tem o valor constante de $0.001 m$ (Hipólito & Vaz, 2011).

Traçadores químicos

Quando os locais de medição não aconselham a utilização de qualquer outro método, porque as alturas de escoamento são muito baixas, ou porque a velocidade ou a turbulência do escoamento são muito elevadas, têm sido utilizados traçadores químicos para a estimação do caudal em determinada secção de um curso de água (Figura 4). Neste método, injeta-se numa secção de montante uma solução com concentração do soluto conhecida e monitoriza-se numa secção de amostragem a jusante a evolução da concentração desse soluto (Hipólito & Vaz, 2011).

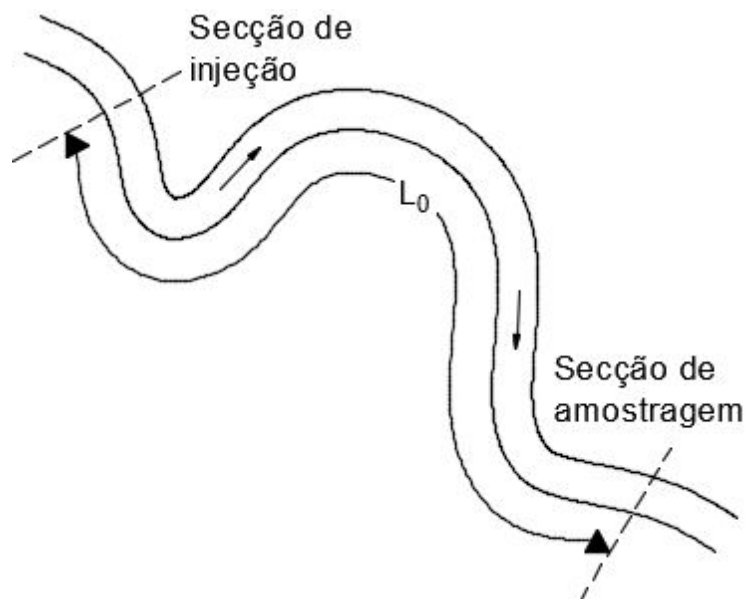


Figura 4 - Exemplo do trecho de um rio para utilização de traçadores.

A injeção pode ser feita de súbito ou uniformemente distribuída ao longo de um período de tempo e apenas num ponto, central ou marginal, ou no centro de partições iguais da largura da secção de injeção (Hipólito & Vaz, 2011).

A monitorização da concentração do soluto deve ser feita, numa secção suficientemente afastada da injeção, para que o soluto esteja já completamente diluído nessa secção transversal. Para o confirmar podem monitorizar-se três ou mais pontos da secção de amostragem (Hipólito & Vaz, 2011).

A distância L_0 entre duas secções, que no mínimo garanta a dissolução completa do soluto, pode ser estimada por (Dingman, 1994):

$$L_0 = K \frac{C \bar{B}^2}{\sqrt{g \bar{y}}}$$

Onde:

C representa o coeficiente de Chézy ($C = K_S R^{1/6}$, em $m^{1/2}/s$);

\bar{B} é a largura média do trecho (m);

\bar{y} é a profundidade média do trecho (m);

g é a aceleração da gravidade (m^2/s);

K é o fator que depende do número de pontos e locais de injeção na secção de montante (Tabela 7).

Tabela 7 - Fator K para o cálculo de L_0 .

Número de pontos e locais de injeção	$K (-)$
1 ponto no centro da secção	0.500
2 pontos, um no centro de cada metade da largura	0.125
3 pontos, um no centro de cada terço da largura	0.055
1 ponto na margem da secção	2.000

A substância utilizada como traçador deve ser facilmente solúvel, ter nula ou baixa concentração no escoamento no trecho em análise, não ser quimicamente reativa ou fisicamente absorvível pelas substâncias orgânicas ou minerais existentes no trecho, ser facilmente detetável mesmo em concentrações reduzidas, ser inofensiva para o observador e para a vida aquática e ter um custo baixo. Uma das substâncias mais utilizadas tem sido o sal comum (NaCl), que pode ser facilmente detetável por calibração com a condutividade elétrica da água (Hipólito & Vaz, 2011).

Admitindo que a concentração do traçador no escoamento antes da secção de injeção é C_b , concentração de base, e que se injeta de modo permanente um caudal total Q_t onde a concentração do traçador ou soluto é C_t , quando na secção de amostragem a concentração de equilíbrio for C_e , então, o caudal na secção de amostragem, Q , será:

$$Q = Q_t \frac{C_t - C_e}{C_e - C_b}$$

EXERCÍCIOS

5.1. Sobre determinado plano inclinado, com um declive de 0.05, um desenvolvimento segundo as linhas de maior declive de 20 m e um coeficiente de Strickler de $45 m^{1/3}/s$, ocorre uma precipitação com intensidade constante de 40 mm/h. Determine o tempo de concentração do plano para essa precipitação e o caudal máximo que nele se escoou por unidade de largura.

5.2. Para medir o caudal num canal de rega, instalou-se um descarregador retangular de parede delgada, com $B = 0.5 m$, $b = 0.3 m$ e $p = 0.5 m$. Sabendo que a carga sobre a crista do descarregador era de 0.35 m, determine o caudal que o canal transportava.

5.3. Em determinado trecho de um rio, com uma largura média de 4 m, uma profundidade média de 0.15 m e um coeficiente de Chézy de $22 m^{1/2}/s$, utilizou-se a diluição de sal (NaCl) para estimar o caudal no trecho. A concentração inicial ou de base de sal no rio era de 0.1 g/L, a concentração de sal na solução injetada a meio da secção de modo contínuo era de 200 g/L, e a concentração medida na secção de amostragem era de 2 g/L. Sabendo que o caudal injetado era de 5 L/s, estime o caudal no trecho e a quantidade de sal necessária para efetuar a medição. Comente.

Capítulo 6 - Caudais

APOIO TEÓRICO

6.1 Estudo de caudais

A maior parte das grandes realizações no âmbito da Engenharia Hidráulica dizem respeito ao aproveitamento de caudais naturais. Só por isso se pode fazer uma ideia da importância do conhecimento dos caudais.

Caudal Absoluto (Q) é o volume de água que atravessa numa dada secção na unidade de tempo (m^3/s ou L/s).

Caudal específico (q), em que A é a área da região que contribui para gerar o caudal absoluto na secção - bacia hidrográfica ou de drenagem ($m^3/s/ha$; $m^3/s/km^2$; $L/s/ha$).

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

Caudal integral ou acumulado é o volume que passa numa dada secção durante um certo intervalo de tempo.

$$\int_{t_0}^{t_1} Q(t) \cdot dt = V$$

6.2 Estudo das curvas de caudais

O que se mede? Alturas de água numa determinada secção do rio (limnígrafos). Conhecendo a **curva de vazão** (relaciona as alturas de água medidas na secção do rio com os caudais correspondentes).

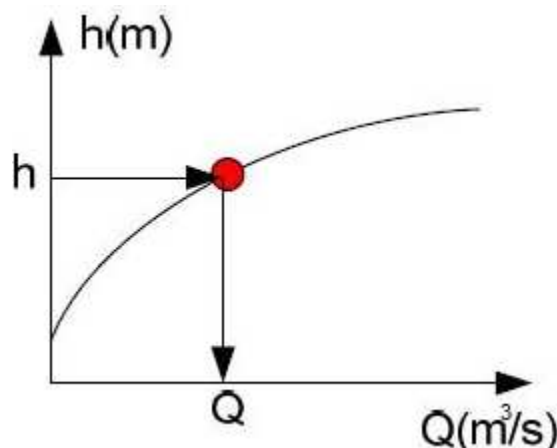


Figura 5 - Curva de vazão.

Reunindo as leituras nos limnígrafos com a curva de vazão, correspondente aquela secção do rio obtêm-se a **curva de caudais cronológicos instantâneos**.

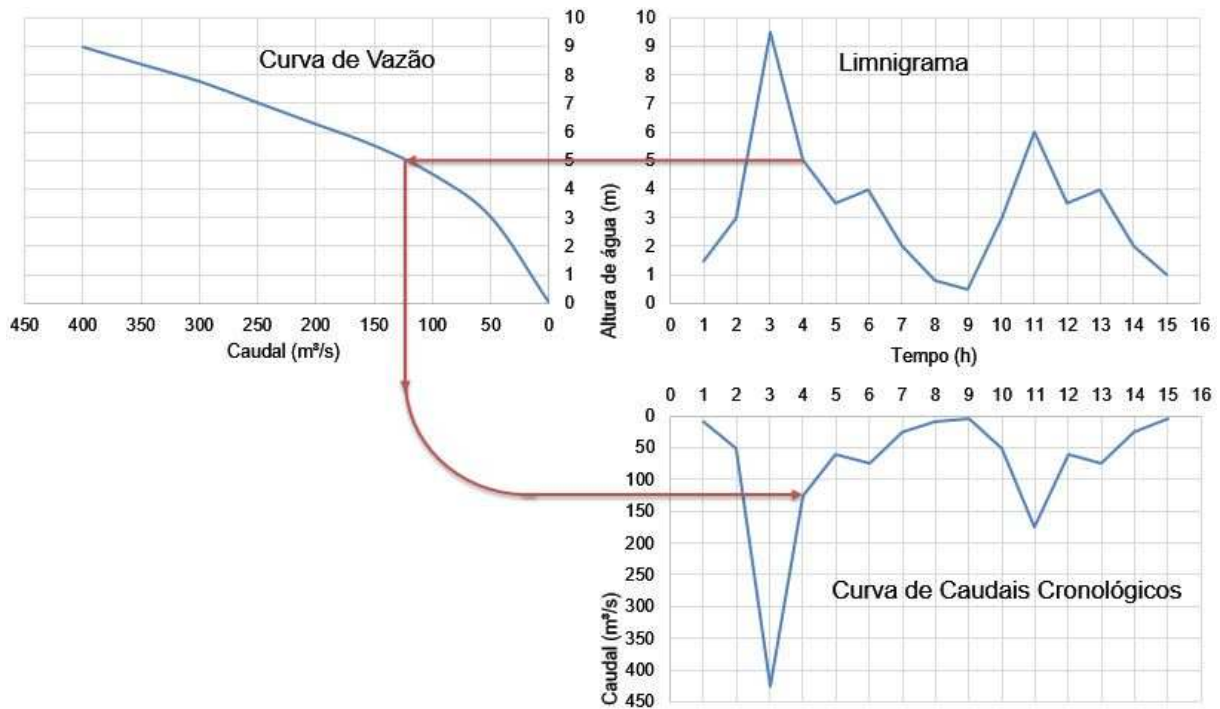


Figura 6 - Curva de caudais cronológicos instantâneos.

Curva de caudais cronológicos médios (diários, mensais ou anuais)

Para uma dada secção define-se como caudal médio (Q_m), num certo intervalo de tempo, o caudal constante que gera o mesmo volume de água no mesmo intervalo de tempo:

$$Q_m = \frac{\int_{t_0}^{t_1} Q(t) \cdot dt}{t_1 - t_0}$$

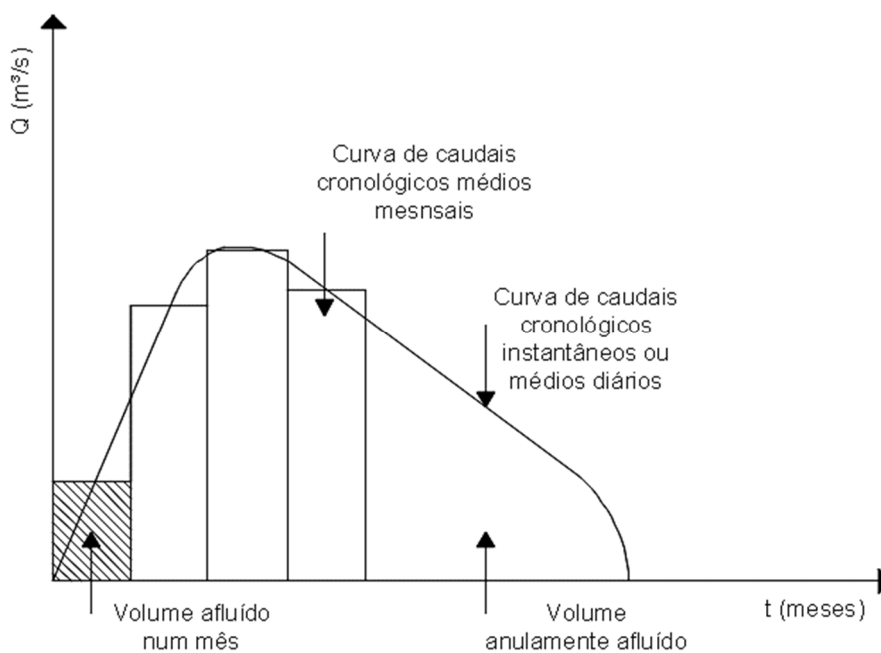


Figura 7 - Curva de caudais cronológicos médios.

O caudal médio é tal que a área do retângulo por ele definido iguala a área subentendida pelo diagrama de caudais instantâneos.

Curva de caudais classificados

É a curva que para um dado período indica o intervalo de tempo em que nesse período um determinado caudal foi ultrapassado ou igualado. Esta curva obtém-se a partir da curva de caudais cronológicos:

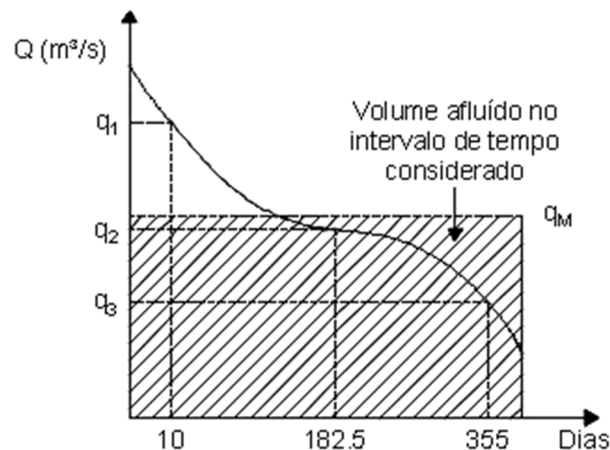
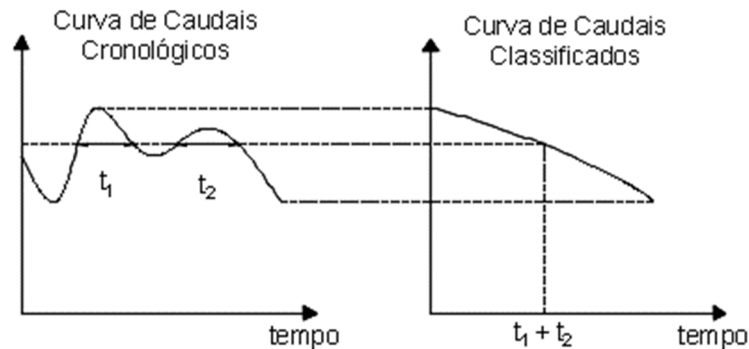


Figura 8 - Curva de caudais classificados.

Esta curva permite definir alguns parâmetros de interesse, como os **caudais característicos** (valores bem definidos da curva de caudais classificados - Figura 8):

- **Caudal semi-permanente** é o caudal igualado ou ultrapassado em 6 meses do ano (q_2);
- **Caudal característico máximo** é o caudal igualado ou ultrapassado em 10 dias do ano (q_1);
- **Caudal característico mínimo** é o caudal só não ultrapassado em 10 dias do ano (q_3);
- **Módulo dos caudais classificados ou caudal modular**: é o caudal que define um retângulo com a mesma área e base que a curva de caudais classificados (q_M).

6.3 Aproveitamento de energia (ou outros fins)

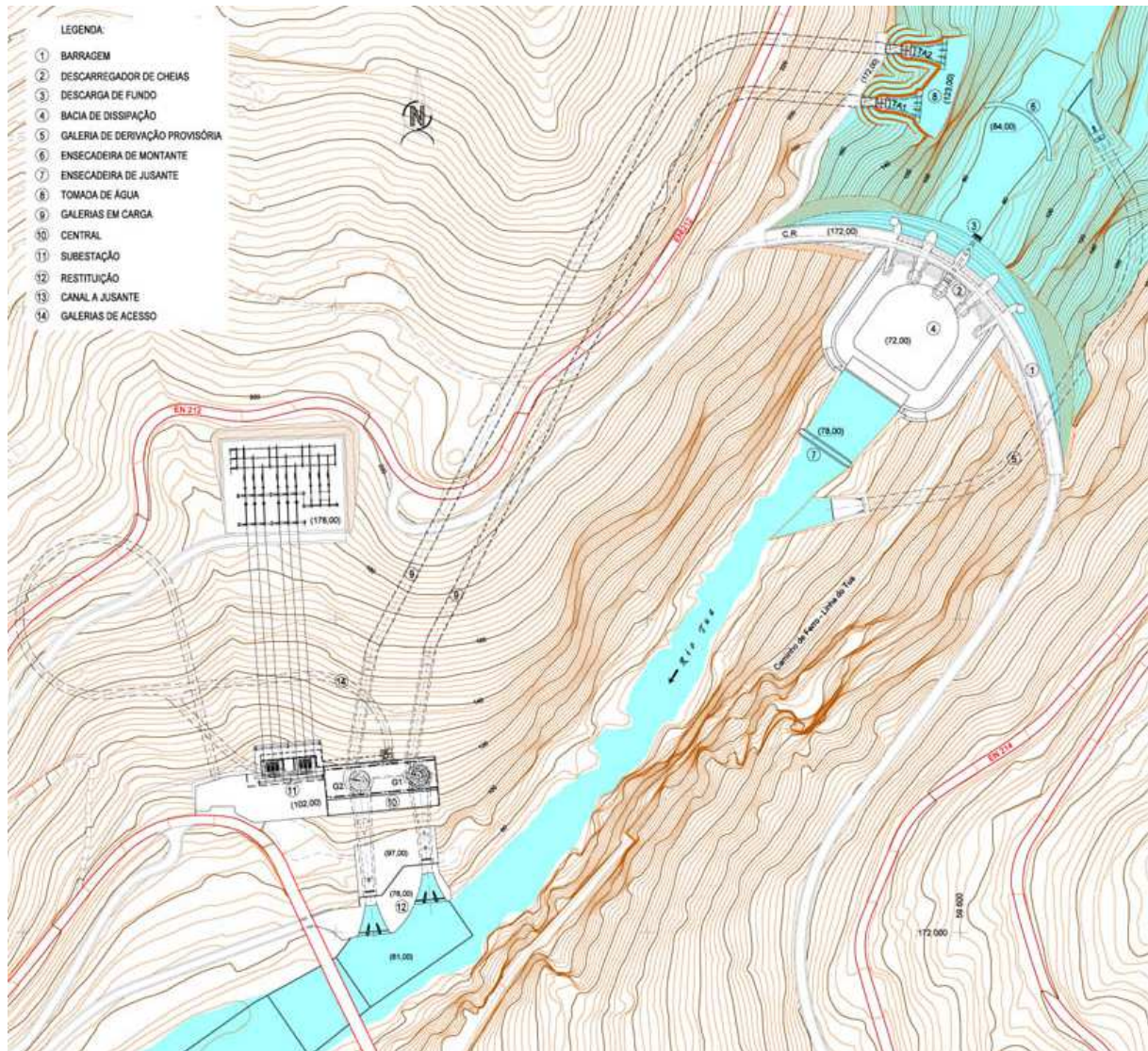


Figura 9 - Circuito hidráulico.

Circuito hidráulico (caso de produção de energia hidroelétrica):

1. Tomada de água;
2. Obras de adução;
3. Central;
4. Obras de restituição;
5. Bocal de restituição.

Tipos de Aproveitamento:

- **A fio de água:** há uma sujeição aos caudais naturais, tal como eles chegam à secção da barragem;
- **Com albufeira:** pode-se armazenar a água em excesso um determinado tempo e utilizá-la posteriormente quando necessário.

Aproveitamento a fio de água

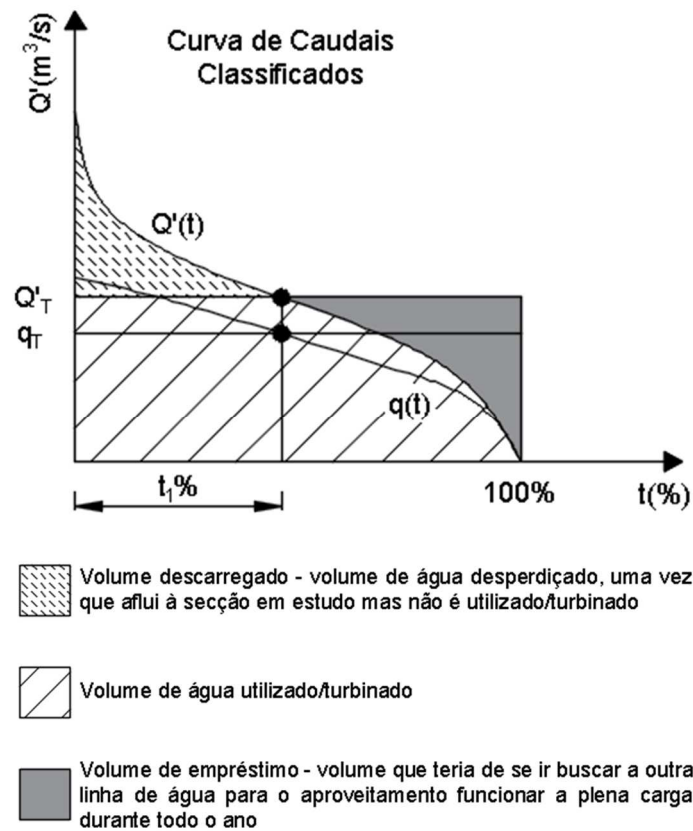


Figura 10 - Curva de caudais classificados.

$$V_{utilizado/turbinado} + V_{descarregado} = V_{afluído}$$

O funcionamento a plena carga, isto é, em que o caudal utilizado/turbinado é o máximo utilizável/turbinável, ocorre em $t_1\%$ do ano, período em que há desperdício de água; no restante tempo, $100 - t_1\%$ do tempo, o funcionamento faz-se com um caudal inferior ao máximo utilizável/turbinável, ou seja, há falta de água. Se o aproveitamento funcionasse a plena carga durante todo o período de tempo considerado de forma a consumir o mesmo volume de água que anteriormente, ter-se-ia que considerar um caudal constante q_t . Este valor designa-se por módulo dos caudais utilizáveis/turbináveis ou caudal médio utilizável/turbinável e delimita um retângulo com área igual à definida pela curva de caudais classificados situada abaixo do caudal instalado, também designada como curva dos caudais utilizados/turbinados classificados.

A cada valor do caudal instalado corresponde um módulo de caudais utilizados/turbinados, podendo definir-se uma curva, que nos fornece os caudais médios utilizáveis/turbináveis, em função dos caudais instalados, que se designa por **Curva Característica Hidrológica**, que deriva da curva de caudais classificados relativa a uma secção do rio em que se instala um aproveitamento sem capacidade de armazenamento com caudal máximo utilizável/turbinável ou caudal instalado igual a Q'_t .

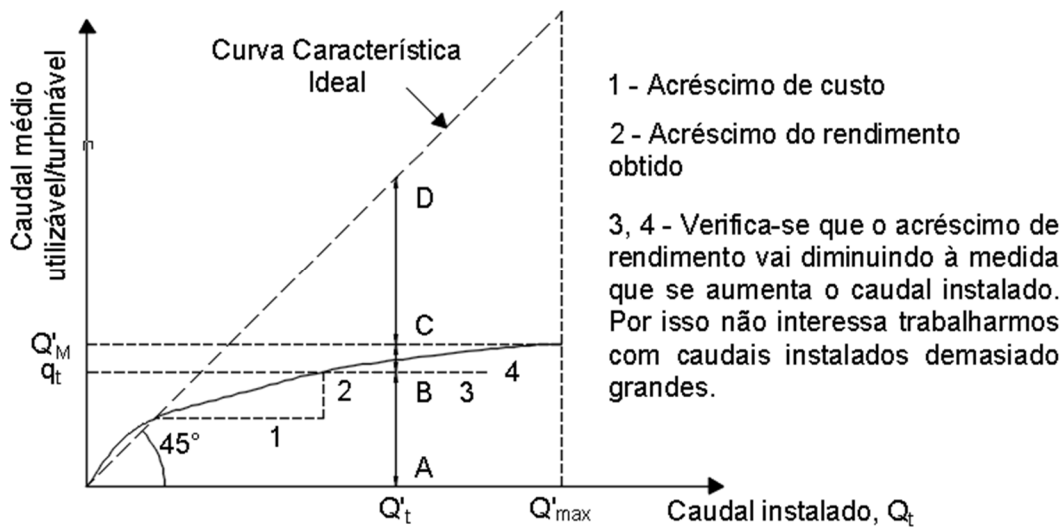


Figura 11 - Curva característica hidrológica.

Legenda:

- AC - Caudal modular;
- AD - Caudal Instalado;
- AB - Caudal médio utilizável/turbinável, proporcional ao volume de água utilizado/turbinado;
- BC - Proporcional ao volume descarregado, ou seja, ao volume de água desperdiçado por se ter instalado no aproveitamento um caudal inferior a Q'_{max} ;
- BD - Proporcional ao volume de empréstimo, ou seja, ao volume de água que seria necessário fornecer para que fosse possível o aproveitamento funcionar sempre a plena carga.

Observação: Permite fazer um estudo em termos de energia e custo.

Uma outra curva obtida a partir da **Curva de Caudais Classificados** é a **Curva de Concentração**. Esta, resulta da integração em ordem ao tempo e do fim para a origem da curva de caudais classificados. Trata-se de uma curva de caudais acumulados (Volumes) que tem sempre a concavidade voltada para cima.

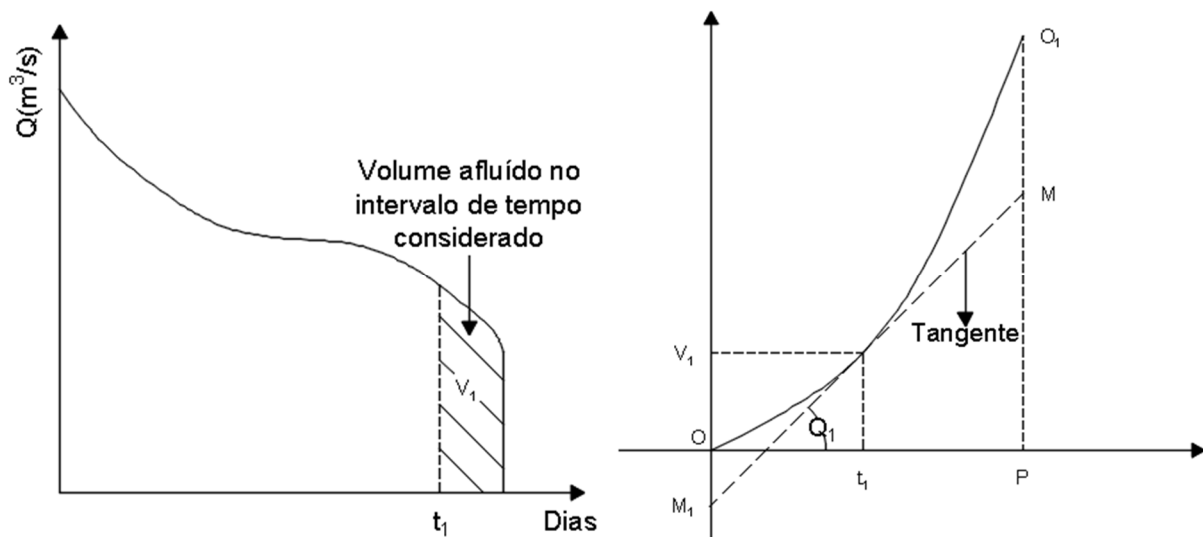


Figura 12 - Curva de concentração.

No gráfico representado os pontos marcados assumem o seguinte significado:

PO_1 - Volume total de água afluído à secção;

PM - Volume de água consumido para o caudal máximo turbinável Q_1 ;

MO_1 - Volume descarregado, volume de água desperdiçado por essa instalação;

OM_1 - Volume de empréstimo, volume de água que seria necessário ir buscar a outra linha de água para durante todo o tempo poder utilizar/ turbinar o caudal Q_1 .

Rendimento de uma instalação (η)

Qualquer que seja o método ou a curva utilizada, o rendimento é sempre definido como sendo o quociente entre o volume utilizado e o volume afluído. Com base na Curva de Concentração será:

$$\frac{PM}{PO_1} = \eta$$

Aproveitamento com albufeira

Curva de caudais acumulados ou integrais

É a curva integral da curva de caudais instantâneos. Dá para uma dada secção e em cada instante o volume acumulado desde a origem dos tempos:

$$V = \int_0^t Q(t) \cdot dt$$

Esta curva dá uma ideia do eventual armazenamento a verificar-se numa albufeira que domine a secção em causa.

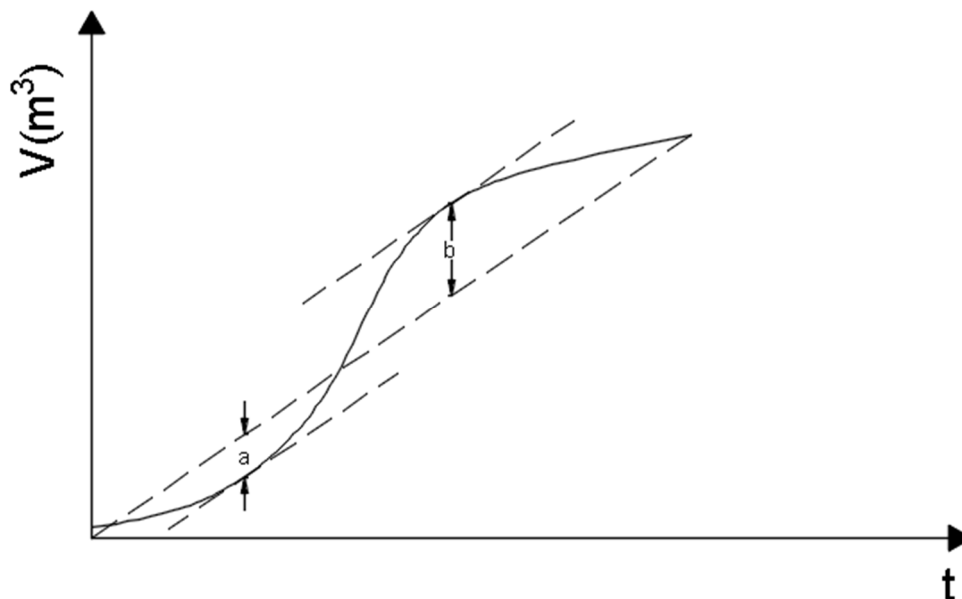


Figura 13 - Estudo de regularização do curso de água.

$$C = a + b$$

EXERCÍCIOS

6.1. Considere uma secção de um rio caracterizada por uma curva de vazão traduzida pela seguinte relação entre a altura de água, h (m), e o caudal, Q (m^3/s): $Q = 5 \cdot h^2$. Admitindo que, em determinado ano hidrológico, as alturas de água médias nos quatro trimestres do ano foram sucessivamente de 7, 4, 1 e 2 m, represente graficamente as seguintes curvas:

- Curva de caudais cronológicos;
- Curva de caudais integrais ou acumulados;
- Curva de caudais classificados;
- Curva característica hidrológica;
- Curva de concentração.

6.2. Considere a curva de caudais cronológicos da Figura 14:

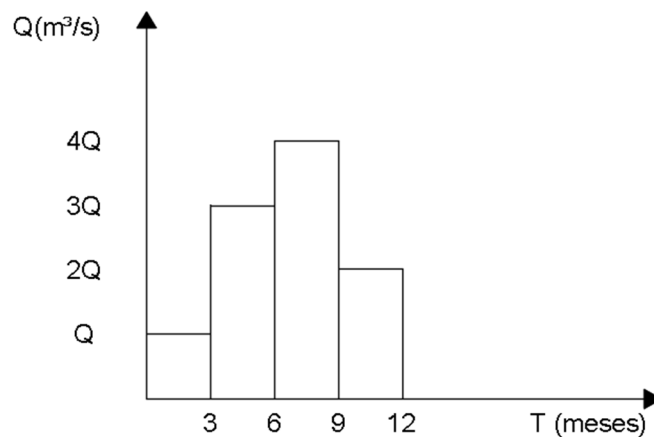


Figura 14 - Curva de caudais cronológicos.

- Determine o valor de Q tal que com um caudal instalado igual a $3Q$, o módulo dos caudais utilizados vale $22.5 m^3/s$;
- Determine o rendimento da instalação utilizando vários processos (curva de caudais classificados, curva característica hidrológica), considere para volume utilizado/turbinado o correspondente ao caudal de $30.0 m^3/s$.

6.3. Considere a curva de caudais classificados da Figura 15:

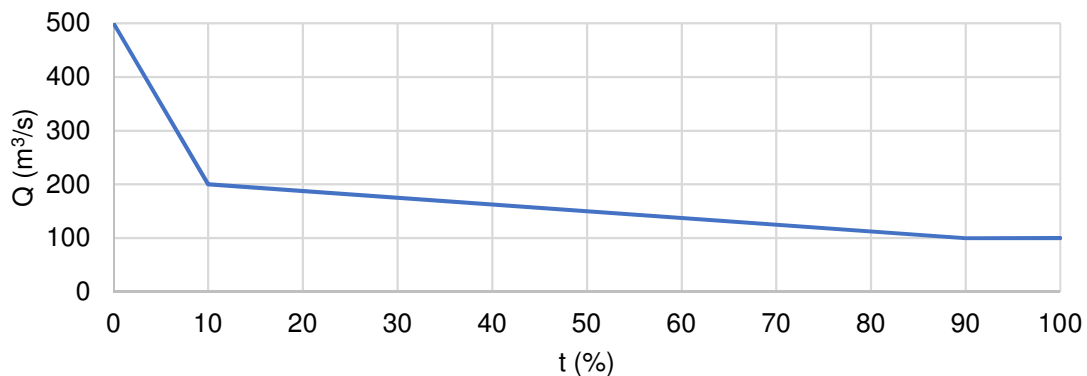


Figura 15 - Curva de caudais classificados.

- a) Calcule o módulo. Calcule o valor do caudal semipermanente;
- b) Desenhe a curva característica hidrológica;
- c) Qual a gama de caudais que torna a instalação mais económica;
- d) Trace a curva de concentração;
- e) Sabendo que o caudal instalado é igual ao semipermanente e conhecendo o volume anualmente descarregado, calcule o rendimento da instalação;
- f) Qual o volume que teria de ir buscar a outra bacia, para que o aproveitamento funcionasse todo o ano a plena carga.

Capítulo 7 - Estudo das Cheias

APOIO TEÓRICO

7.1 Hidrogramas de cheia

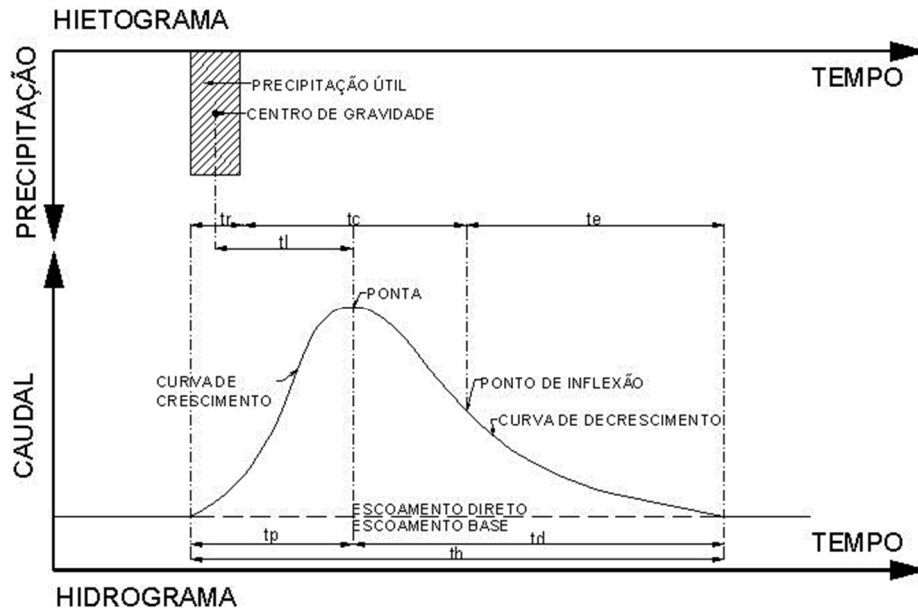


Figura 16 - Hidrograma de Cheia (escoamento relativo a uma precipitação intensa em função do tempo).

Para determinar o hidrograma correspondente a determinada precipitação existem diversos métodos que passaremos a analisar.

Método do hidrograma unitário

Os princípios que servem de base ao método aplicam-se exclusivamente à fração do escoamento superficial. As chuvadas consideradas são as que representam somente a precipitação útil. Um hidrograma unitário é, para uma dada secção do curso de água, o hidrograma de cheia nele provocado por uma precipitação eficaz, uniforme em toda a bacia, de intensidade e tempo de precipitação unitários.

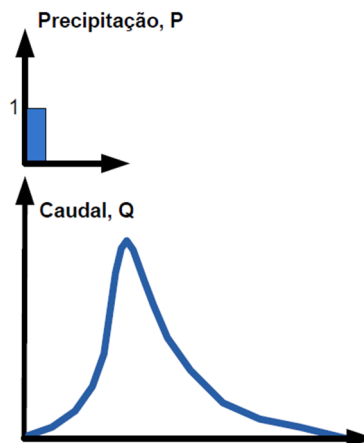


Figura 17 - Tempo de precipitação unitário.

O tempo de precipitação deve ser igual ou inferior a $1/3$ ou $1/5$ do tempo de concentração t_c que decorre entre o final da chuvada e o restabelecimento do caudal preexistente.

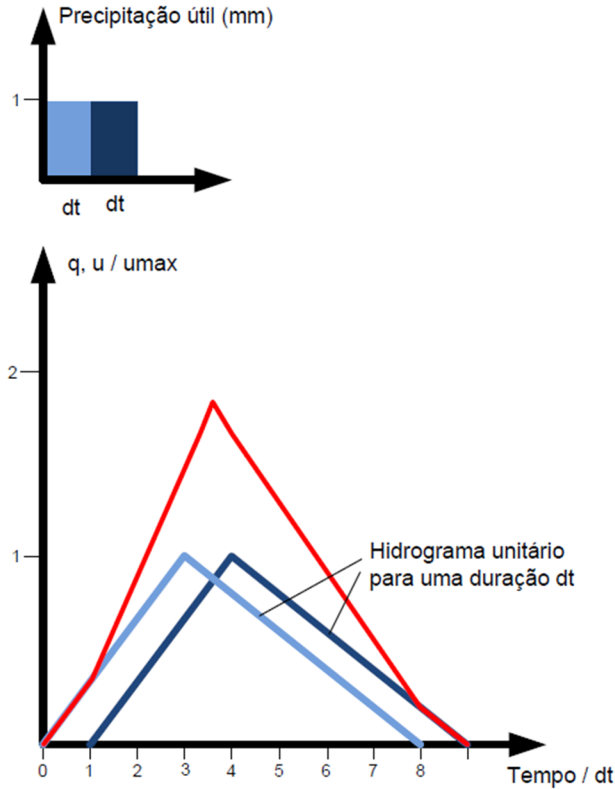


Figura 18 - Escoamento da precipitação unitário.

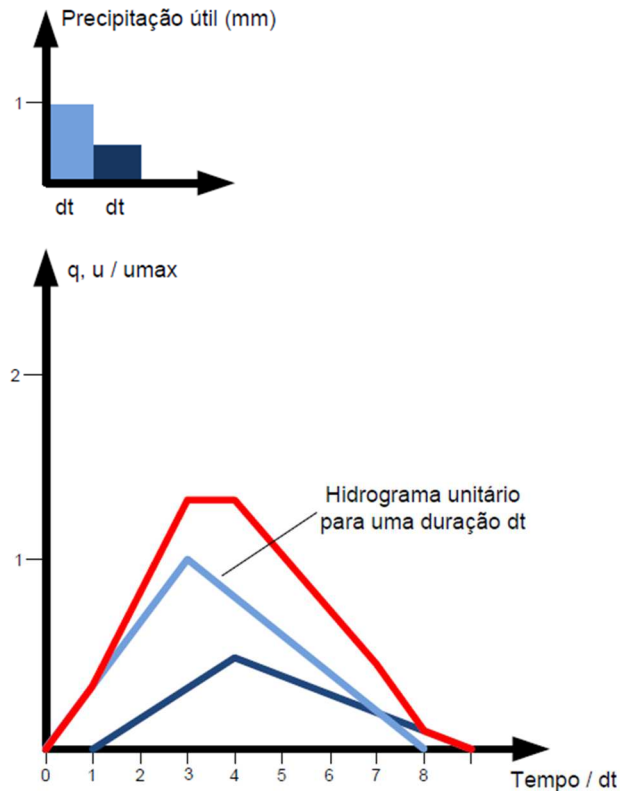


Figura 19 - Construção de um hidrograma de cheia a partir do hidrograma unitário.

$$\begin{cases} q_1 = i_1 \cdot y_1 \\ q_2 = i_1 \cdot y_2 + i_2 \cdot y_1 \\ q_3 = i_1 \cdot y_3 + i_2 \cdot y_2 + i_3 \cdot y_1 \\ q_4 = i_1 \cdot y_4 + i_2 \cdot y_3 + i_3 \cdot y_2 \end{cases}$$

Conversão do hidrograma unitário em hidrograma em S

O hidrograma em S é o hidrograma resultante de uma série de chuvadas, justapostas, cada uma com precipitação útil unitária. Obtém-se, portanto, da soma de hidrogramas unitários para a duração D da precipitação útil, cada um desfasado D do hidrograma precedente (Figura 20):

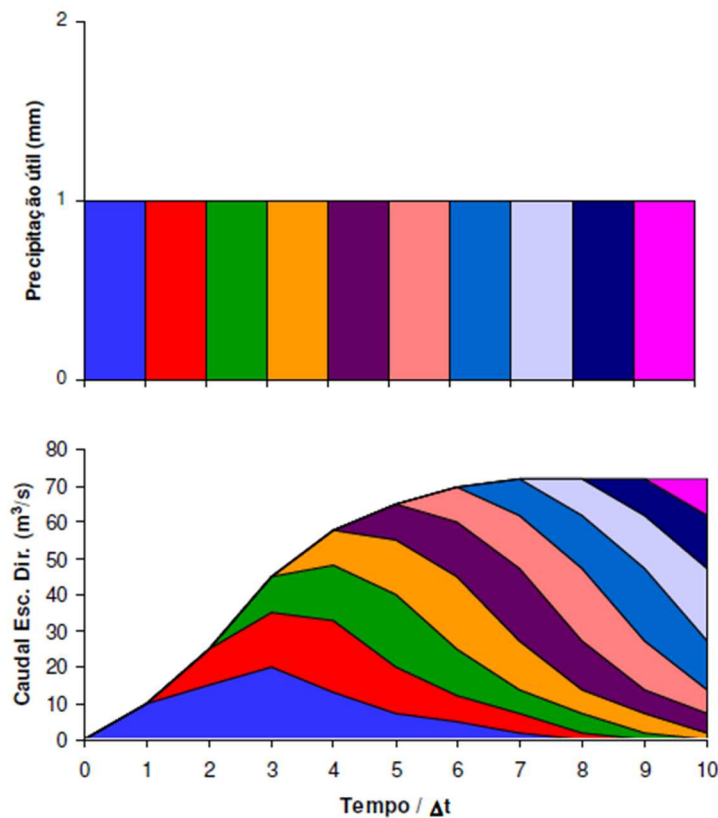


Figura 20 - Construção de um hidrograma em S.

O hidrograma em S apresenta um patamar correspondente ao caudal de equilíbrio. O menor número de hidrogramas unitários que se torna necessário somar para atingir o caudal de equilíbrio do hidrograma em S é igual a T/D , sendo T o intervalo de tempo durante o qual ocorre escoamento direto em cada hidrograma unitário.

O caudal de equilíbrio de um hidrograma em S é o resultado da contribuição de toda a área da bacia hidrográfica com a intensidade de precipitação útil (I_u), para a qual tal hidrograma é definido:

$$Q_e = I_u \cdot A$$

A partir do hidrograma em S também se consegue obter o hidrograma unitário correspondente.

Método de Giandotti

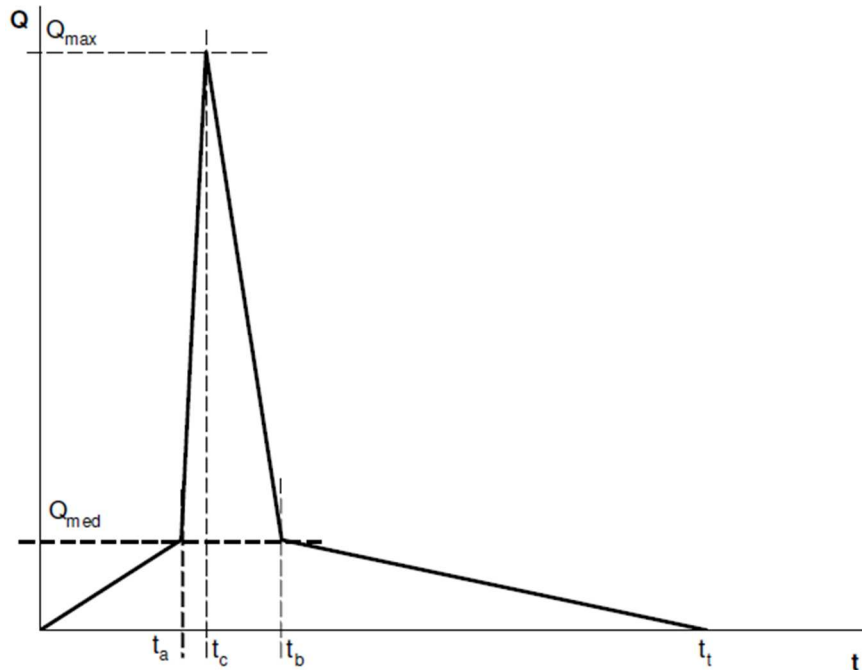


Figura 21 - Método de Giandotti.

Tabela 8 - Método de Giandotti.

t	Q
0	0
t_a	Q_{med}
t_c	Q_{max}
t_b	Q_{med}
t_t	0

$$Q_{max} = \frac{277 \cdot \Psi \cdot \gamma \cdot P \cdot A}{\lambda \cdot t_c}$$

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{0.8 \cdot \sqrt{h_m}}$$

$$t_a = \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right) \cdot t_c$$

$$t_b = \left(\frac{\lambda - 1}{\gamma} + 1\right) \cdot t_c$$

Em que:

P - precipitação (m);

A - área da bacia (km^2);

t_c - tempo de concentração;

L - comprimento do curso de água desde a nascente até à secção de referência (km);

h_m - altura média da bacia (m);

Ψ - coeficiente de escoamento (-);
 γ - coeficiente de ponta de chuva (-):

$$\gamma = \frac{Q_{max}}{Q_{med}}$$

λ - coeficiente de duração da cheia (-):

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{t_c}{t_t}$$

t_t - duração da cheia.

Tabela 9 - Método de Giandotti (coeficientes).

A (km ²)	γ	λ	Ψ
< 300	10.0	4.0	0.50
300 - 500	8.0	4.0	0.50
500 - 1000	8.0	4.5	0.40
1000 - 8000	6.0	5.0	0.30
8000 - 20000	6.0	5.5	0.25
20000 - 70000	6.0	6.0	0.20

EXERCÍCIOS

7.1. Considere o hidrograma unitário da Figura 22, correspondente a uma precipitação eficaz de A mm.

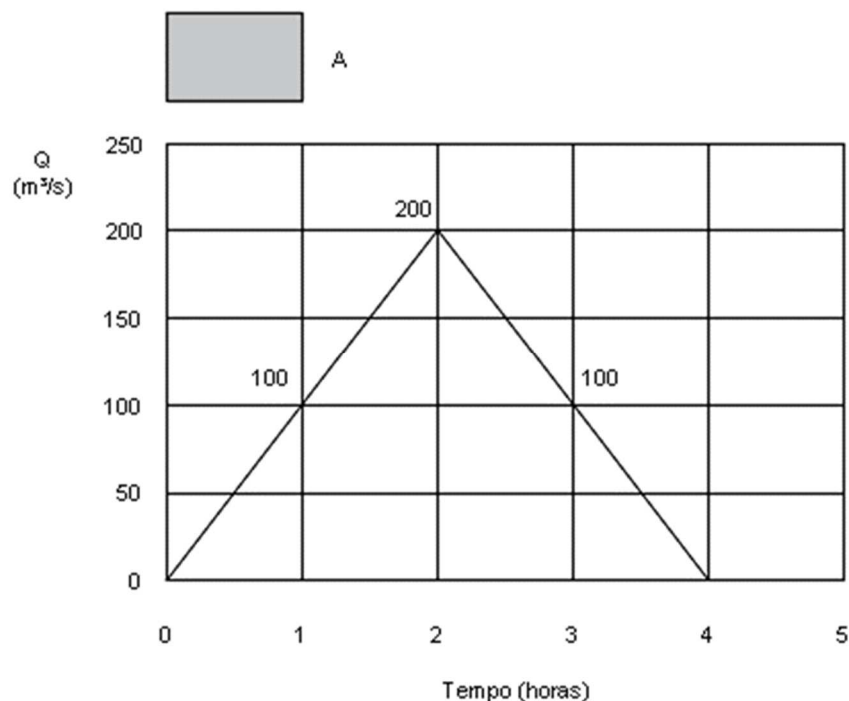


Figura 22 - Hidrograma unitário.

Para o hidrograma unitário apresentado determine o caudal de ponta de cheia para as seguintes condições de precipitação eficaz:

- Chuvada com a mesma duração e com o dobro da intensidade;
- Chuvada com a mesma intensidade e o dobro da duração;
- Chuvada com o dobro da intensidade e com uma duração de 4 horas;
- Chuvada com a seguinte distribuição temporal:

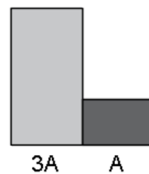


Figura 23 - Distribuição temporal da chuvada.

7.2. Considere o hidrograma unitário representado na Figura 24 correspondente a uma chuvada eficaz de A mm.

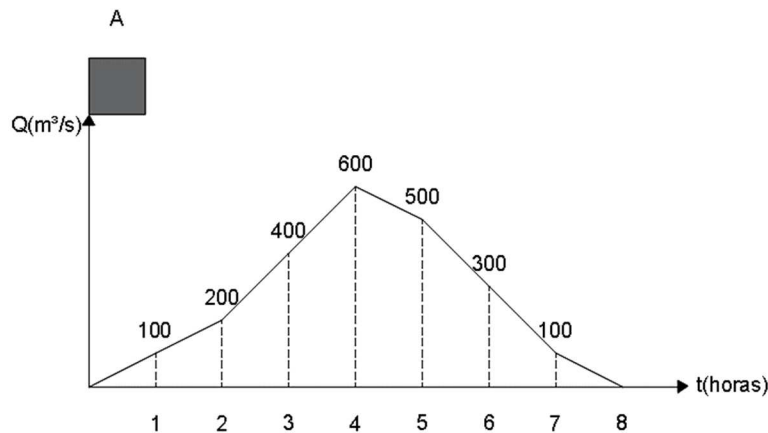


Figura 24 - Hidrograma unitário.

a) A partir dos dados da figura, desenhe o hidrograma de cheia que resulta da precipitação B:

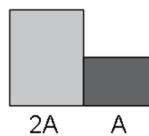


Figura 25 - Precipitação B.

- Qual o valor do caudal de ponta (m^3/s) e do tempo de concentração (h);
- Resolva as duas alíneas anteriores considerando a seguinte precipitação C:

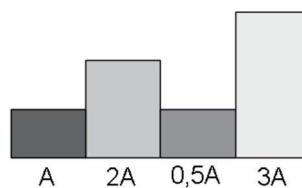


Figura 26 - Precipitação C.

7.3. Determine o hidrograma unitário correspondente ao hidrograma de cheia representado na Figura 27:

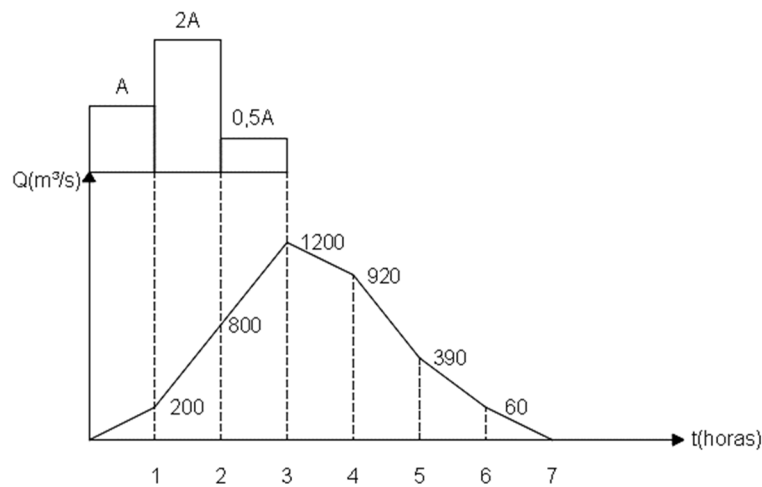


Figura 27 - Hidrograma de cheia.

7.4. Desenhe o hidrograma S correspondente ao hidrograma unitário correspondente à Figura 27.

7.5. Considere o hidrograma em S da Figura 28, correspondente a uma chuvada útil ou eficaz de A mm.

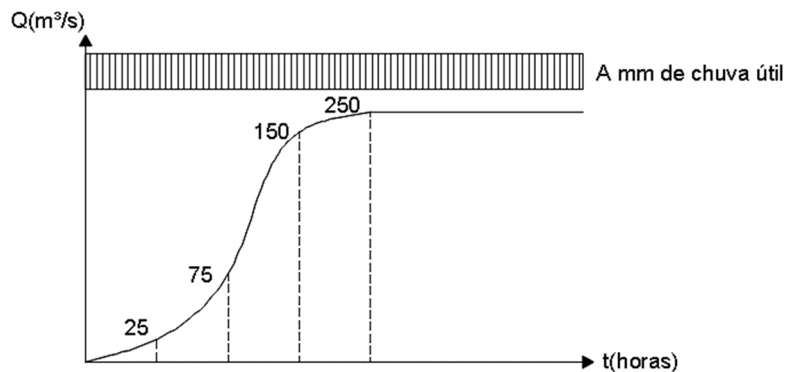


Figura 28 - Hidrograma em S.

- Desenhe o hidrograma unitário correspondente a uma unidade de tempo;
- Diga qual a ponta de cheia correspondente ao hidrograma unitário.

7.6. Desenhe o hidrograma de cheia pelo Método de Giandotti, para uma bacia hidrográfica com as seguintes características:

Tabela 10 - Características da bacia hidrográfica.

Parâmetros	
Área (km^2)	362.0
Comprimento do curso de água (km)	33.8
Altura média da bacia (m)	240.0
Altura da precipitação máxima (mm)	109.0

7.7. A aplicação do Método de Giandotti a uma bacia hidrográfica com área inferior a 5000 km^2 , conduz a um hidrograma de cheia cuja fase de crescimento tem o aspeto indicado na Figura 29. Sabe-se que o volume da cheia foi de $21.6 \times 10^6 \text{ m}^3$ e a precipitação que lhe deu origem apresentou o valor de 48 mm .

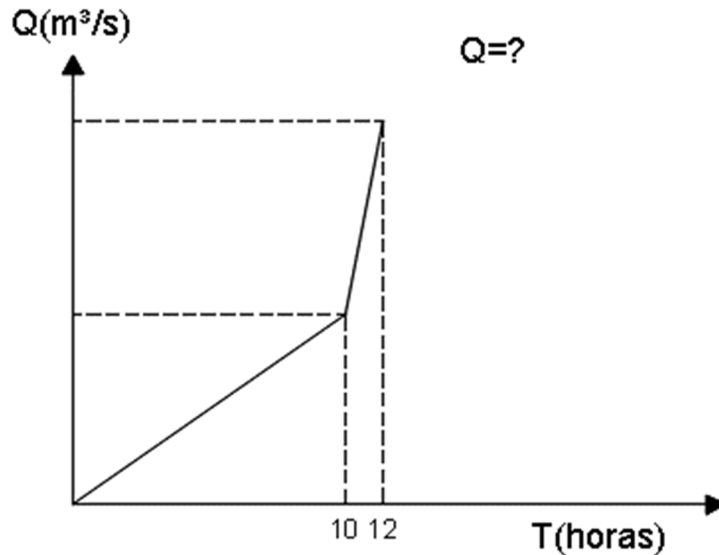


Figura 29 - Hidrograma de cheia

- Complete o hidrograma de cheia;
- Determine a área da bacia e o caudal ao fim de 30 horas;
- Calcule o caudal máximo de cheia através de uma fórmula empírica.

7.8. Sobre uma bacia com área de 54 km^2 registou-se uma precipitação uniforme com intensidade total de 25 mm/h e duração de 1 hora. O hidrograma de cheia resultante tem o aspeto indicado na Figura 30, sabendo-se que lhe corresponde um volume de $0.54 \times 10^6 \text{ m}^3$. Por sua vez a chuvada na Figura 31, dá lugar ao hidrograma também aí apresentado.

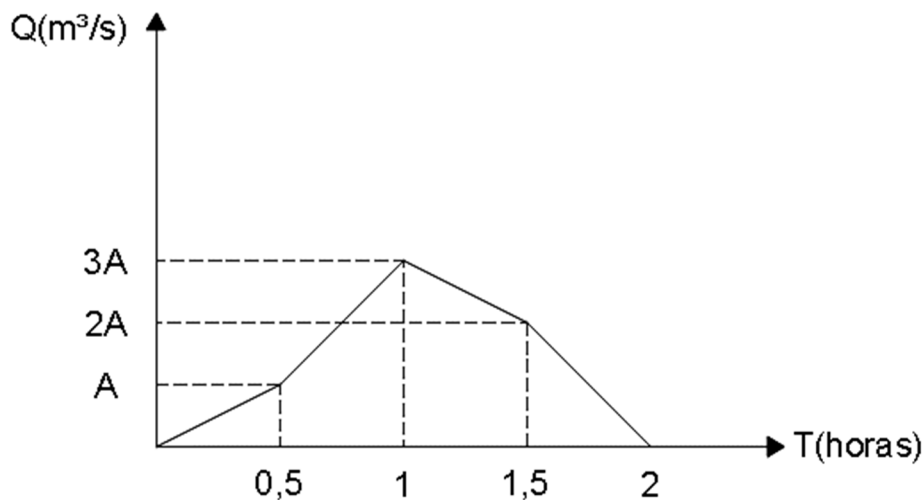


Figura 30 - Hidrograma de cheia.

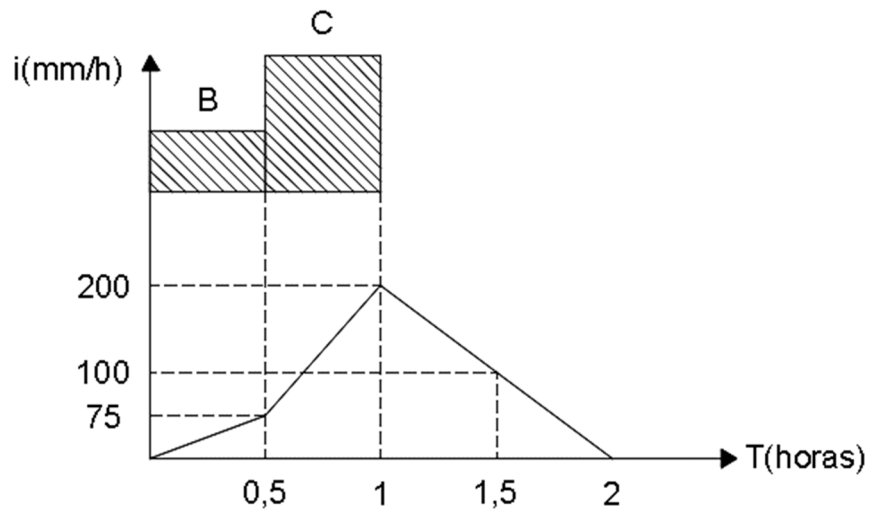


Figura 31 - Hidrograma.

- Determine o coeficiente de escoamento da bacia e diga, justificando convenientemente, qual é o caudal máximo que pode ocorrer na mesma, por ação de uma chuvada com intensidade total de 20 mm/h ;
- Calcule os valores de B e C.

Capítulo 8 - Efeito Regularizador de uma Albufeira no Amortecimento da Ponta de Cheia

8.1 Efeito das albufeiras nas cheias

A subida contínua do nível da superfície livre da água, numa albufeira, significa que o caudal evacuado (efluente) é inferior ao afluente. A diferença entre os dois caudais (afluente - efluente) é igual ao acréscimo do volume armazenado na albufeira. Isto implica que o hidrograma de cheia evacuada pode apresentar uma ponta muito inferior ao da cheia afluente. A transformação do hidrograma de cheia numa albufeira é designada por **amortecimento de cheia**.

Interesse de amortecimento:

- Diminui o caudal de dimensionamento dos órgãos de descarga;
- Reduz o risco de inundação do vale a jusante;
- Facilita as obras de defesa.

Condições de amortecimento:

- Exige uma maior altura na barragem;
- NMC (Nível máximo de cheia) > NPA (Nível de pleno armazenamento).

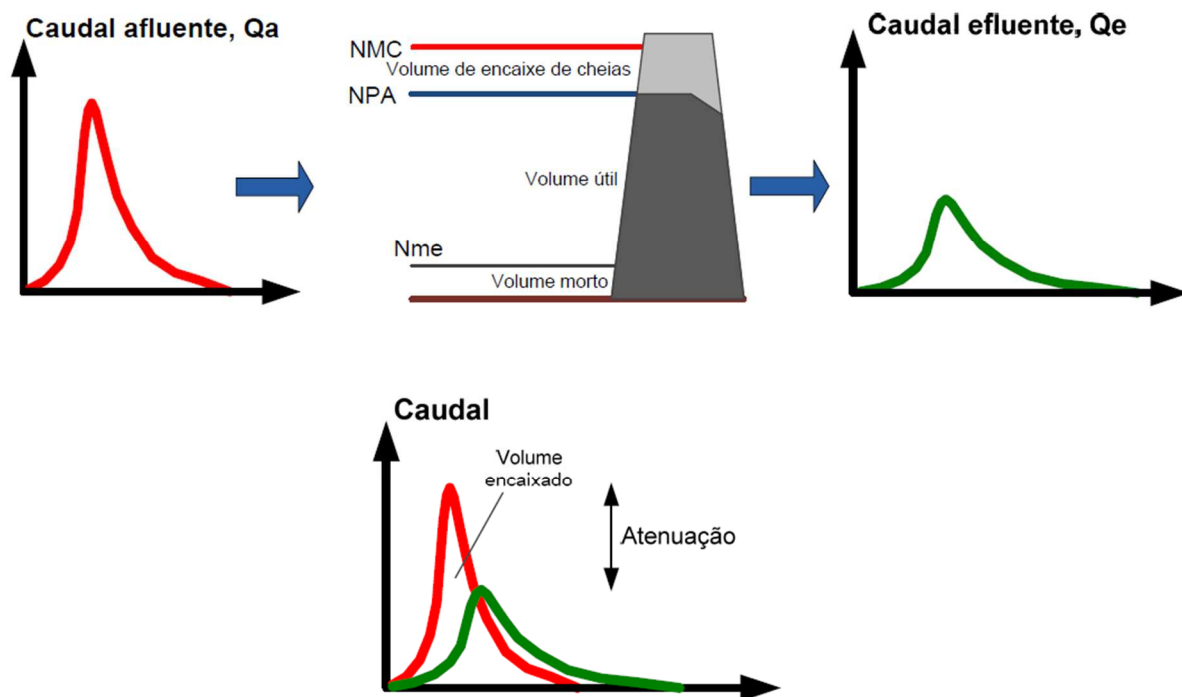


Figura 32 - Análise do hidrograma.

A ponta do hidrograma evacuado situa-se na sua intersecção com o hidrograma afluente no seu troço descendente.

Áreas entre os dois hidrogramas são iguais ao volume armazenado entre o NPA e o NMC.

8.2 Processo

Quando ocorre uma precipitação sobre uma dada bacia hidrográfica, as águas precipitadas encaminham-se naturalmente para os pontos mais baixos do terreno, atingindo finalmente os riachos ou rios que as conduzem ao seu destino final. Naturalmente estas precipitações provocam variações de caudal ao longo do tempo em uma dada seção do rio.

O hidrograma de uma onda de cheia é exatamente a representação da variação da vazão em uma dada seção do rio, representando, portanto, os efeitos da bacia hidrográfica a montante desta seção sobre a distribuição temporal da chuva.

Uma onda de cheia ao transitar por um reservatório sofre um efeito de amortecimento, ou seja, o volume do reservatório ao reter parte da vazão afluente faz com que a vazão da saída seja menor que a vazão de entrada, sendo também defasada em relação à vazão de entrada.

Para o cálculo do amortecimento de onda de cheia em reservatório utiliza-se a equação da continuidade:

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_E dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_S dt = V_2 - V_1$$

A equação da continuidade expressa basicamente que o volume de água armazenado em um reservatório em um dado período de tempo é igual à quantidade total de água que chega ao reservatório (Q_E) menos a quantidade total de água que sai do reservatório (Q_S), neste dado período de tempo.

De forma simplificada pode-se descrever o fenômeno pela seguinte equação:

$$Q_E - Q_S = \frac{\partial V}{\partial t}$$

Q_E representa o hidrograma conhecido de vazões afluentes ao reservatório, Q_S o hidrograma de vazões efluentes do reservatório e $\partial V/\partial t$ representam a variação do volume armazenado no reservatório, devido à variação de seu nível.

Os reservatórios são de maneira gerais estruturas profundas e não extensas, sendo a velocidade da água conseqüentemente baixa. Pode-se assim, sem introduzir grandes erros, considerar a superfície das águas horizontal. Desta forma o volume armazenado no reservatório é diretamente proporcional ao nível de água do mesmo, o que facilita a resolução da equação.

8.3 Dados de Entrada

Para o cálculo do amortecimento de uma onda de cheia por um reservatório são necessários os dados relativos ao hidrograma de cheia, ao reservatório, e às

restrições de montante e de jusante, no caso de dimensionamento da largura de vertedor.

O hidrograma de cheia ou hidrograma afluente ao reservatório poderá ser aquele definido por um estudo de cheias na bacia hidrográfica (hidrograma unitário, modelo de transformação chuva-vazão, etc.), no caso de dimensionamento do vertedor. Na aplicação de operação de um reservatório, o hidrograma poderá ser um hidrograma já observado (em análises pós-operação) ou um hidrograma previsto, no caso de operação em tempo real.

Os dados relativos ao reservatório resumem-se ao conhecimento da curva cota-volume do reservatório e das equações de descargas dos órgãos de extravasão da barragem.

A curva cota-volume consiste na relação entre o nível de água do reservatório e o volume a ele correspondente. A capacidade de um reservatório construído em terreno natural é calculada através de um levantamento topográfico, utilizando-se os mesmos procedimentos utilizados no cálculo de volumes de terraplanagem. Traça-se, por planimetria das áreas entre as curvas de nível levantadas topograficamente, a curva área-altitude do reservatório. Integrando-se a curva área-altitude obtém-se a curva volume-altitude do reservatório.

Outra curva necessária à resolução da equação é a curva do vertedor. O vertedor é o órgão de extravasão do reservatório, ou seja, o órgão através do qual a vazão esco para fora do reservatório. A curva do vertedor indica a vazão efluente para as diversas alturas de lâmina de água acima da crista do vertedor.

As equações a seguir apresentam as formas gerais das equações de descarga para diversos tipos de órgãos de extravasão:

- Descarregador de soleira livre:

$$Q = CLH_1^{3/2}$$

- Descarregador com comporta:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2gc} L (H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

- Descarregador Tulipa:

$$Q = C_0 (2\pi R_c) H^{3/2}$$

- Orifício:

$$Q = CWD\sqrt{2gH}$$

Onde:

Q é o caudal de descarga;

C é o coeficiente de descarga;

L é a largura da crista do vertedor;
 H_1 é a carga total referente à crista do vertedor;
 H_2 é a carga total referente ao topo da abertura;
 C_0 é o coeficiente que relaciona H_1 e R_S ;
 R_S é o raio de abertura do vertedor;
 D é a altura da abertura;
 W é a largura da embocadura.

As restrições externas à área da barragem são entendidas como a capacidade máxima de vazão do canal imediatamente a jusante da barragem e o nível de água máximo a montante do vertedor, limitado pela altura da barragem ou pela área inundável máxima desejada.

8.4 Cálculos

O problema de amortecimento de ondas em reservatório é resolvido utilizando-se basicamente a equação da continuidade. A equação pode ser resolvida através de processos numéricos ou gráficos, conforme se verá a seguir.

Métodos Gráficos

Com a facilidade atual de se efetuarem cálculos, os processos gráficos de solução da equação da continuidade caíram praticamente em desuso. Apenas como referência de sua forma genérica, apresenta-se, a seguir, o **Método de Puls**.

A equação da continuidade pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{Q_{E1} + Q_{E2}}{2} \cdot \Delta t + V_1 - \frac{Q_{S1}}{2} \cdot \Delta t = V_2 + \frac{Q_{S2}}{2} \cdot \Delta t$$

Chamando-se:

$$A = [(Q_{E1} + Q_{E2})/2] \cdot \Delta t$$

$$F_1 = V_1 - (Q_{S1}/2) \cdot \Delta t$$

$$F_2 = V_2 + (Q_{S2}/2) \cdot \Delta t$$

São construídas duas curvas, a primeira ($F_1 \times Q_S$), e a segunda ($F_2 \times Q_S$) e dado um certo valor de Q_{S1} , entra-se na primeira curva e tira-se o valor de F_1 . Entrando-se na equação acima com o valor encontrado, uma vez que o termo A também é conhecido, encontra-se o valor de F_2 . Com o valor obtido entra-se na segunda curva e obtém-se o valor procurado de Q_{S2} .

Método Iterativo

É o método mais indicado, pela sua simplicidade e rapidez de convergência.

Conforme anteriormente citado são utilizadas as curvas cota-volume e do vertedor na solução do problema. Na posse destas duas curvas e do hidrograma de entrada do reservatório, a resolução da equação da continuidade pode ser facilmente obtida.

Reordenando-se os termos da equação $Q_E - Q_S = \partial V / \partial t$, obtém-se:

$$\frac{Q_{A1}}{2} + \frac{Q_{A2}}{2} + \frac{V_1}{\Delta t} - \frac{Q_{E1}}{2} - \frac{Q_{E2}}{2} = \frac{V_2}{\Delta t}$$

Ou,

$$Q_{A1} + Q_{A2} + \frac{V_1}{\Delta t/2} - Q_{E1} - Q_{E2} = \frac{V_2}{\Delta t/2}$$

Para simplificação da resolução da equação acima, sugere-se a montagem duma tabela onde cada um dos termos da equação é registado numa coluna. Tem-se assim:

- **Primeira Coluna:** Intervalo (Δt)
 - Nesta coluna, marcam-se os instantes inicial e final do intervalo de tempo considerado. Deve-se lembrar que este intervalo de tempo deve ser suficientemente pequeno para que a variação da vazão possa ser considerada linear.
- **Segunda Coluna:** Vazão Afluente Inicial (Q_{A1})
 - Marca-se nesta coluna a vazão correspondente ao início do intervalo. Este valor é obtido pela leitura do hidrograma afluente, na abscissa correspondente ao instante inicial do intervalo considerado.
- **Terceira coluna:** Vazão Afluente Final (Q_{A2})
 - Marca-se nesta coluna a vazão correspondente ao final do intervalo. Este valor é obtido pela leitura do hidrograma afluente, na abscissa correspondente ao instante final do intervalo considerado. A vazão Q_{A2} de um intervalo corresponde à vazão Q_{A1} do intervalo subsequente.
- **Quarta Coluna:** Volume Armazenado no Reservatório no Início do Intervalo de Tempo Dividido pela Metade do Intervalo de Tempo [$V_1 / (\Delta t / 2)$]
 - Marca-se nesta coluna o valor de [$V_1 / (\Delta t / 2)$], calculado pela curva cota-volume do reservatório.
- **Quinta Coluna:** Vazão Efluente Inicial (Q_{E1})
 - No primeiro intervalo, adota-se Q_{E1} correspondente ao nível d'água inicial, através da equação do vertedor. Caso o nível d'água seja menor ou igual a posição da crista do vertedor impõe-se $Q_{E1} = 0$. Para os demais intervalos o valor de Q_{E1} é sempre igual ao valor de Q_{E2} do intervalo anterior, ou seja, a vazão de saída do instante inicial de um intervalo é igual à vazão de saída do instante final do intervalo anterior.
- **Sexta Coluna:** Cota Estimada do Nível de água Efluente no Final do Intervalo de Tempo (Y_{EST2})

- Corresponde à cota estimada da lâmina de água efluente no final de um intervalo de cálculo. A estimativa inicial corresponde ao mesmo nível do início do intervalo. Para as demais estimativas, corresponde ao valor de Y_{CALC2} antecedente.
- **Sétima coluna:** Vazão Efluente Final (Q_{E2})
 - Calculada através da equação do vertedor, com o nível d'água obtido da sexta coluna.
- **Oitava Coluna:** Volume Armazenado no Reservatório no Final do Intervalo de Tempo Dividido pela metade do Intervalo de Tempo [$V_2/(\Delta t/2)$]
 - Este valor é calculado pela resolução da Equação da Continuidade Ordenada para o Método Iterativo. Em termos das colunas descritas tem-se: $[8] = [2] + [3] + [4] - [5] - [7]$
- **Nona Coluna:** Cota Calculada do Nível de Água Efluente (Y_{CALC2})
 - Corresponde ao valor do nível de água calculado pela curva cota-volume através do volume armazenado no reservatório no final do intervalo de tempo.

O cálculo deve ser repetido até que o valor de Y_{CALC2} menos o valor de Y_{EST2} , seja em módulo menor ou igual à precisão desejada. Caso a condição não se verifique, adota-se como novo valor de Y_{EST2} , o valor obtido de Y_{CALC2} , repetindo-se os cálculos das colunas seis a nove até que a condição se verifique. De maneira genérica, duas a três iterações garantem a convergência do processo dentro de uma precisão razoável.

8.5 Propriedades Gráficas

Analisando a figura abaixo, que mostra os hidrogramas de entrada e saída sobrepostos tem-se:

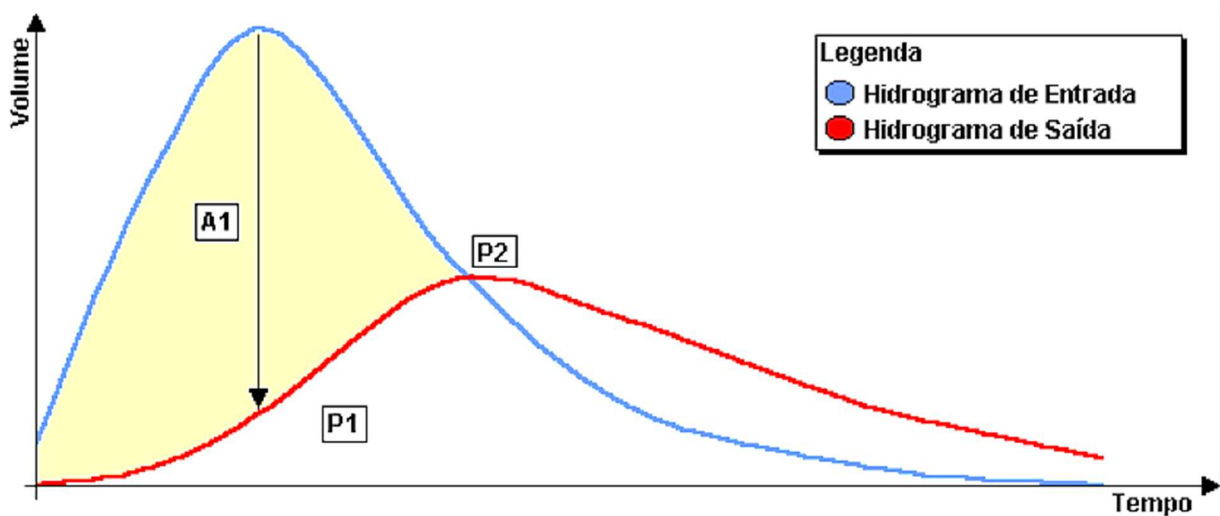


Figura 33 - Amortecimento de cheia.

Primeira Propriedade

Uma vez que a integral do Hidrograma de Entrada corresponde ao volume que entra no reservatório e a integral do Hidrograma de Saída corresponde ao volume que sai do reservatório, a área **A1** assinalada corresponde ao volume armazenado no reservatório no espaço de tempo considerado.

Segunda Propriedade

Considerando a função nível d'água em função do tempo, a velocidade de movimentação do nível de água é sua primeira derivada. Entre zero e $Q_{S,max}$ esta velocidade é sempre positiva (nível de água subindo). Entre zero e $Q_{E,max}$, a diferença entre Q_E e Q_0 é crescente, portanto a velocidade de subida cresce. Entre $Q_{S,max}$ e $Q_{E,max}$ a velocidade se mantém positiva, mas decresce até zero (quando Q_E é igual à Q_S). Portanto no instante $Q_{E,max}$, a variação de velocidade no tempo muda de sinal, o que caracteriza um ponto de inflexão (**P1**) no hidrograma de saída.

Terceira Propriedade

O ponto **P2**, que é o ponto onde os dois hidrogramas se encontram, corresponde à máxima vazão de saída, pois a curva de descarga é crescente com o nível de água (volume) e neste ponto o volume armazenado é máximo.

EXERCÍCIOS

8.1. Estude o amortecimento da ponta de cheia dada na Figura 34, sabendo que:

- A curva de vazão do descarregador de cheias é:

$$Q = 12.5 \cdot H^{\frac{3}{2}}, \text{ em que } H = Y - 100$$

- Os volumes armazenados na albufeira são os seguintes:

Tabela 11 - Volumes armazenados.

Cotas (m)	Volumes ($m^3 \times 10^6$)
100.00	1.060
100.50	1.430
101.00	1.820
101.50	2.240
102.00	2.650
102.50	3.060

- A crista do descarregador situa-se à cota 100.00 - nível de pleno armazenamento (NPA).

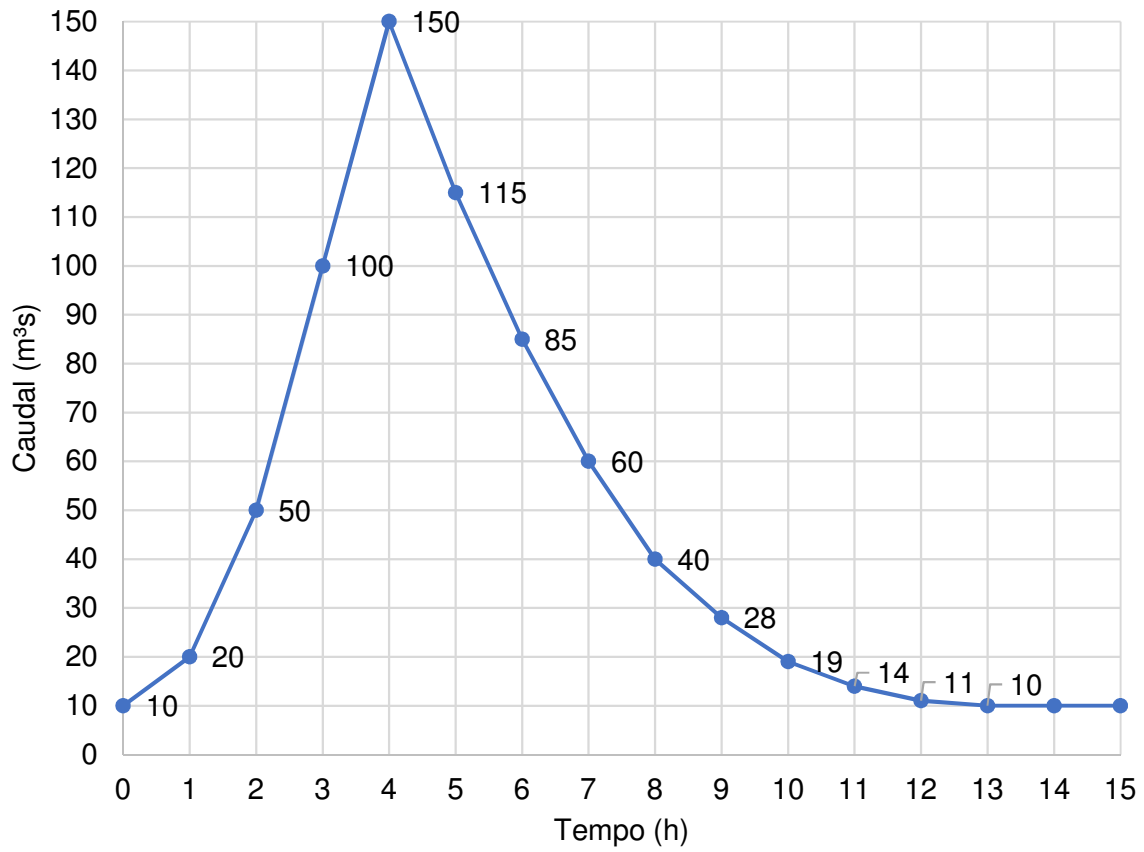


Figura 34 - Amortecimento de cheia.

Capítulo 9 - Evaporação e Evapotranspiração

EXERCÍCIOS

9.1. Na tabela seguinte apresentam-se os valores da temperatura média mensal (T) e da insolação média diária (n) em determinado local à latitude de $40^\circ N$.

Tabela 12 - Temperatura média mensal (T) e insolação média diária (n).

Mês	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
T ($^\circ C$)	5.1	6.0	8.5	10.6	14.3	18.6	21.7	21.0	18.0	13.6	8.0	5.1
n (h)	3.9	5.2	5.7	7.8	10.0	11.6	12.8	12.0	7.8	6.2	4.6	3.2

Estime pelos métodos de Thornthwaite e de Turc a evapotranspiração potencial mensal e anual nessa região. Considere que os coeficientes de Ångstrom são $a = 0.23$ e $b = 0.53$ e despreze o efeito da humidade relativa na fórmula de Turc.

Capítulo 10 - Água No Solo

EXERCÍCIOS

10.1. No início de uma chuvada a capacidade de infiltração é de 38 mm/h , a capacidade de infiltração após 6 horas é de 8 mm/h , e a constante de recessão de Horton é de 1.11 h^{-1} . Calcule a capacidade de infiltração após 3 horas do início da chuvada.

10.2. Uma amostra de um solo ocupa um cilindro com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Sabendo que as massas húmida e seca da amostra, são respetivamente 331.8 g e 302.4 g e que a massa volúmica dos sólidos é 2650 kg/m^3 , determine o teor volúmico de humidade da amostra e o grau de saturação.

10.3. Um vaso munido de um orifício no fundo contém 5 L de um solo com um teor volúmico de humidade de 0.15 . Sabendo que a capacidade de campo do solo corresponde a um teor volúmico de humidade de 0.28 , calcule a quantidade de água que sairá pelo orifício quando se deitar no vaso 1 L de água.

10.4. Num terreno com 1 ha encontra-se instalada uma cultura agrícola com a profundidade radicular de 0.5 m . Sabendo que o solo tem uma capacidade de campo de 0.45 e que o mínimo teor volúmico de humidade admissível para produção é 0.24 , estime o volume de água de rega para passar desse mínimo à capacidade de campo. Sabendo que a evapotranspiração média é de 3 mm/d estime também o intervalo de tempo entre duas regas sucessivas.

Capítulo 11 - Água Subterrânea

EXERCÍCIOS

11.1. Considere um subsolo com 5 estratos:

- Camada 1: areia média, $K = 5 \text{ m/dia}$, espessura 10 m ;
- Camada 2: argila, $K = 0.01 \text{ m/dia}$, espessura 5 m ;
- Camada 3: areia grosseira, $K = 20 \text{ m/dia}$, espessura 15 m ;
- Camada 4: argila, $K = 0.005 \text{ m/dia}$, espessura 10 m ;
- Camada 5: areia fina, $K = 1 \text{ m/dia}$, espessura 30 m ;

O subsolo tem o comprimento de 1 km (gradiente horizontal, $i_{hor} = 0.001$). A perda de carga total na direção vertical é de 1 m . Calcule para cada camada:

- a) a perda de carga Δh ;
- b) a resistência hidráulica horizontal;
- c) a resistência hidráulica vertical;
- d) a transmissividade;
- e) o caudal específico (horizontal);
- f) a permeabilidade equivalente (horizontal).

11.2. Num aquífero confinado está a ser bombeado dum furo um caudal constante de $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$, verificando-se rebaixamentos de 10 m e 7 m em dois poços de observação, situados a distâncias de 10 m e 30 m do furo de bombagem. Sabendo que o raio do furo é de 0.15 m e que a espessura do aquífero é de 40 m , determine a permeabilidade do aquífero, o rebaixamento teórico no poço, a distância a partir da qual o rebaixamento é inferior a 2 m e o raio de influência do poço.

11.3. O nível freático de um aquífero costeiro situa-se 10 m acima do nível do mar, num furo a uma distância de 500 m da costa. Sendo o aquífero constituído por areia grossa, estime o caudal por quilómetro de costa que se escoia para o mar.

SOLUÇÕES

Capítulo 1 - Ciclo Hidrológico

1.1. Resposta:

O volume médio de renovação anual dos aquíferos é calculado da seguinte forma:

$$V_{aquis} = \frac{30\% \times V_T}{t_{residência}} = \frac{0.3 \times 35 \times 10^6}{1400} = 7500 \text{ km}^3/\text{ano}$$

E para os rios:

$$t_{residência} = x$$

$$\begin{array}{l} 1 \text{ ano} \quad \text{---} \quad 365 \text{ dias} \\ x \text{ anos} \quad \text{---} \quad 16 \text{ dias} \end{array}$$

$$t_{residência} = 16/365 \text{ anos}$$

$$V_{rios} = \frac{0.006\% \times V_T}{t_{residência}} = \frac{0.00006 \times 35 \times 10^6}{16/365} = 47906.25 \text{ km}^3/\text{ano}$$

Em comparação os rios têm um volume de renovação $V_{rios}/V_{aquis} \approx 6$ vezes superior ao dos aquíferos, podendo ser utilizados de modo permanente.

1.2. Resposta:

O caudal médio anual do rio Amazonas pode ser estimado da seguinte forma:

$$Q_{Amaz} = 12\% \times Q_{cont} = 0.12 \times \left(\frac{h_{\text{água}} \times A}{365 \times 24 \times 60 \times 60} \right) = 0.12 \times \left(\frac{316 \times 10^{-3} \times 150 \times 10^6}{365 \times 24 \times 60 \times 60} \right)$$

$$Q_{Amaz} \cong 180365.3 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Em comparação: } Q_{Tejo} = 350 \text{ m}^3/\text{s)}$$

1.3. Resposta:

Volume diário de abastecimento de água:

$$V = 200 \times 1 \times 10^7 = 200 \times 10^7 \text{ L/dia} = 2 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{d}$$

Traduzido em termos de altura de água:

$$V = \frac{2 \times 10^6}{89000 \times 10^6} = \frac{2}{89000} \text{ m/d}$$

Em mm/ano vem:

$$V = \frac{2}{89000} \times 10^3 \times 365 = 8.20 \text{ mm/ano}$$

Capítulo 2 - Bacias Hidrográficas

2.1. Resposta:

Expressão para cálculo da altura média, h_{med} :

$$h_{med} = Z_{med} - Z_{min}; Z_{med} = \frac{1}{A_t} \sum_{i=0}^{n-1} \frac{1}{2} (Z_i + Z_{i+1}) \cdot A'_i$$

Tabela 13 - Organização dos dados para o cálculo da altura média.

Área acima da cota, A_i (km^2)	Cota, Z_i (m)	Intervalo de cotas (m)	Cota média, $(Z_i + Z_{i+1})/2$ (m)	Área entre cotas, A'_i (km^2)	Cota média*Área entre cotas
0.00	306	300;306	303	0.57	172.71
0.57	300	280;300	290	1.50	435.00
2.07	280	260;280	270	7.25	1957.50
9.32	260	240;260	250	7.49	1872.50
16.81	240	220;240	230	6.03	1386.90
22.84	220	204;220	212	0.21	44.52
23.05	204	Somatório		23.05	5869.13

Procedimento para construção da Tabela 13:

- Organizar as cotas por ordem descendente;
- Organizar as cotas por intervalo;
- Calcular a cota média para cada intervalo: $(Z_i + Z_{i+1})/2$;
- Calcular a área entre cotas: $A_{i+1} - A_i$;
- Produto entre a cota média e a área entre cotas.

Assim:

$$Z_{med} = \frac{5869.13}{23.05} \approx 254.6 \text{ m} \rightarrow h_{med} = 254.6 - 204 = 50.6 \text{ m}$$

2.2. Resposta:

Percurso médio de escoamento sobre o terreno:

$$\bar{P}_S = \frac{1}{4D_r}; D_r = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A}$$

Então:

$$\bar{P}_S = \frac{1}{4D_r} = \frac{1}{4 \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A}} = \frac{1 \times A}{4 \sum_{i=1}^n L_i} = \frac{102}{4 \times 300} \cong 0.085 \text{ km}$$

2.3. Resposta:

Relação de bifurcação:

$$R_b = \frac{N_u}{N_{u+1}}$$

Relação de bifurcação média:

$$\bar{R}_b = \sqrt[n-1]{\prod_{u=1}^{n-1} \frac{N_u}{N_{u+1}}} = \sqrt[n-1]{N_1}$$

Tabela 14 - Cálculo da relação de bifurcação.

Ordem, u	N_u	R_b
1	139	3.0
2	46	4.2
3	11	3.7
4	3	3.0
5	1	-

$$\bar{R}_b = \sqrt[5-1]{3.0 \times 4.2 \times 3.7 \times 3.0} = \sqrt[5-1]{139} \cong 3.4$$

2.4. Resposta:

Expressão para cálculo do declive médio:

$$i_{med} = \frac{Z_{max} - Z_{min}}{L}$$

Expressão para cálculo do declive médio:

$$i_{eq} = \frac{Z_{eq} - Z_{min}}{L}; Z_{eq} = \frac{1}{L} \sum_{i=0}^{n-1} (Z_i + Z_{i+1}) \cdot X'_{i+1} - Z_{min}$$

Tabela 15 - Organização dos dados para o cálculo do declive equivalente.

Distância à secção, X_i (km)	Cota, Z_i (m)	$Z_i + Z_{i+1}$, (m)	Distância entre cotas, X'_{i+1} (km)	$(Z_i + Z_{i+1}) \cdot X'_{i+1}$
7	205	335	3	1005
4	130	240	2	480
2	110	213	2	426
0	103	Somatório	7	1911

Procedimento para construção da Tabela 15:

- Organizar as cotas por ordem descendente;

- Calcular o somatório de cotas: $Z_i + Z_{i+1}$;
- Calcular a distância entre cotas: $X_i - X_{i+1}$;
- Produto entre o somatório de cotas e a distância entre cotas.

Assim:

$$i_{med} = \frac{205 - 103}{7 \times 10^3} \cong 0.015 = 1.5\%$$

E:

$$Z_{eq} = \frac{1}{7} \times 1911 - 103 = 170 \text{ m} \rightarrow i_{eq} = \frac{170 - 103}{7 \times 10^3} \cong 0.010 = 1.0\%$$

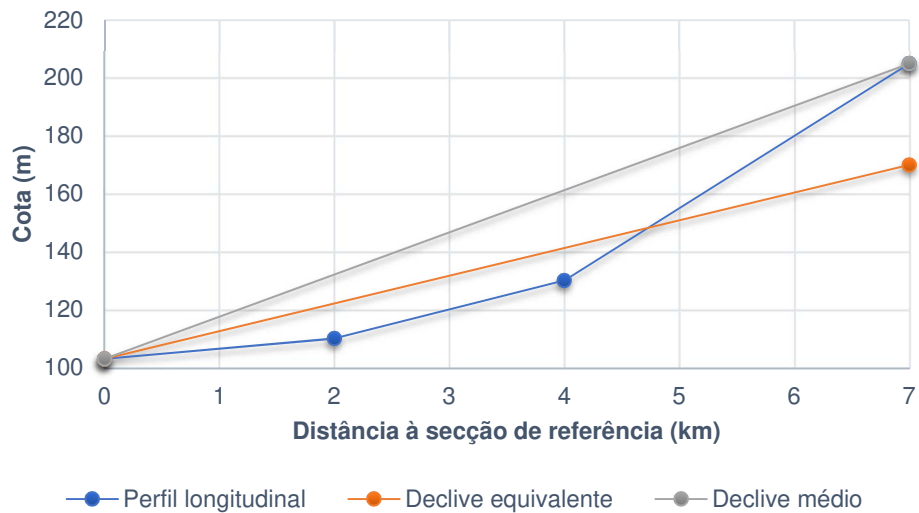


Figura 35 - Representação gráfica do perfil longitudinal e dos respectivos declives calculados.

Capítulo 3 - Balanço Hidrológico de uma Bacia Hidrográfica

3.1. Resposta:

Expressão geral do balanço hidrológico:

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

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.

Tendo em conta os dados fornecidos, a expressão resume-se a:

$$P = H + E - R$$

Assim, para estimar a evapotranspiração real na bacia:

$$E = P - H + R = 1000 - 1300 + \frac{8 \times 10^{15} \times 12}{100 \times 10^{12}} = 660 \text{ mm}$$

3.2. Resposta:

Expressão geral do balanço hidrológico:

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

Tendo em conta os dados fornecidos, a expressão resume-se a:

$$P = H + E + E_X$$

Assim, a máxima quantidade de água extraída da bacia pela ação humana será aquela que resulta num escoamento nulo na secção de jusante da bacia:

$$H = 0 \rightarrow P = E + E_X \rightarrow E_X = P - E = 1000 - 700 = 300 \text{ mm}$$

O máximo caudal médio transferível é:

$$Q_{E_X} = \frac{[(300 \times 10^{-3}) \times (100 \times 10^6)]}{365 \times 24 \times 60 \times 60} \cong 0.951 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3. Resposta:

Expressão geral do balanço hidrológico:

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

Sabendo que a diferença entre a precipitação e o escoamento, o défice de escoamento, é igual à perda de água da bacia por evapotranspiração, admite-se que:

$$D = E = P - H$$

Assim:

$$H = P - D = 1500 - 850 = 650 \text{ mm}$$

O caudal anual médio na secção de referência é:

$$Q_H = \frac{[(650 \times 10^{-3}) \times (40 \times 10^6)]}{365 \times 24 \times 60 \times 60} \cong 0.824 \text{ m}^3/\text{s}$$

Os valores anuais médios da precipitação e do défice do escoamento numa bacia hidrográfica com a área de 40 km^2 foram estimados em 1500 mm e 850 mm , respetivamente. Determine o caudal anual médio na secção de referência da referida bacia em m^3/s .

Capítulo 4 - Precipitação

4.1. Resposta:

Sabendo que a escala vertical corresponde a 10 mm de precipitação então 3 ciclos completos de carga/descarga (ascendente/descendente) atingindo os 10 mm no seu máximo, mais 1 ciclo de carga até à marca de 6 mm (aproximadamente) resulta numa estimativa da precipitação diária no valor de:

$$P = 3 \times 10 + 6 = 36 \text{ mm}$$

4.2. Resposta:

Intensidade média da precipitação:

$$I = \frac{\Delta P}{\Delta t}$$

$$I_{30} = \frac{41 - 0}{30 - 0} \times 60 = 82 \text{ mm/h}$$

$$I_{40} = \frac{45 - 15}{40 - 10} \times 60 = 60 \text{ mm/h}$$

$$I_{50} = \frac{47 - 35}{50 - 20} \times 60 = 24 \text{ mm/h}$$

$$I_{60} = \frac{47 - 41}{60 - 30} \times 60 = 12 \text{ mm/h}$$

Tabela 16 - Cálculo da intensidade média da precipitação em intervalos de 30 minutos.

t (min)	0	10	20	30	40	50	60
P (mm)	0	15	35	41	45	47	47
I (mm/h)	-	-	-	82	60	24	12

A máxima intensidade média da precipitação em meia hora é $I_{30} = 82 \text{ mm/h}$.

4.3. Resposta:

Método de Thiessen:

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot A_i}{A_b} = \frac{(12 \times 10) + (18 \times 20) + (23 \times 30)}{10 + 20 + 30} = 19.5 \text{ mm}$$

Capítulo 5 - Escoamento Superficial

5.1. Resposta:

O tempo de concentração exprime-se na forma:

$$t_c = \left(\frac{L}{\alpha p^{m-1}} \right)^{\frac{1}{m}}$$

Quando se considera a fórmula de Manning-Strickler:

$$\alpha = K_S S_f^{\frac{1}{2}} = 45 \times 0.05^{1/2} \wedge m = \frac{5}{3}$$

Assim:

$$t_c = \left(\frac{20}{45 \times 0.05^{1/2} \times (40 \times 10^{-3})^{5/3-1}} \right)^{\frac{1}{5/3}} \approx 5.472 \text{ horas}$$

E:

$$q_{max} = pL = (40 \times 10^{-3}) \times 20 = 0.8 \text{ m}^2/s$$

5.2. Resposta:

Para um descarregador retangular de parede delgada o caudal vem:

$$Q = C \frac{2}{3} \sqrt{2g} (b + k_b) (h + k_h)^{\frac{3}{2}}$$

O coeficiente C pode ser calculado da seguinte forma:

$$C = a \left(\frac{b}{B} \right) + a' \left(\frac{b}{B} \right) \frac{h}{p}$$

Recorrendo às tabelas:

$$\frac{b}{B} = \frac{0.3}{0.5} = 0.6 \begin{cases} a = 0.593 \\ a' = 0.018 \end{cases}$$

Então:

$$C = 0.593 \times 0.6 + 0.018 \times 0.6 \times \frac{0.35}{0.5} = 0.36336$$

Os coeficientes k_b e k_h tomam o valor 3.6 (recorrendo à tabela) e 0.001 m, respetivamente.

Assim:

$$Q = 0.36336 \times \frac{2}{3} \sqrt{2 \times 10} \times (0.3 + 3.6)(0.35 + k_h)^{\frac{3}{2}} \cong 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nota: Alternativamente os valores de a , a' e k_b podiam ser calculados.

5.3. Resposta:

$$Q = Q_t \frac{C_t - C_e}{C_e - C_b} = 5 \times \frac{200 - 2}{2 - 0.1} \cong 521 \text{ L/s} = 0.521 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para estimar a quantidade de sal necessária para efetuar a medição é preciso conhecer a distância L_0 , a velocidade e o intervalo de tempo para percorrer L_0 :

$$L_0 = K \frac{C \bar{B}^2}{\sqrt{g \bar{y}}} = 0.5 \times \frac{22 \times 4^2}{\sqrt{10} \times 0.15} \approx 371 \text{ m}$$

$$v = \frac{0.521}{4 \times 0.15} \approx 0.868 \text{ m/s}$$

$$\Delta t = \frac{371}{0.868} \approx 427 \text{ s}$$

A quantidade de sal injetada por segundo é $200 \times 5 = 1000 \text{ g/s} = 1 \text{ kg/s}$. Então:

$$m_{sal} = 427 \times 1 = 427 \text{ kg}$$

Capítulo 6 - Caudais

6.1. Resposta:

CÁLCULOS AUXILIARES

Tabela 17 - Curva de caudais cronológicos.

Trimestre	h (m)	Q (m ³ /s)
1	7	$Q_1 = 5 \times 7^2 = 245$
2	4	$Q_2 = 5 \times 4^2 = 80$
3	1	$Q_3 = 5 \times 1^2 = 5$
4	2	$Q_4 = 5 \times 2^2 = 20$

Tabela 18 - Curva de caudais integrais ou acumulados.

Trimestre	Q (m ³ /s)	Q_{acm} (m ³ /s)
1	$Q_1 = 245$	$Q_1 = 245$
2	$Q_2 = 80$	$Q_1 + Q_2 = 325$
3	$Q_3 = 5$	$Q_1 + Q_2 + Q_3 = 330$
4	$Q_4 = 20$	$Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 350$

Tabela 19 - Curva de caudais classificados.

Trimestre	Q_{cc} (m ³ /s)
1	245
2	80
3	20
4	5

Tabela 20 - Curva característica hidrológica.

i	Q (m ³ /s)	q (m ³ /s)
0	0	$q_0 = 0$
1	5	$q_1 = 0 + 0.25 \times (4 - 0) \times (5 - 0) = 5$
2	20	$q_2 = 5 + 0.25 \times (4 - 1) \times (20 - 5) = 16.25$
3	80	$q_3 = 16.25 + 0.25 \times (4 - 2) \times (80 - 20) = 46.25$
4	245	$q_4 = 46.25 + 0.25 \times (4 - 3) \times (245 - 80) = 87.5$

Tabela 21 - Curva de concentração.

Q (m ³ /s)	t_{cc} (%)	V (m ³)
0	0	$V_0 = 0$
5	25	$V_1 = 0 + 5 \times 0.25 \times (365 \times 24 \times 3600) = 3.942 \times 10^7$
20	50	$V_2 = 3.942 \times 10^7 + 20 \times 0.25 \times (365 \times 24 \times 3600) = 1.971 \times 10^8$
80	75	$V_3 = 1.971 \times 10^8 + 80 \times 0.25 \times (365 \times 24 \times 3600) = 8.2782 \times 10^8$
245	100	$V_4 = 8.2782 \times 10^8 + 245 \times 0.25 \times (365 \times 24 \times 3600) = 2.7594 \times 10^9$

REPRESENTAÇÃO GRÁFICA

a)

Curva que exprime a variação do caudal em determinada secção ao longo do tempo:

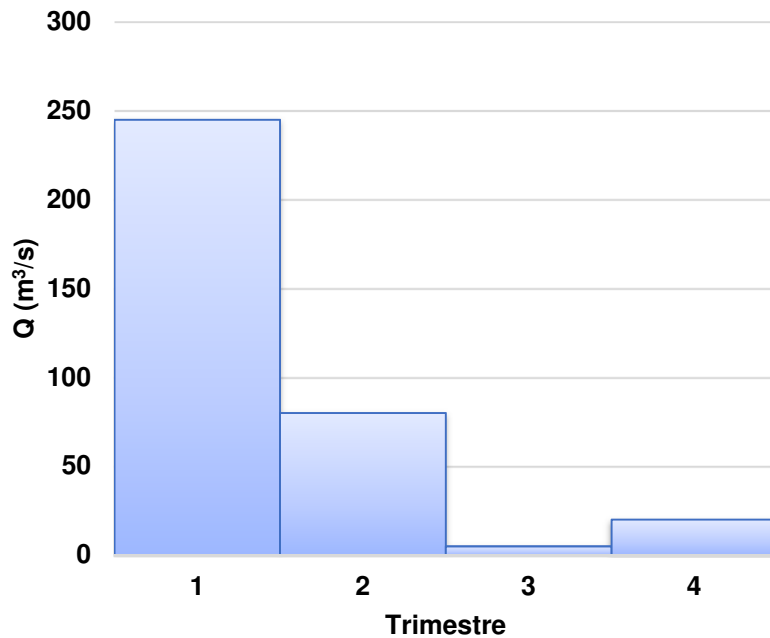


Figura 36 - Curva de caudais cronológicos.

b)

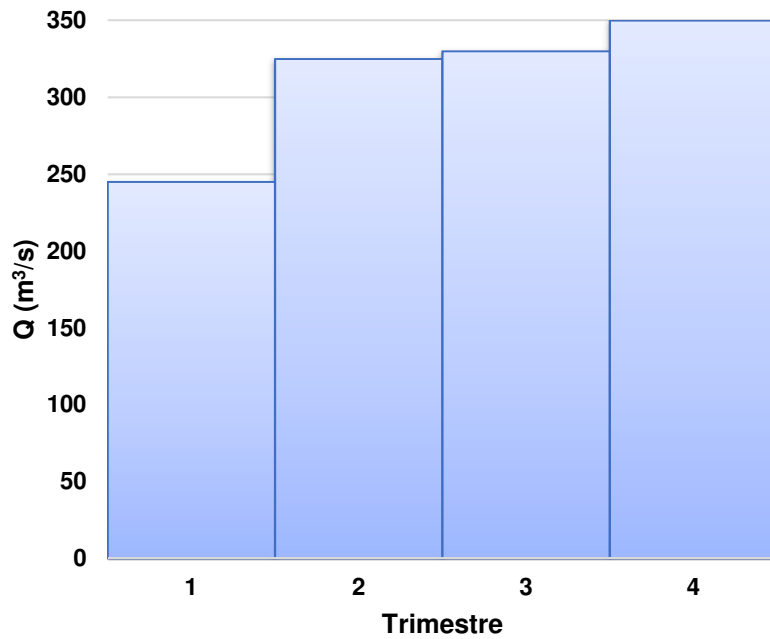


Figura 37 - Curva de caudais integrais ou acumulados.

c)

Os caudais utilizados podem ser organizados por ordem crescente ou decrescente:

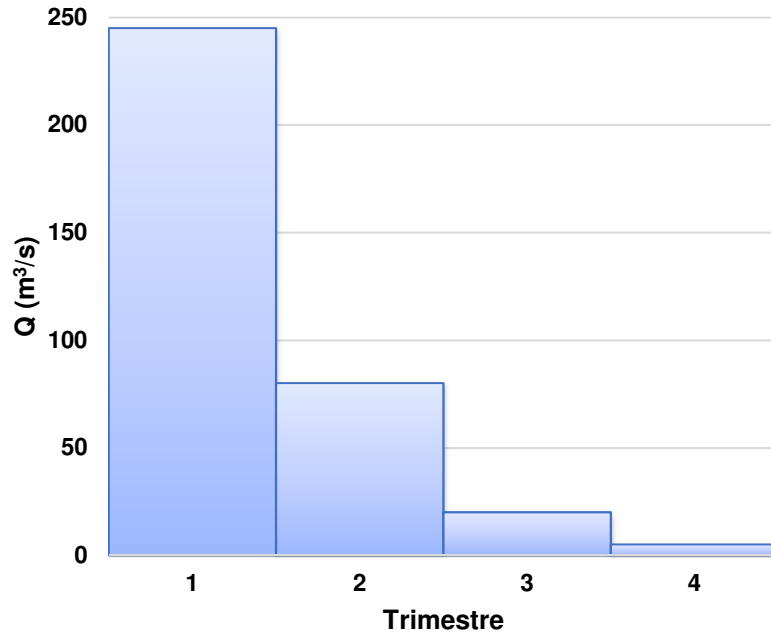


Figura 38 - Curva de caudais classificados.

d)

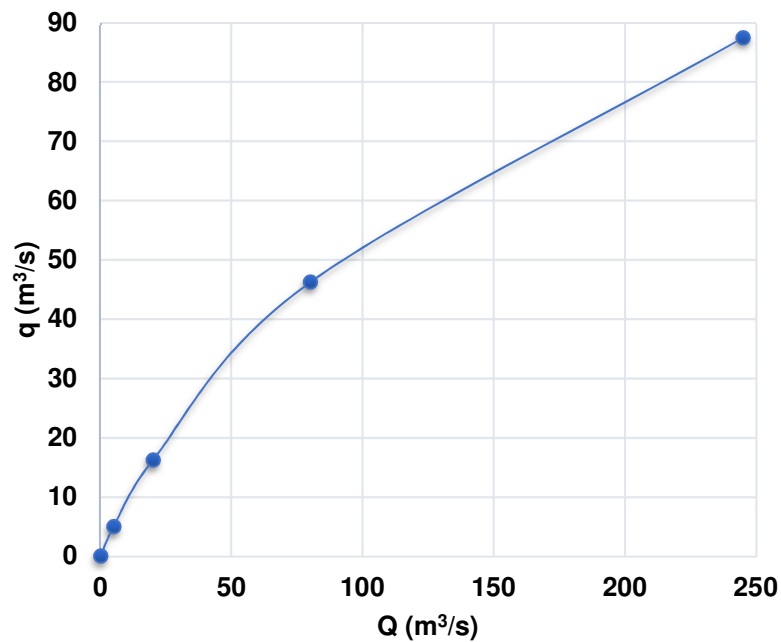


Figura 39 - Curva característica hidrológica.

e)

Resulta da integração em relação ao tempo:

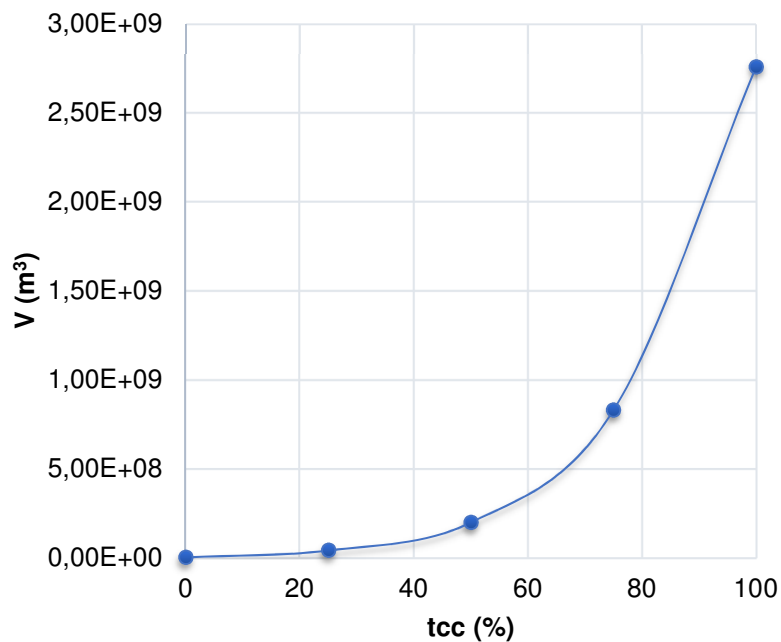


Figura 40 - Curva de concentração.

6.2. Resposta:

a)

Após construção da curva de caudais classificados:

Tabela 22 - Construção da curva de caudais classificados.

Trimestre	Q_{cc} (m³/s)
1	$4Q$
2	$3Q$
3	$2Q$
4	Q

Calcula-se o valor de Q com base na construção da curva característica hidrológica:

Tabela 23 - Cálculo de Q .

i	Q (m³/s)	q (m³/s)
0	0	$Q_{instalado} = 0 \rightarrow q_0 = 0$
1	Q	$Q_{instalado} = Q \rightarrow q_1 = 0 + 0.25 \times (4 - 0) \times (Q - 0) = Q$
2	$2Q$	$Q_{instalado} = 2Q \rightarrow q_2 = Q + 0.25 \times (4 - 3) \times (2Q - Q) = 1.75Q$
3	$3Q$	$Q_{instalado} = 3Q \rightarrow q_3 = 1.75Q + 0.25 \times (4 - 2) \times (3Q - 2Q) = 2.25Q$
4	$4Q$	$Q_{instalado} = 4Q \rightarrow q_4 = 2.25Q + 0.25 \times (4 - 3) \times (4Q - 3Q) = 2.5Q$

Assim para $Q_{instalado} = 3Q$:

$$q_3 = 2.25Q = 22.5 \rightarrow Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$$

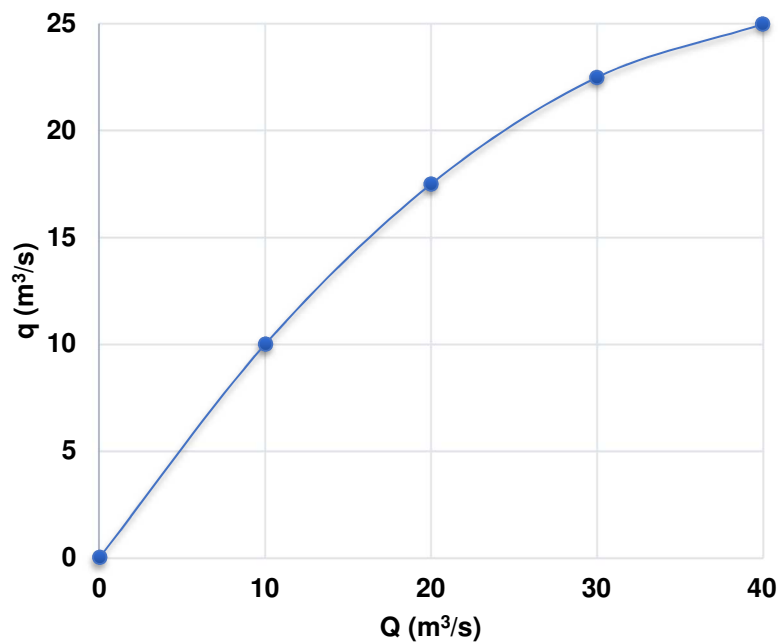


Figura 41 - Curva característica hidrológica.

b)

$$\text{Rendimento} \rightarrow \eta = \frac{\text{Volume utilizado (ou turbinado)}}{\text{Volume afluyente (ou instalado)}} \times 100$$

Cálculo do volume utilizado/turbinado correspondente ao caudal de 30.0 m³/s:

$$\text{Volume utilizado} = 0.25 \times t \times \sum_{i=1}^{n=3} Q_i = 0.25 \times (365 \times 24 \times 60 \times 60) \times (10 + 20 + 30)$$

$$\text{Volume utilizado} = 473040000 \text{ m}^3 = 4.7304 \times 10^8 \text{ m}^3$$

Cálculo do volume afluyente:

$$\text{Volume afluyente} = 0.25 \times t \times \sum_{i=1}^{n=4} Q_i$$

$$\text{Volume afluyente} = 0.25 \times (365 \times 24 \times 60 \times 60) \times (10 + 20 + 30 + 40)$$

$$\text{Volume afluyente} = 788400000 \text{ m}^3 = 7.884 \times 10^8 \text{ m}^3$$

Assim:

$$\text{Rendimento} \rightarrow \eta = \frac{4.7304 \times 10^8}{7.884 \times 10^8} \times 100 = 60\%$$

6.3. Resposta:

a)

Módulo - (Módulo dos caudais classificados) - caudal que define um retângulo com a mesma área do diagrama de caudais classificados:

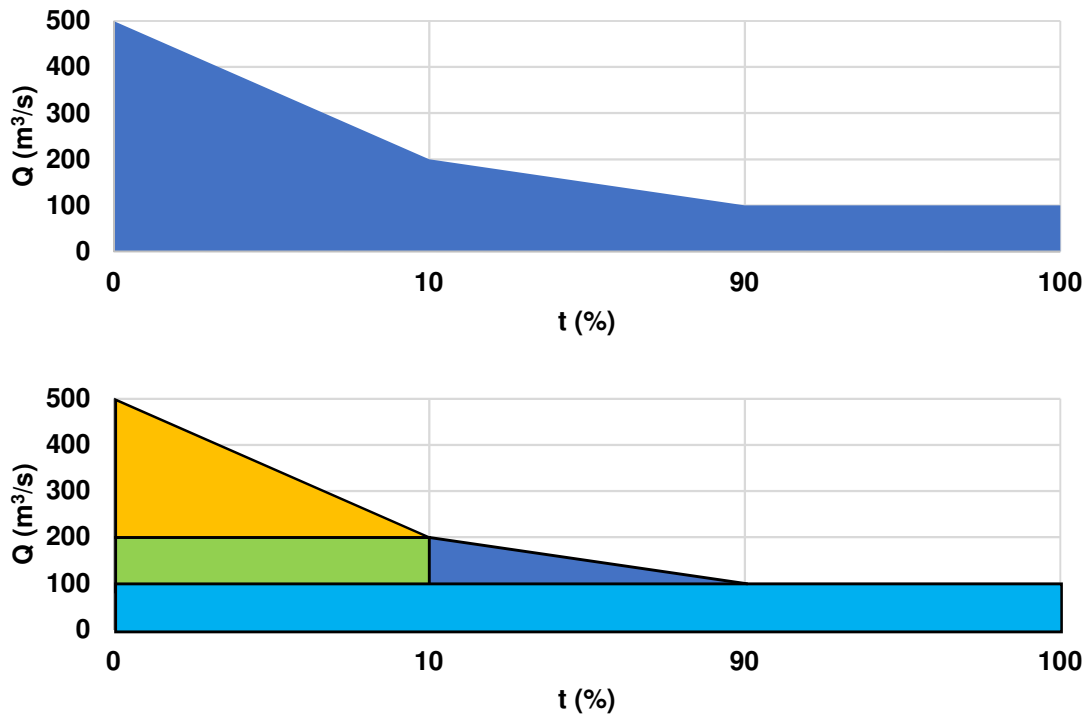


Figura 42 - Área do diagrama de caudais classificados.

$$q_M = |Q| = 1 \times 100 + 0.1 \times (200 - 100) + \frac{(0.9 - 0.1) \times (200 - 100)}{2} + \frac{0.1 \times 500 - 200}{2}$$

$$q_M = |Q| = 165 \text{ m}^3/\text{s}$$

O caudal semipermanente - caudal igualado ou ultrapassado em 50% do tempo:

$$q_2 = \frac{100 - 200}{0.9 - 0.1} \times 0.4 + 200 = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

b)

Tabela 24 - Cálculo de q .

i	Q (m³/s)	q (m³/s)
0	0	$q_0 = 0$
1	100	$q_1 = 1 \times 100 = 100$
2	200	$q_2 = 100 + 0.1 \times (200 - 100) + (200 - 100) \times (0.9 - 0.1)/2 = 150$
3	300	$q_3 = 150 + \{[0.1 + (0.1 \times 2/3)] \times (300 - 200)\}/2 = 158.3(3)$
4	400	$q_4 = 158.3(3) + \{[(0.1 \times 1/3) + (0.1 \times 2/3)] \times (400 - 300)\}/2 = 163.3(3)$
5	500	$q_4 = 163.3(3) + [(0.1 \times 1/3) \times (500 - 400)]/2 = 165$

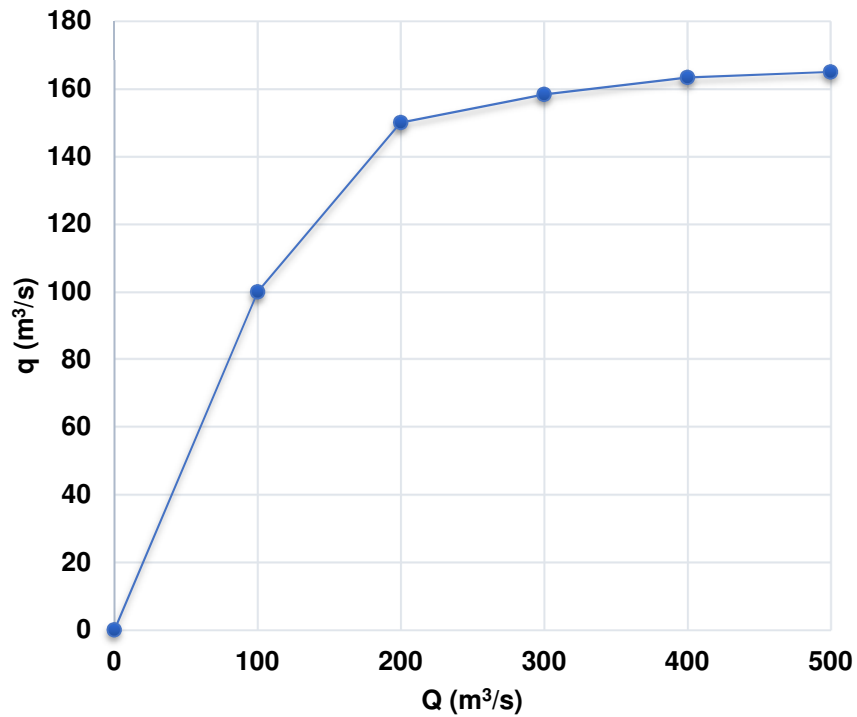


Figura 43 - Curva $q(Q)$.

c)

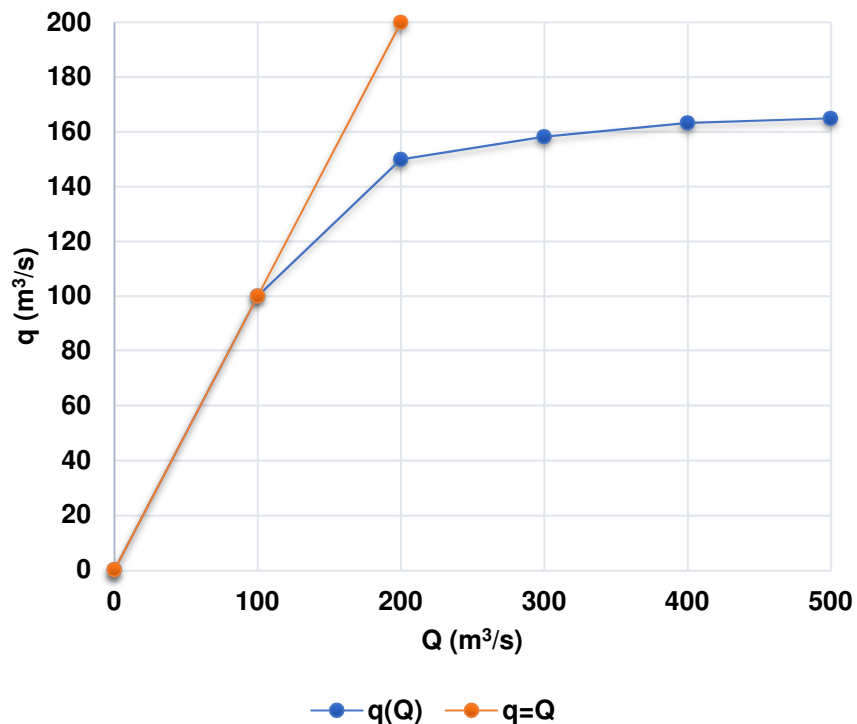


Figura 44 - Avaliação económica.

A curva característica hidrológica é uma curva que relaciona os caudais médios utilizados e os máximos turbináveis. Quanto mais a curva se aproxima da reta a 45° ($q = Q$), mais económica será a instalação, pois menor será a diferença entre os

caudais médios utilizáveis e os máximos turbináveis. Esta curva permite, então, avaliar a economia da instalação.

Assim a gama de caudais que torna a instalação mais económica situa-se no intervalo $[0; 100] \text{ m}^3/\text{s}$.

d)

Curva de concentração - Curva de integração em relação ao tempo, e do fim para a origem da curva de caudais classificados:

Tabela 25 - Cálculo de V .

$t_{cc}(\%)$	$V \text{ (m}^3\text{)}$
0	$V_0 = 0$
10	$V_1 = 0 + 100 \times 0.1 \times (365 \times 24 \times 3600) = 3.1536 \times 10^8$
20	$V_2 = [(100 \times 0.2) + (1/8 \times 100 \times 0.1)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 6.5043 \times 10^8$
30	$V_3 = [(100 \times 0.3) + (2/8 \times 100 \times 0.2)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 1.02492 \times 10^9$
40	$V_4 = [(100 \times 0.4) + (3/8 \times 100 \times 0.3)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 1.43883 \times 10^9$
50	$V_5 = [(100 \times 0.5) + (4/8 \times 100 \times 0.4)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 1.89216 \times 10^9$
60	$V_6 = [(100 \times 0.6) + (5/8 \times 100 \times 0.5)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 2.38491 \times 10^9$
70	$V_7 = [(100 \times 0.7) + (6/8 \times 100 \times 0.6)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 2.91708 \times 10^9$
80	$V_8 = [(100 \times 0.8) + (7/8 \times 100 \times 0.7)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 3.48867 \times 10^9$
90	$V_9 = [(100 \times 0.9) + (100 \times 0.8)/2] \times (365 \times 24 \times 3600) = 4.09968 \times 10^9$
100	$V_{10} = Q \times (365 \times 24 \times 3600) = 165 \times (365 \times 24 \times 3600) = 5.20344 \times 10^9$

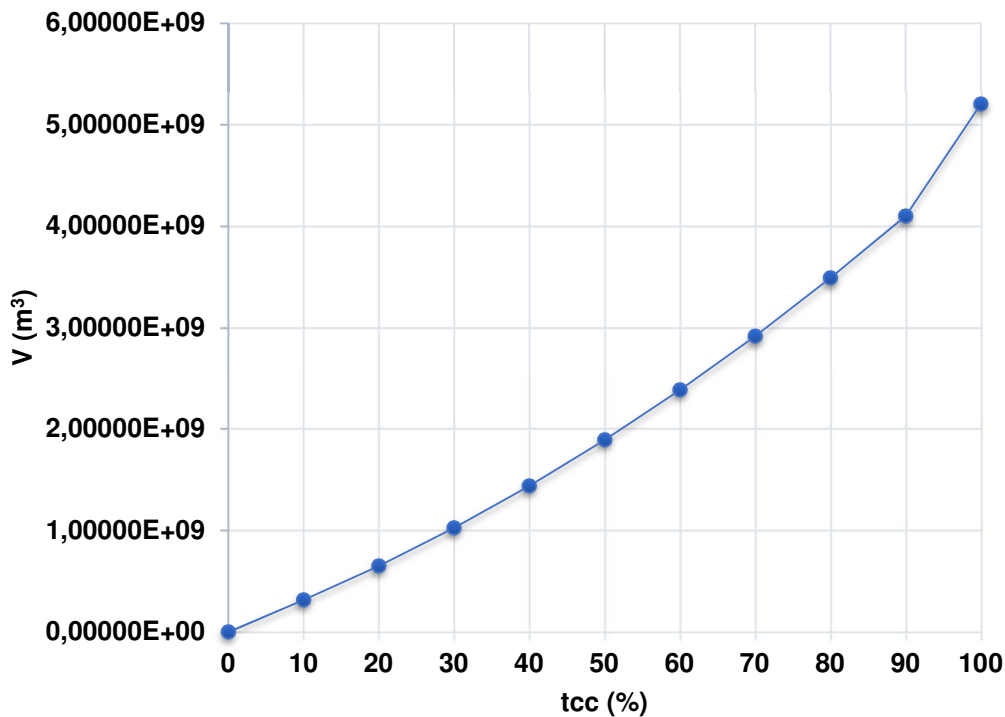


Figura 45 - Curva de concentração.

e)

O rendimento da instalação é dado por:

$$\eta = \frac{\text{Volume utilizado}}{\text{Volume afluído}} \times 100 = \frac{\text{Volume afluído} - \text{Volume descarregado}}{\text{Volume afluído}} \times 100$$

Sabendo que o caudal instalado é igual ao semipermanente, pode-se traçar uma reta tangente à curva de concentração no ponto $(tcc_{50\%}, V_{50\%})$, a qual traduz o volume realmente consumido pela instalação:

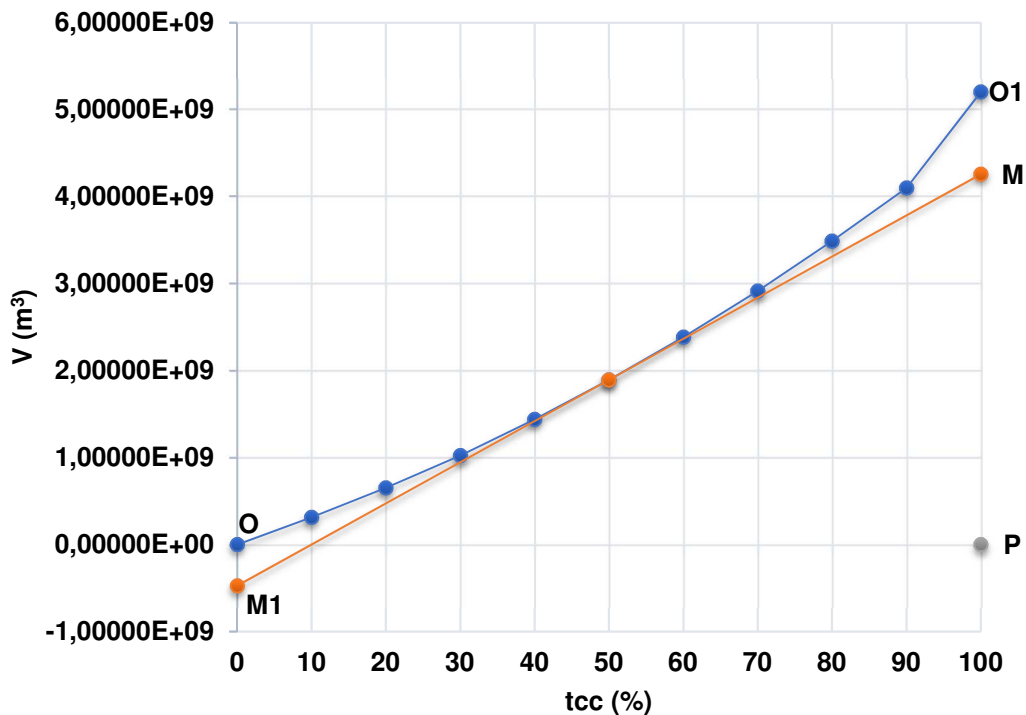


Figura 46 - Curva de concentração e volume realmente consumido pela instalação.

O rendimento calculado com base na informação presente no gráfico anterior resulta:

$$\eta = \frac{\overline{PM}}{\overline{PO1}} \times 100 = \frac{\overline{PO1} - \overline{MO1}}{\overline{PO1}} \times 100$$

Em que $\overline{MO1} = \overline{PO1} - \overline{PM}$ é a diferença entre o volume total afluído ($\overline{PO1}$) à secção do curso de água e o volume realmente consumido pela instalação (\overline{PM}). Corresponde ao volume descarregado por essa mesma instalação.

O volume total afluído:

$$\overline{PO1} = 5.20344 \times 10^9 \text{ m}^3$$

O volume descarregado ($\overline{MO1}$) resulta da área da curva de caudais classificados acima do caudal instalado de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (ou Zona 1), conforme a seguinte figura:

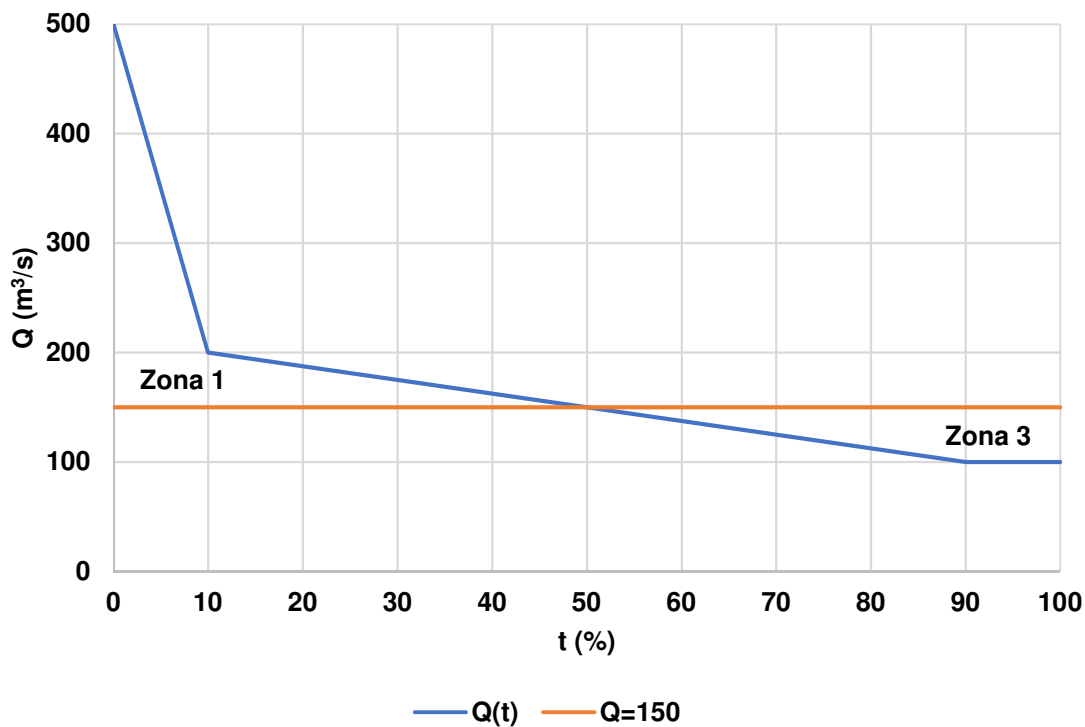


Figura 47 - Curva de caudais classificados e caudal instalado.

Assim, o volume descarregado:

$$\overline{MO1} = \left[\left(\frac{0.4 \times 50}{2} \right) + 0.1 \times 50 + \left(\frac{0.1 \times 300}{2} \right) \right] \times (365 \times 24 \times 3600) = 9.46 \times 10^8 \text{ m}^3$$

Por fim, o rendimento da instalação resulta:

$$\eta = \frac{5.20344 \times 10^9 - 9.46 \times 10^8}{5.20344 \times 10^9} \times 100 \cong 81.8\%$$

f)

Pela consulta da Figura 46, o volume a captar de outra bacia, para que o aproveitamento funcionasse todo o ano a plena carga corresponde ao trecho $\overline{OM1}$, o qual representa a deficiência total de volume no trabalho da instalação abaixo do máximo do caudal. É o volume de água que tem de ser captado de outro rio para conseguir ter durante todo o ano (100%) o caudal aproveitado.

O volume a captar ($\overline{OM1}$) resulta da área da curva de caudais classificados abaixo do caudal instalado de $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (ou Zona 3), conforme a Figura 47. Assim tem-se:

$$\overline{OM1} = \left[0.1 \times 50 + \left(\frac{0.4 \times 50}{2} \right) \right] \times (365 \times 24 \times 3600) = 4.73 \times 10^8 \text{ m}^3$$

Capítulo 7 - Estudo das Cheias

7.1. Resposta:

a)

Para uma chuvada com a mesma duração e com o dobro da intensidade, o hidrograma resultante é a soma do hidrograma unitário (HU) com um hidrograma com a mesma duração e intensidade do primeiro (*para* $t_i = t_{i,HU} \rightarrow Q_i = 2Q_{i,HU}$):

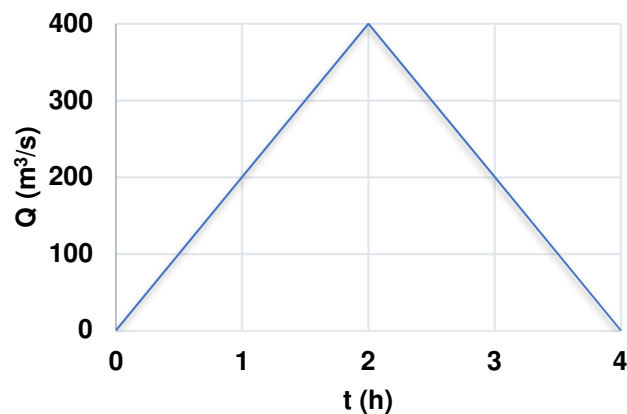


Figura 48 - Chuvada com a mesma duração e com o dobro da intensidade.

O caudal de ponta de cheia é $400 m^3/s$.

b)

Para uma chuvada com a mesma intensidade e com o dobro da duração, o hidrograma resultante é a soma do HU com um hidrograma com a mesma intensidade e desfasado 1 hora do primeiro ($Q_i = Q_{i,HU} + Q_{i,HU+1}$):

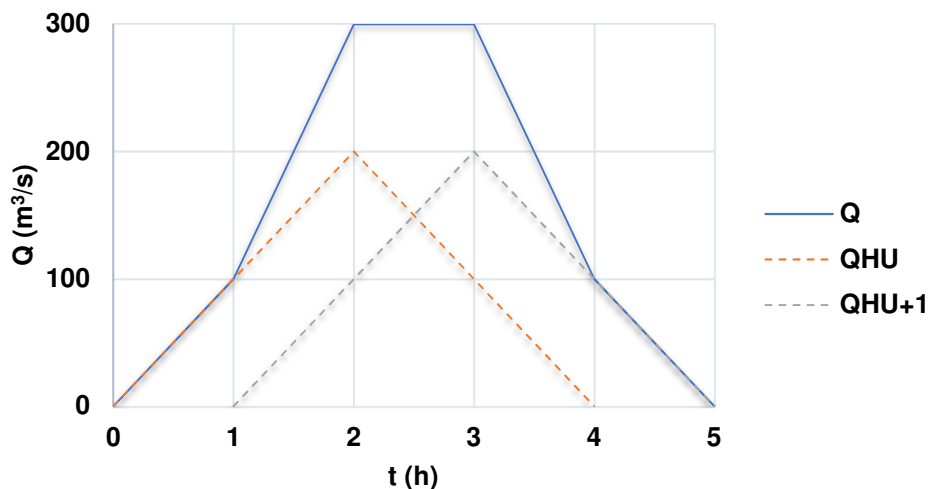


Figura 49 - Chuvada com a mesma intensidade e com o dobro da duração.

O caudal de ponta de cheia é $300 m^3/s$.

c)

Para uma chuvada com o dobro da intensidade e com uma duração de 4 horas, o hidrograma resultante é a soma do HU com o dobro da intensidade original com sucessivos hidrogramas com essa mesma intensidade, mas desfasados de 1, 2 e 3 horas do primeiro ($Q_i = 2Q_{i,HU} + 2Q_{i,HU+1} + 2Q_{i,HU+2} + 2Q_{i,HU+3}$):

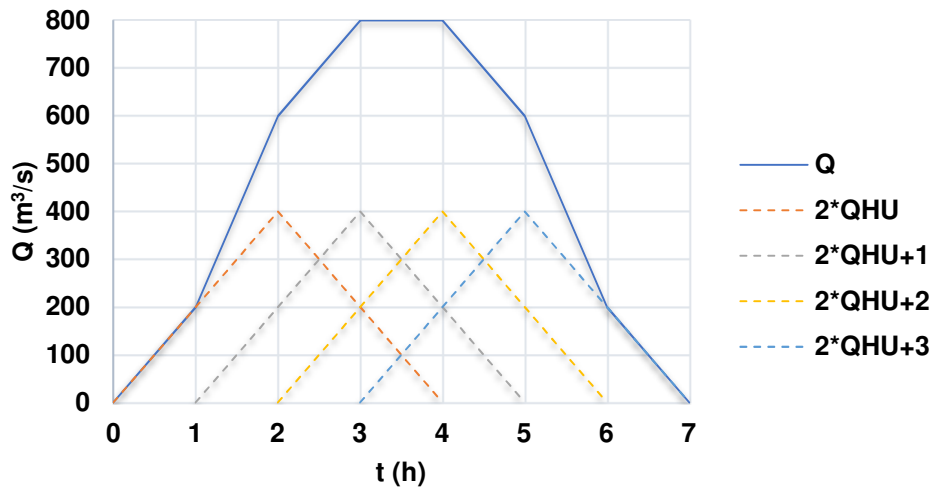


Figura 50 - Chuvada com o dobro da intensidade e com uma duração de 4 horas.

O caudal de ponta de cheia é $800 \text{ m}^3/\text{s}$.

d)

Para uma chuvada com a seguinte distribuição temporal:

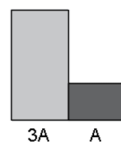


Figura 51 - Distribuição temporal da chuvada.

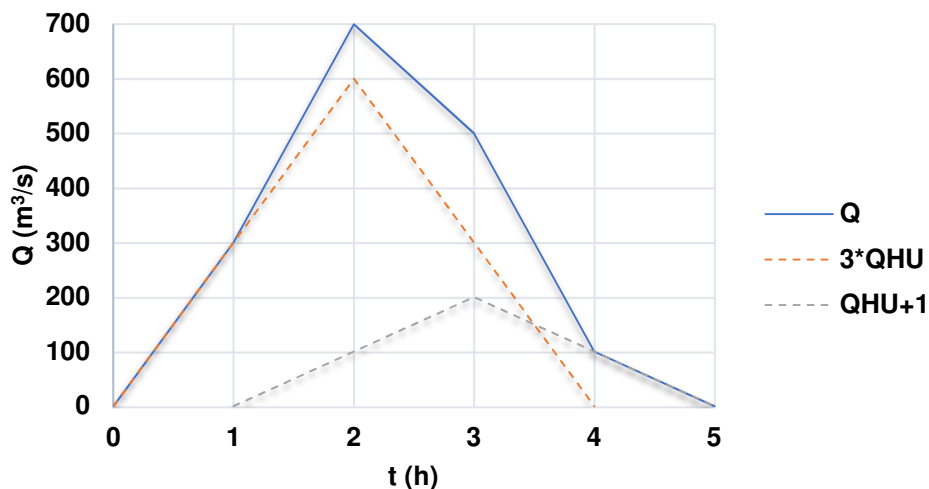


Figura 52 - Chuvada com distribuição temporal de 3A+A.

O hidrograma resultante é a soma do HU com o triplo da intensidade original com um hidrograma com a mesma intensidade do HU original, mas desfasado de 1 hora do primeiro ($Q_i = 3Q_{i,HU} + Q_{i,HU+1}$). O caudal de ponta de cheia é $700 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.2. Resposta:

a)

O hidrograma resultante é a soma do HU com o dobro da intensidade original com um hidrograma com a mesma intensidade do HU original, mas desfasado de 1 hora do primeiro ($Q_i = 2Q_{i,HU} + Q_{i,HU+1}$):

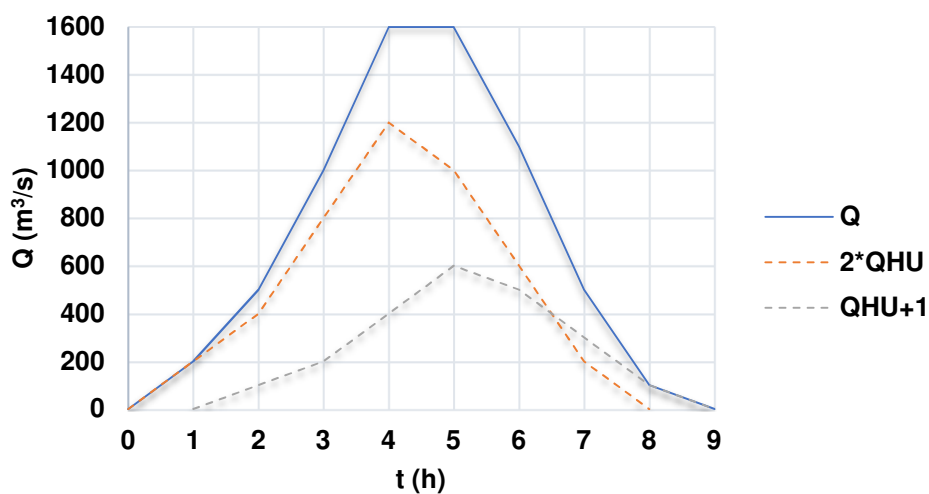


Figura 53 - Hidrograma de cheia resultante da precipitação B.

b)

O caudal de ponta de cheia é $1600 \text{ m}^3/\text{s}$. O tempo de concentração é [4,5] horas.

c)

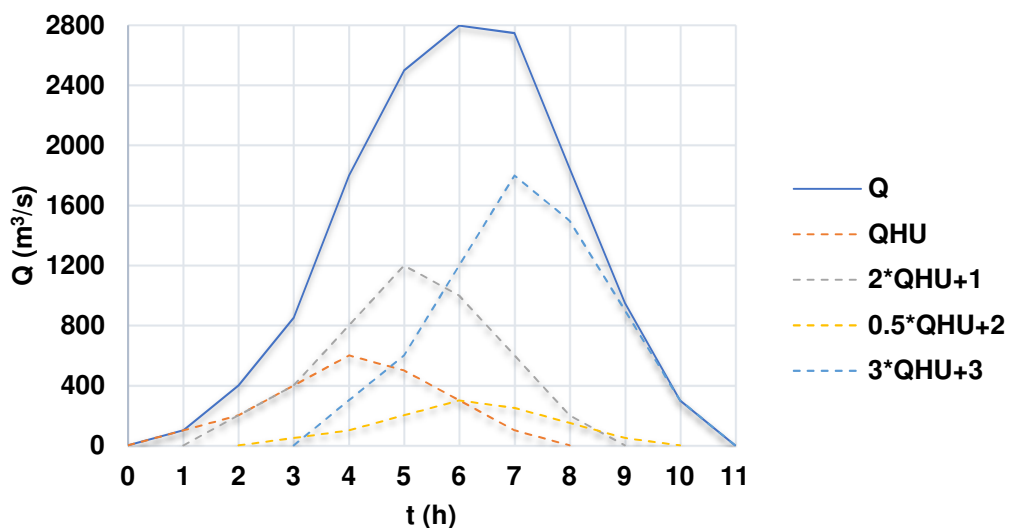


Figura 54 - Hidrograma de cheia resultante da precipitação C.

O hidrograma resultante é a soma do HU com hidrogramas sucessivamente desfasados de 1, 2 e 3 horas, com intensidade de 2, 0.5 e 3 vezes a intensidade original do HU, respetivamente ($Q_i = Q_{i,HU} + 2Q_{i,HU+1} + 0.5Q_{i,HU+2} + 3Q_{i,HU+3}$). O caudal de ponta de cheia é $2800 \text{ m}^3/\text{s}$. O tempo de concentração é 6 horas.

7.3. Resposta:

Tempo de base do hidrograma unitário é $7 - 2 = 5$ horas.

$$t = 0 \rightarrow Q = 0$$

$$t = 1 \rightarrow Q = 200 = A_1 + 0 + 0 \rightarrow A_1 = 200$$

$$t = 2 \rightarrow Q = 800 = A_2 + 2 \times A_1 + 0 \rightarrow A_2 = 400$$

$$t = 3 \rightarrow Q = 1200 = A_3 + 2 \times A_2 + 0.5 \times A_1 \rightarrow A_3 = 300$$

$$t = 4 \rightarrow Q = 920 = A_4 + 2 \times A_3 + 0.5 \times A_2 \rightarrow A_4 = 120$$

$$t = 5 \rightarrow Q = 390 = A_5 + 2 \times A_4 + 0.5 \times A_3 \rightarrow A_5 = 0$$

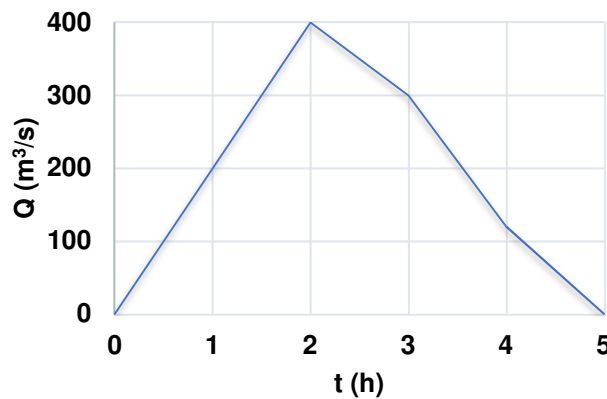


Figura 55 - HU para o hidrograma de cheia dado.

7.4. Resposta:

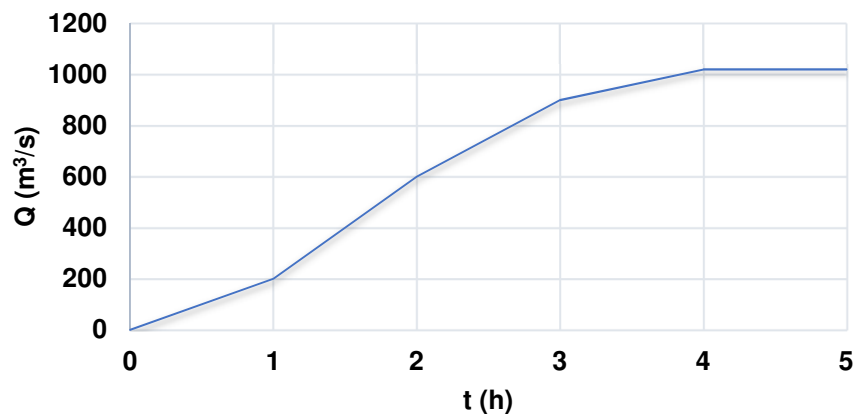


Figura 56 - Hidrograma em "S".

O hidrograma em S é o hidrograma resultante de uma série de chuvadas, justapostas, cada uma com precipitação útil unitária. Obtém-se, portanto, da soma de hidrogramas unitários para a duração D da precipitação útil, cada um desfasado D do hidrograma precedente.

7.5. Resposta:

a)

Tempo de base do hidrograma unitário é 5 horas.

$$t = 0 \rightarrow Q = 0 = A_0$$

$$t = 1 \rightarrow Q = 25 = A_0 + A_1 \rightarrow A_1 = 25$$

$$t = 2 \rightarrow Q = 75 = A_0 + A_1 + A_2 \rightarrow A_2 = 50$$

$$t = 3 \rightarrow Q = 150 = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 \rightarrow A_3 = 75$$

$$t = 4 \rightarrow Q = 250 = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 \rightarrow A_4 = 100$$

$$t = 5 \rightarrow Q = 250 = A_0 + A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \rightarrow A_5 = 0$$

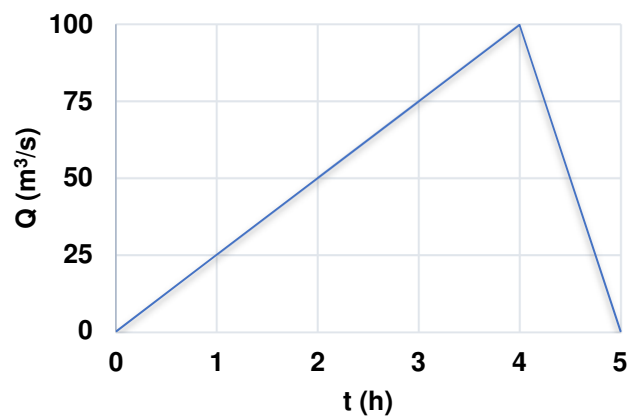


Figura 57 - HU para o hidrograma em "S" dado.

b)

A ponta de cheia correspondente ao hidrograma unitário é $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

7.6. Resposta:

Para desenhar o hidrograma de cheia pelo Método de Giandotti recorre-se às fórmulas apresentadas no apoio teórico do Capítulo 7, utilizando os seguintes coeficientes:

Tabela 26 - Coeficientes.

A (km ²)	γ	λ	ψ
$A_b = 362 \rightarrow [300; 500]$	8.0	4.0	0.50

Tabela 27 - Pontos para construção do hidrograma de cheia.

t (h)	Q (m ³ /s)
$t_0 = 0$	$Q_0 = 0$
$t_a = \left(1 - \frac{1}{8}\right) \times 10.23 = 8.95$	$Q_{med} = 1068.41/8 = 133.55$
$t_c = \frac{4\sqrt{362} + 1.5 \times 33.8}{0.8 \times \sqrt{240}} = 10.23$	$Q_{max} = \frac{277 \times 0.5 \times 8 \times 0.109 \times 362}{4 \times 10.23} = 1068.41$
$t_b = \left(\frac{4-1}{8} + 1\right) \times 10.23 = 14.07$	$Q_{med} = 1068.41/8 = 133.55$
$t_t = 4 \times 10.23 = 40.92$	$Q_t = 0$

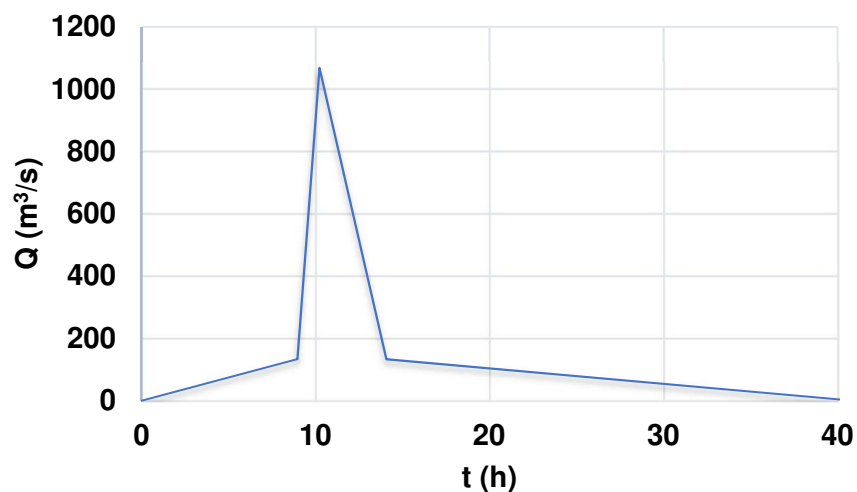


Figura 58 - Hidrograma de cheia pelo Método de Giandotti.

7.7. Resposta:

a)

Determinação dos coeficientes:

$$t_a = \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right) \times 12 = 10 \rightarrow (\gamma - 1) \times 12 = 10\gamma \rightarrow 12\gamma - 10\gamma = 12 \rightarrow \gamma = \frac{12}{2} = 6$$

Logo como $A_b < 5000 \text{ km}^2 \rightarrow [1000; 8000]$ e $\gamma = 6$, então $\lambda = 5$ e $\Psi = 0.3$.

$$V_{cheia} = Q_{med} \times t_t \rightarrow Q_{med} = \frac{21.6 \times 10^6}{60 \times 3600} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\gamma = \frac{Q_{max}}{Q_{med}} \rightarrow Q_{max} = 6 \times 100 = 600 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabela 28 - Pontos para construção do hidrograma de cheia.

t (h)	Q (m^3/s)
$t_0 = 0$	$Q_0 = 0$
$t_a = 10$	$Q_{med} = 100$
$t_c = 12$	$Q_{max} = 600$
$t_b = \left(\frac{5-1}{6} + 1\right) \times 12 = 20$	$Q_{med} = 100$
$t_t = 5 \times 12 = 60$	$Q_t = 0$

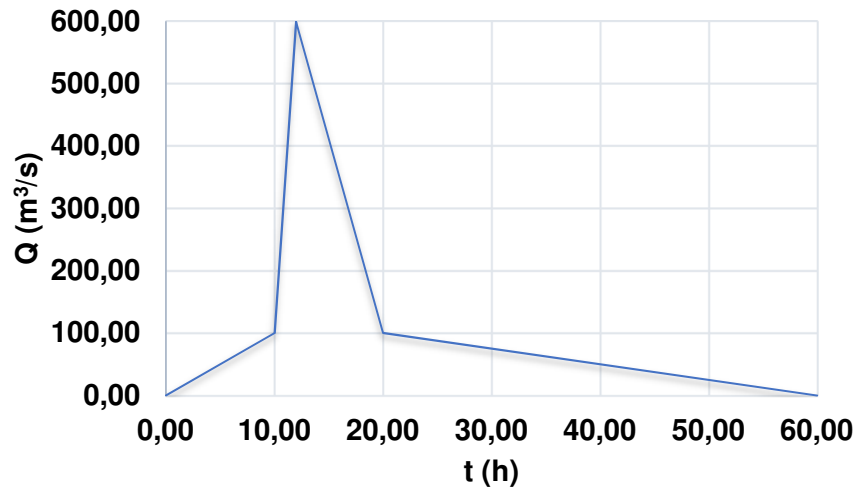


Figura 59 - Hidrograma de cheia completo.

b)

$$Q_{max} = \frac{277 \times 0.3 \times 6 \times 0.048 \times A}{5 \times 12} = 600 \rightarrow A = \frac{600 \times 5 \times 12}{277 \times 0.3 \times 6 \times 0.048} \cong 1504 \text{ km}^2$$

$$\frac{t_b - t_t}{Q_{med} - 0} = \frac{t_b - 30}{Q_{med} - Q_{30}} \rightarrow (100 - Q_{30}) \times (20 - 60) = 100 \times (20 - 30) \rightarrow$$

$$\rightarrow -4000 + 40Q_{30} = -1000 \rightarrow Q_{30} = \frac{3000}{40} = 75 \text{ m}^3/s$$

c)

$$\text{Fórmula de Giandotti: } Q_P = \frac{\lambda \times A \times h}{t_c} = \frac{0.1 \times 1504 \times 48}{12} \cong 602 \text{ m}^3/s$$

Nota:

- $A = 1504 \text{ km}^2 \rightarrow \lambda = 0.1$;
- $t_c = 12 \text{ h}$;
- $h = 48 \text{ mm}$.

7.8. Resposta:

a)

Para determinar o coeficiente de escoamento:

$$C = \frac{I_{eficaz}}{I_{total}} = \frac{I_{eficaz}}{25}$$

Sabendo que:

$$V = Q \times t \rightarrow V = \text{área do diagrama}$$

$$0.54 \times 10^6 = \left[\left(\frac{0.5 \times A}{2} \right) + \left(\frac{3A + A}{2} \times 0.5 \right) + \left(\frac{3A + 2A}{2} \times 0.5 \right) + \left(\frac{0.5 \times 2A}{2} \right) \right] \times 3600 \rightarrow$$

$$\rightarrow 0.54 \times 10^6 = (0.25A + A + 1.25A + 0.5A) \times 3600 \rightarrow 0.54 \times 10^6 = 3A \times 3600 \rightarrow$$

$$\rightarrow A = \frac{0.54 \times 10^6}{3 \times 3600} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Então:

$$Q_{\text{máx}} = 3A = 150 \text{ m}^3/\text{s}$$

E:

$$Q_{\text{máx}} = I_{eficaz} \times A_b \rightarrow I_{eficaz} = \frac{150}{54 \times 10^6} \times (3600 \times 10^3) = 10 \text{ mm/h}$$

Assim:

$$C = \frac{10}{25} = 0.4$$

Para determinar qual o caudal máximo para uma chuvada de intensidade total de 20 mm/h e adotando $C = 0.4$ (pois o coeficiente de escoamento da bacia é uma propriedade intrínseca da mesma):

$$C = \frac{I_{eficaz}}{I_{total}} \rightarrow 0.4 = \frac{I_{eficaz}}{20} \rightarrow I_{eficaz} = 8 \text{ mm/h}$$

Assim:

$$Q_{\text{máx}} = I_{eficaz} \times A_b = 8 \times \left(\frac{10^{-3}}{3600} \right) \times 54 \times 10^6 = 120 \text{ m}^3/\text{s}$$

b)

O tempo de base dos hidrogramas B e C é $t = 2 - 0.5 = 1.5$ horas, sendo o hidrograma C desfasado de 0.5 h. O hidrograma da Figura 31 resulta da soma dos hidrogramas resultantes de precipitações B e C, então:

$$t = 1 \rightarrow 200 = i_B + i_C$$

Adotando $C = 2B$, desfasado de 0.5 horas, vem:

$$t = 1 \rightarrow 200 = i_B + 2i_B(t = 0.5) \rightarrow i_B = 200 - 2 \times 75 = 50 \text{ mm/h} \rightarrow$$

$$\rightarrow i_C = 150 \text{ mm/h}$$

Tabela 29 - Hidrogramas.

T (horas)	B + C (mm/h)	B (mm/h)	C (mm/h)
0	0	0	0
0.5	75	75	0
1	200	50	150
1.5	100	0	100
2	0	0	0

As precipitações B e C são calculadas da seguinte forma:

$$B = i_B(t = 0.5) \times 0.5 = 75 \times 0.5 = 37.5 \text{ mm}$$

$$C = 2B = 2 \times 37.5 = 75 \text{ mm}$$

Capítulo 8 - Efeito Regularizador de uma Albufeira no Amortecimento da Ponta de Cheia

8.1. Resposta:

Para o estudo do amortecimento de ponta de cheia é necessário calcular os seguintes parâmetros:

- $Q_A =$ caudal afluído = área do hidrograma até o instante t ;
- $V_{afl} = Q_A \times 3600$;
- $Y_{EST} =$ valor arbitrado;
- $Q_E =$ caudal descarregado = curva de vazão do descarregador de cheia;
- $\bar{Q}_E =$ caudal médio desc. = $\bar{Q}_{E,i} + \bar{Q}_{E,i-1}/2$
- $V_{desc} = \bar{Q}_E \times 3600$;
- $V_{armz} = V_{afl} - V_{desc}$;
- $V_{armz,acm} = V_{armz,acm,i-1} + V_{armz,i}$;
- $Y_{CALC} =$ Valor interpolado da curva cota – volume.

E definir um valor da precisão de cálculo:

$$Y_{CALC} - Y_{EST} \leq 0.0005$$

Tabela 30 - Estudo do amortecimento da ponta de cheia.

t	Δt	Q_A	V_{afl}	Y_{EST}	Q_E	\bar{Q}_E	V_{desc}	V_{armz}	$V_{armz.acm}$	Y_{CALC}
0	-	10	-	100.0000	0.00	-	-	-	1060000.00	100.0000
1	1	15	54000.00	100.1000	0.40	0.20	711.51	53288.49	1113288.49	100.0720
				100.0720	0.24	0.12	434.80	53565.20	1113565.20	100.0724
2	1	35	126000.00	100.2000	1.12	0.68	2447.26	123552.74	1237117.95	100.2393
				100.2393	1.46	0.85	3069.48	122930.52	1236495.72	100.2385

Para $Y_{CALC} = 100.0724$:

$$Y_{CALC} - Y_{EST} = 100.0724 - 100.0720 = 0.0004 \leq 0.0005 \rightarrow \text{Cumprir a tolerância!}$$

E, portanto, o valor do ponto onde os dois hidrogramas (afluente e efluente) se encontram, que corresponde à máxima vazão de saída, pois a curva de descarga é crescente com o nível de água (volume) e para o qual o volume armazenado é máximo é 100.0724 m.

Capítulo 9 - Evaporação e Evapotranspiração

9.1. Resposta:

Tabela 31 - Estimativa da evapotranspiração potencial mensal e anual através do método de Turc.

Turc									
Mês	D_m (dias)	T (°C)	n (h)	H_{0m} (h)	I_0 (MJ/m ² /d)	r_H	I'_g (MJ/m ² /d)	ETP_d (mm)	ETP_m (mm)
jan	30	5.1	3.9	9.5	15.15	0.41053	6.78082	0.69746	20.9239
fev	30	6	5.2	10.5	20.15	0.49524	9.92340	1.06329	31.8988
mar	30	8.5	5.7	11.7	27.21	0.48718	13.2841	1.72233	51.66987
abr	30	10.6	7.8	13.1	34.32	0.59542	18.7241	2.66886	80.06568
mai	30	14.3	10	14.2	39.28	0.70423	23.6953	3.89675	116.9024
jun	30	18.6	11.6	14.8	41.29	0.78378	26.6488	4.92592	147.7776
jul	30	21.7	12.8	14.5	40.17	0.88276	28.0331	5.51483	165.4448
ago	30	21	12	13.5	35.99	0.88889	25.2330	4.93512	148.0537
set	30	18	7.8	12.2	29.46	0.63934	16.7584	3.18389	95.51654
out	30	13.6	6.2	10.9	22.08	0.56881	11.7348	2.03629	61.08878
nov	30	8	4.6	9.7	16.16	0.47423	7.77846	1.06352	31.90558
dez	30	5.1	3.2	9.2	13.61	0.34783	5.63927	0.60781	18.23432
a	0.23	b	0.53					Anual	969.4819

Tabela 32 - Estimativa da evapotranspiração potencial mensal e anual através do método de Thornthwaite.

Thornthwaite							
Mês	D_m (dias)	T (°C)	n (h)	H_{0m} (h)	N_m (-)	i_m (-)	ETP_m (mm)
jan	30	5.1	3.9	9.5	0.791667	1.030150	12.44985
fev	30	6	5.2	10.5	0.875000	1.314534	17.01333
mar	30	8.5	5.7	11.7	0.975000	2.216529	29.87447
abr	30	10.6	7.8	13.1	1.091667	3.086767	44.62597
mai	30	14.3	10	14.2	1.183333	4.836699	71.51358
jun	30	18.6	11.6	14.8	1.233333	7.174876	105.0620
jul	30	21.7	12.8	14.5	1.208333	9.041377	125.8827
ago	30	21	12	13.5	1.125000	8.607439	112.2892
set	30	18	7.8	12.2	1.016667	6.830520	82.97547
out	30	13.6	6.2	10.9	0.908333	4.485939	51.41213
nov	30	8	4.6	9.7	0.808333	2.023858	22.88272
dez	30	5.1	3.2	9.2	0.766667	1.030150	12.05670
I	0.23	a	0.53			Anual	688.0381

Segundo algumas investigações, em Portugal a fórmula de Thornthwaite parece conduzir a estimativas da evapotranspiração potencial bastante por defeito e a fórmula de Turc, a estimativas ligeiramente por excesso.

Capítulo 10 - Água No Solo

10.1. Resposta:

Capacidade de infiltração para um dado instante:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-Kt}$$

Então para $t = 3 h$,

$$f(3) = 8 + (38 - 8)e^{-1.11 \times 3} \cong 9.1 \text{ mm/h}$$

10.2. Resposta:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t}$$

Teor volúmico de humidade da amostra:

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} = \frac{\frac{m_w}{\rho_w}}{V_{cilindro}} = \frac{\frac{(331.8 - 302.4)}{1000} \times \frac{10^6}{10^3}}{\pi \times \left(\frac{5}{2}\right)^2 \times 10} \cong 0.15$$

Grau de saturação:

$$S = \frac{V_w}{V_f} = \frac{V_w}{V_w + V_a} \cong 0.36$$

$$V_a = V_t - V_w - V_s = \left[\pi \times \left(\frac{5}{2}\right)^2 \times 10 \right] - \left[\frac{(331.8 - 302.4)}{1000} \times \frac{10^6}{10^3} \right] - \left[\frac{302.4}{2650} \times \frac{10^6}{10^3} \right]$$

$$V_s = \frac{m_s}{\rho_s} = \frac{302.4}{2650} \times \frac{10^6}{10^3}$$

10.3. Resposta:

$$V_{w,sai} = V_{w,entra} - V_{w,retido} = V_{w,entra} - [(\theta_{cc} - \theta) \cdot V_t] =$$

$$V_{w,sai} = 1 - [(0.28 - 0.15) \times 5] = 0.35 L$$

10.4. Resposta:

Volume de água de rega para passar do mínimo teor volúmico de humidade amissível à capacidade de campo:

$$V_{w,rega} = V_{w,cc} - V_{w,min} = [(\theta_{cc} - \theta) \cdot V_t] = [(\theta_{cc} - \theta) \cdot (A \times h)]$$

$$V_{w,rega} = [(0.45 - 0.24) \times (1 \times 10^4 \times 0.5)] = 1050 m^3$$

Para determinar o intervalo de tempo recorre-se aos dados:

$$H_{w,rega} = \frac{V_{w,rega}}{A} = \frac{1050}{1 \times 10^4} = 0.105 \text{ m}$$

$$EVT = 3 \text{ mm/d} = 0.003 \text{ m/d}$$

Sabendo que a evapotranspiração média é de 3 mm/d , o intervalo de tempo entre duas regas sucessiva:

$$\begin{array}{rcl} & m & - \text{ dias} \\ EVT & = & 0.003 - 1 \\ H_{w,rega} & = & 0.105 - x \end{array}$$

$$x = \frac{0.105 \times 1}{0.003} = 35 \text{ dias}$$

Capítulo 11 - Água Subterrânea

11.1. Resposta:

a)

$$\Delta h = i_{hor} \times h$$

Tabela 33 - Perda de carga Δh .

Camada	Δh (m)
1	0.010
2	0.005
3	0.015
4	0.010
5	0.030

b)

$$c_h = \frac{L}{K}$$

Tabela 34 - Resistência hidráulica horizontal.

Camada	c_h (dia)
1	200
2	100000
3	50
4	200000
5	1000

c)

$$c_v = \frac{h}{K}$$

Tabela 35 - Resistência hidráulica vertical.

Camada	c_v (dia)
1	2
2	500
3	0.75
4	2000
5	30

d)

$$T = K \times h$$

Tabela 36 - Transmissividade.

<i>Camada</i>	<i>T (dia⁻¹)</i>
1	50
2	0.05
3	300
4	0.05
5	30

e)

$$q_{hor} = K \times h \times i_{hor}$$

Tabela 37 - Caudal específico (horizontal).

<i>Camada</i>	<i>q_{hor} (m²/dia)</i>
1	0.05
2	0.00005
3	0.3
4	0.00005
5	0.03

f)

$$K_{eq,hor} = \frac{1}{h} \sum_j (K_j h_j)$$

Tabela 38 - Permeabilidade equivalente (horizontal).

<i>Camada</i>	<i>K_{eq,hor} (m/dia)</i>
1	0.71429
2	0.00071
3	4.28571
4	0.00071
5	0.42857
Total	5.43

11.2. Resposta:

Expressão para o coeficiente de permeabilidade (K) para um aquífero artesiano:

$$K = \frac{Q \cdot \ln(R_2/R_1)}{2\pi m(s_1 - s_2)} = \frac{0.1 \cdot \ln(30/10)}{2\pi \times 40 \times (10 - 7)} \approx 0.000146 \text{ m/s} \cong 12.6 \text{ m/dia}$$

Rebaixamento teórico no poço (s_0), a partir da equação de Thiem para aquíferos artesianos, com $r, s \rightarrow r_1, s_1$:

$$s_0 = \frac{Q \cdot \ln(r_1/R_0)}{2\pi Km} + s_1 = \frac{0.1 \cdot \ln(10/0.15)}{2\pi \times 0.000146 \times 40} + 10 \cong 21.5 \text{ m}$$

Expressão para o raio de influência, R_i :

$$R_i = R_0 \times e^{\left(\frac{2\pi Km}{Q} s_0\right)} = 0.15 \times e^{\left(\frac{2\pi \times 0.000146 \times 40}{0.1} \times 21.5\right)} \cong 389.4 \text{ m}$$

Da expressão para o raio de influência é possível calcular a distância a partir da qual o rebaixamento é inferior a 2 metros, fazendo $R_0, s_0 \rightarrow R, s$:

$$R_i = R \times e^{\left(\frac{2\pi Km}{Q} s\right)} \rightarrow R = \frac{R_i}{e^{\left(\frac{2\pi Km}{Q} s\right)}} = \frac{389.4}{e^{\left(\frac{2\pi \times 0.000146 \times 40}{0.1} \times 2\right)}} \cong 187.2 \text{ m}$$

Então para um rebaixamento inferior a 2 m, $R > 187.2 \text{ m}$.

Nota: É possível calcular R , sem calcular R_i primeiro. Para tal na expressão para o raio de influência $R_i, s_0 \rightarrow R, s_0 - s$:

$$R = R_0 \times e^{\left[\frac{2\pi Km}{Q} (s_0 - s)\right]} = 0.15 \times e^{\left[\frac{2\pi \times 0.000146 \times 40}{0.1} \times (21.5 - 2)\right]} \cong 187.2 \text{ m}$$

11.3. Resposta:

O caudal por quilómetro de costa que se escoia para o mar, com base na solução de Dupuit-Ghyben-Herzberg:

$$q = \frac{1}{2} \times K \times \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \times \frac{z^2}{x}, \text{ com } z \approx 40h$$

$$\bar{K} = 10^{-1} \text{ cm/s} = 86.4 \text{ m/dia}$$

$$\rho_s = 1025 \text{ kg/m}^3 \text{ (água salgada)}$$

$$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3 \text{ (água doce)}$$

$$q = \frac{1}{2} \times 86.4 \times \frac{1025 - 1000}{1000} \times \frac{(40 \times 10)^2}{500} = 345.6 \text{ (m}^3/\text{dia)/m} \rightarrow$$

$$\rightarrow q = 345600 \text{ (m}^3/\text{dia)/km}$$

TRABALHOS PRÁTICOS

Introdução

Com o objetivo de abranger algumas das áreas temáticas, do programa proposto, e respeitando as novas normas de funcionamento da unidade curricular, propõem-se o desenvolvimento de um projeto geral com a finalidade de englobar todos os conceitos abordados nas aulas teóricas/teórico-práticas, relativos ao tema.

Semanalmente será disponibilizado tempo relativo às aulas teóricas/teórico-práticas para a realização do trabalho prático. Podem ser esclarecidas dúvidas do trabalho de interesse geral de toda a turma.

O desenvolvimento do trabalho semanalmente ao longo das aulas teóricas/teórico-práticas será tido em consideração na avaliação final, do mesmo, sendo preenchida uma ficha de avaliação semanal relativa ao trabalho prático/aluno.

Pretende-se que cada grupo de trabalho caracterize de forma completa, de acordo com os apontamentos das aulas teóricas/teórico-práticas e bibliografia a consultar, os temas referidos seguidamente (a apresentação do tema, capítulos e subcapítulos deverá ser respeitada):

1. Método da Dupla Acumulação;
2. Precipitação Anual Média;
3. Precipitações Intensas - Linha de Possibilidade Udométrica;
4. Escoamento Anual Médio e Curva de Duração;
5. Evapotranspiração e Dotações de Rega;
6. Infiltração;
7. Caudal de Ponta de Cheia;
8. Ensaios de Bombagem.

Os mesmos deverão ser apresentados e estruturados da seguinte forma:

- Relatório (capa + texto):
 - Capa (identificação do grupo - nome completo e número mecanográfico);
 - Texto (Índice, Introdução, Resposta às alíneas estabelecidas nos objetivos dos trabalhos práticos, Bibliografia consultada);
 - O corpo do texto deve ser impresso na fonte Arial, no tamanho de 11 pontos. Os títulos principais devem ser impressos em Arial, 12 pontos, usando maiúsculas. Os subtítulos serão também em Arial, 11 pontos, com a primeira letra maiúscula. Os títulos de ordem inferior serão em Arial, Itálico, 11 pontos, com a primeira letra maiúscula;
 - Todas as margens deverão ser configuradas a 3 cm;
 - Os parágrafos devem ser alinhados em relação a ambas as margens (à esquerda e à direita). Os títulos devem ser alinhados à esquerda;
 - Utilize um espaçamento entre linhas de 12 pontos. Deixe uma linha de intervalo entre dois parágrafos seguidos e após cada título. Deixe duas linhas de intervalo entre um parágrafo e o título seguinte;

- O texto deverá ser ligeiramente ajustado de modo a garantir que não existem linhas isoladas;
- Figuras desenhadas em formato Autocad;
- Folhas de cálculo em formato Microsoft Excel;
- Entregar pasta de trabalho, com identificação do trabalho prático e número de grupo, exemplo: “Trabalho prático nº 1 - Grupo I” (somente com ficheiros “doc, xls e dwg”).

Trabalho Prático N.º 1: Método da Dupla Acumulação

I - Introdução

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

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.

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

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.

II - Objetivo

Apresentam-se na Tabela 39 os valores da precipitação anual numa estação A e a média e a média das precipitações anuais em 12 estações da mesma região:

1. Verifique a consistência dos registos da estação A e, em caso de inconsistência, apresente uma tabela com os respetivos valores corrigidos.

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. VERIFICAÇÃO DA CONSISTÊNCIA DOS REGISTOS DO POSTO A
 - 3.1. Curva de dupla massa do posto A
 - 3.2. Correção das precipitações anuais para o posto A
4. CONCLUSÃO
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
6. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 39 - Precipitação anual (mm) numa estação A e média das precipitações.

Ano	Estação A	Média
41/42	710	768
42/43	518	623
43/44	527	705
44/45	563	631
45/46	549	698
46/47	523	512
47/48	668	785
48/49	750	676
49/50	554	614
50/51	470	609
51/52	549	631
52/53	829	807
53/54	489	638
54/55	422	561
55/56	374	527
56/57	484	745
57/58	297	524
58/59	383	807
59/60	489	698
60/61	414	517
61/62	462	524
62/63	506	745
63/64	489	591
64/65	348	549
65/66	384	631
66/67	371	648
67/68	393	524
68/69	523	830
69/70	314	527
70/71	492	785
71/72	357	638
72/73	506	663
73/74	532	862
74/75	317	512
75/76	323	591
76/77	395	522

Trabalho Prático N.º 2: Precipitação Anual Média

I - Introdução

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

Existem 2 métodos principais para se obter a precipitação ponderada sobre uma zona, a partir dos registos de precipitações em postos udométricos:

- Método de Thiessen ou das áreas de influência;
- Método das isoietas.

II - Objetivo

Apresentam-se na Tabela 40 os valores da precipitação anual média nos postos udométricos indicados e localizados sobre a bacia hidrográfica (planta fornecida pelo docente) ou na sua vizinhança.

1. Determinar a precipitação anual média sobre uma bacia hidrográfica (planta fornecida pelo docente), utilizando os seguintes métodos:
 - 1.1. Método de Thiessen ou das áreas de influência;

Método das isoietas (consultar

- 1.2. Tabela 41).

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. PRECIPITAÇÃO ANUAL MÉDIA
 - 3.1. Método de Thiessen ou das áreas de influência
 - 3.2. Método das isoietas
4. CONCLUSÃO
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
6. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 40 - Precipitação anual média para cada estação.

Estação	Precipitação (mm)
A	831
B	976
C	1172
D	864
E	927
F	1053

G	1225
H	1119

Tabela 41 - Isoietas.

Precipitação (mm)
800-850
850-900
900-950
950-1000
1000-1050
1050-1100
1100-1150
1150-1200
1200-1250

Trabalho Prático N.º 3: Precipitações Intensas. Linha de Possibilidade Udométrica

I - Introdução

As precipitações intensas têm um papel fundamental na determinação de um caudal de ponta de cheia, essencial no dimensionamento de obras hidráulicas como, por exemplo, obras de defesa contra inundações. O estudo das características das precipitações intensas compreende:

- análise estatística de precipitações com dada duração;
- o estabelecimento de relações entre a precipitação e a respetiva duração (em que a probabilidade de ocorrência figura como parâmetro), mais conhecidas como linhas de possibilidade udométrica.

II - Objetivo

1. Determinar, para a bacia hidrográfica estudada no 2º Trabalho, a precipitação diária máxima correspondente aos períodos de retorno de 20 e 100 *anos*, com base na média e no desvio padrão da precipitação diária máxima anual no posto udométrico mais próximo do centro da bacia (Tabela 42).
2. Utilizando os quocientes entre as precipitações máximas de curta duração e a precipitação diária máxima fornecidas pelo docente (Tabela 43), apresente um gráfico em escala logarítmica relacionando as precipitações máximas com a respetiva duração, para os períodos de retorno de 20 e 100 *anos*, e determine os parâmetros das linhas de possibilidade udométrica correspondentes, para durações entre 1 e 6 *h*.
3. Apresente no mesmo gráfico as linhas correspondentes às curvas IDF propostas por R. Matos e M. Silva, LNEC, 1986, para os mesmos períodos de retorno (Figura 60).

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. DADOS DE BASE
 - 3.1. Cálculo das precipitações máximas diárias anuais para os períodos de retorno $T=100$ anos e $T=20$ anos
 - 3.2. Estimativa das precipitações intensas de curta duração
4. PARÂMETROS DAS LINHAS DE POSSIBILIDADES UDOMÉTRICAS PARA DURAÇÕES ENTRE 1 HORA E 6 HORAS
5. CONCLUSÃO
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
7. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 42 - Precipitação diária máxima anual.

Data	Precipitação diária máxima anual (mm)
15-10-1979 09:00	80.4
07-11-1980 09:00	50.2
26-12-1981 09:00	35.0
21-04-1983 09:00	38.9
16-12-1983 09:00	32.0
10-02-1985 09:00	32.1
14-02-1986 09:00	46.1
06-01-1987 09:00	40.0
15-10-1987 09:00	50.0
24-05-1989 09:00	40.2
23-10-1989 09:00	33.1
07-03-1991 09:00	38.1
09-01-1992 09:00	42.1
05-12-1992 09:00	35.1
29-11-1993 09:00	29.8
05-11-1994 09:00	26.3
26-12-1995 09:00	43.5
27-12-1997 09:00	30.5
18-09-1999 09:00	20.1
10-12-1999 09:00	31.0
31-12-2000 09:00	41.2
17-09-2002 09:00	36.5
02-12-2005 09:00	61.2
31-01-2009 09:00	24.0

Tabela 43 - Quocientes entre as precipitações máximas de curta duração e a precipitação diária máxima.

Duração (n), em minutos	Quociente (P_n/P_{24})
360	0.7700
60	0.4300
30	0.3397
15	0.2451
10	0.1935
5	0.1247



Período de retorno, T (ano)	Região pluviométrica					
	A		B		C	
	Curva IDF Lisboa		Curva IDF Lisboa - 20%		Curva IDF Lisboa + 20%	
	a'	n'	a'	n'	a'	n'
2	202,72	-0,577	162,18	-0,577	243,26	-0,577
5	259,26	-0,562	207,41	-0,562	311,11	-0,562
10	290,68	-0,549	232,21	-0,549	348,82	-0,549
20	317,74	-0,538	254,19	-0,538	381,29	-0,538
50	349,54	-0,524	279,63	-0,524	419,45	-0,524
100	365,62	-0,508	292,5	-0,508	438,75	-0,508

Figura 60 - Regiões pluviométricas e parâmetros das curvas IDF (adaptada de R. Matos e M. Silva, 1986).

Trabalho Prático N.º 4: Escoamento Anual Médio e Curva de Duração

I - Introdução

Escoamento é a quantidade de água que atravessa uma secção de um curso de água num dado intervalo de tempo. Pode ser expresso em volume (m^3) ou em altura de água (mm) uniformemente distribuída sobre a área, em planta, da correspondente bacia hidrográfica.

O escoamento em volume num dado intervalo de tempo obtém-se pela integração dos valores do caudal observados ao longo desse intervalo de tempo. Por ser mais intuitivo, é corrente usar, em vez do escoamento num dado intervalo de tempo, o correspondente caudal médio: caudal fictício, uniforme, que no mesmo intervalo de tempo produz um volume de escoamento igual ao da sucessão real do caudal.

Numa secção de um rio define-se, para cada ano hidrológico, a respetiva curva de duração do caudal médio diário e, para um intervalo de vários anos, a curva de duração média anual do caudal médio diário.

Por duração de um dado caudal médio diário num ano hidrológico entende-se o número de dias em que, nesse ano, aquele caudal foi igualado ou excedido e por duração média anual de um dado caudal médio diário, no intervalo de vários anos, entende-se o número médio de dias por ano em que esse caudal foi igualado ou excedido (número total de dias no intervalo de tempo considerado a dividir pelo número de anos).

Uma curva de duração obtém-se marcando em ordenadas os valores do caudal, e em abcissas o número de dias do ano em que esses valores foram igualados ou excedidos.

II - Objetivo

1. Determinar o escoamento anual médio e o módulo na bacia hidrográfica estudada no 2º Trabalho, com base em:
 - 1.1. Carta de isolinhas do escoamento anual médio (Figura 61);
 - 1.2. Precipitação anual média no posto meteorológico mais próximo do centro da bacia (Tabela 44);
2. Determinar a curva de duração média anual do caudal médio diário base no valor do escoamento obtido na alínea 1.2. do parágrafo anterior e determinar o caudal mediano.

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. LOCALIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA ESTUDADA
4. ESCOAMENTO ANUAL MÉDIO E O MÓDULO NA BACIA HIDROGRÁFICA

- 4.1. Carta de Isolinhas do Escoamento Anual médio de Portugal
- 4.2. Precipitação anual média no posto meteorológico mais próximo do centro da bacia hidrográfica e relações regionais de Quintela
5. CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DO CAUDAL MÉDIO DIÁRIO E CAUDAL MEDIANO
6. CONCLUSÃO
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
8. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

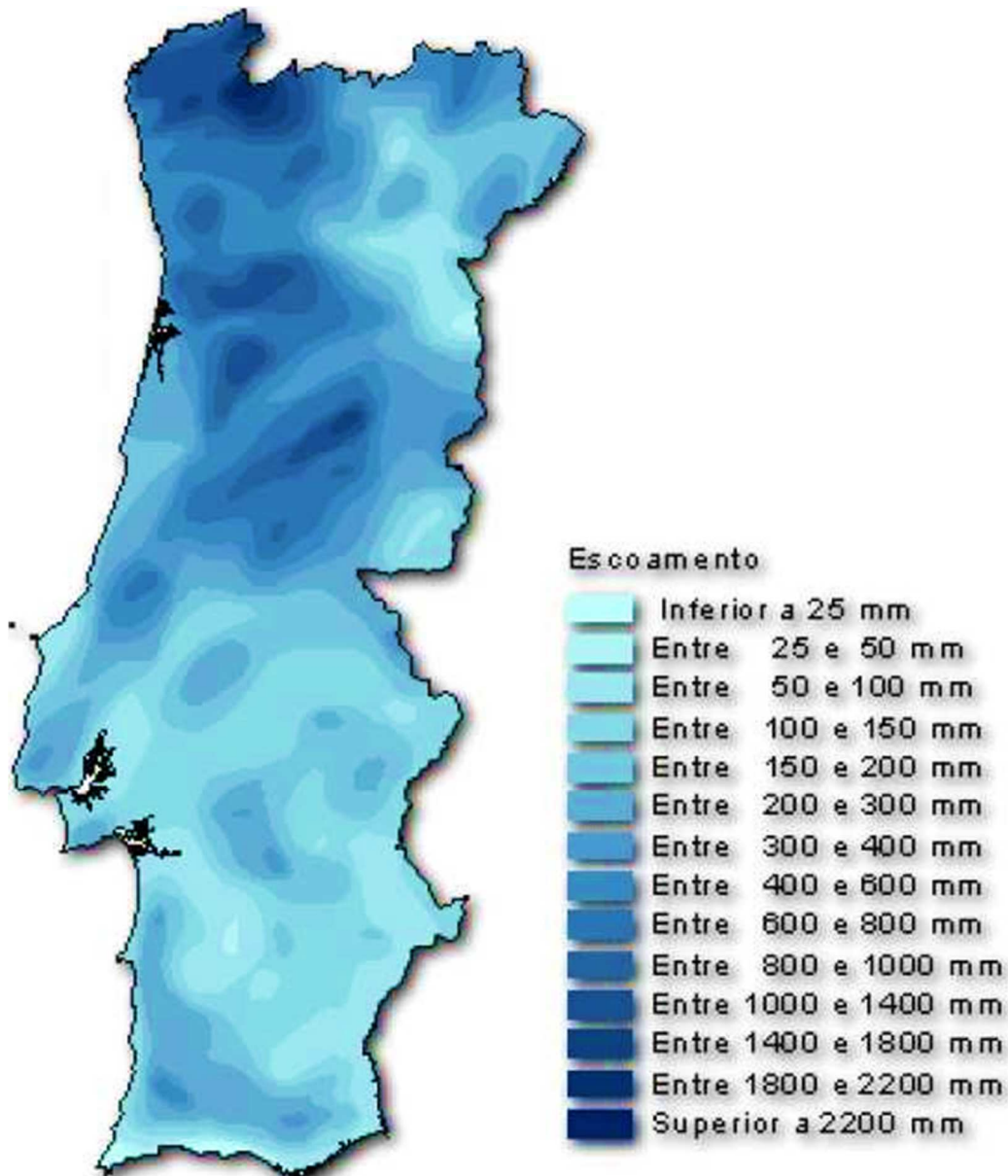


Figura 61 - Carta de isolinhas do escoamento anual médio.

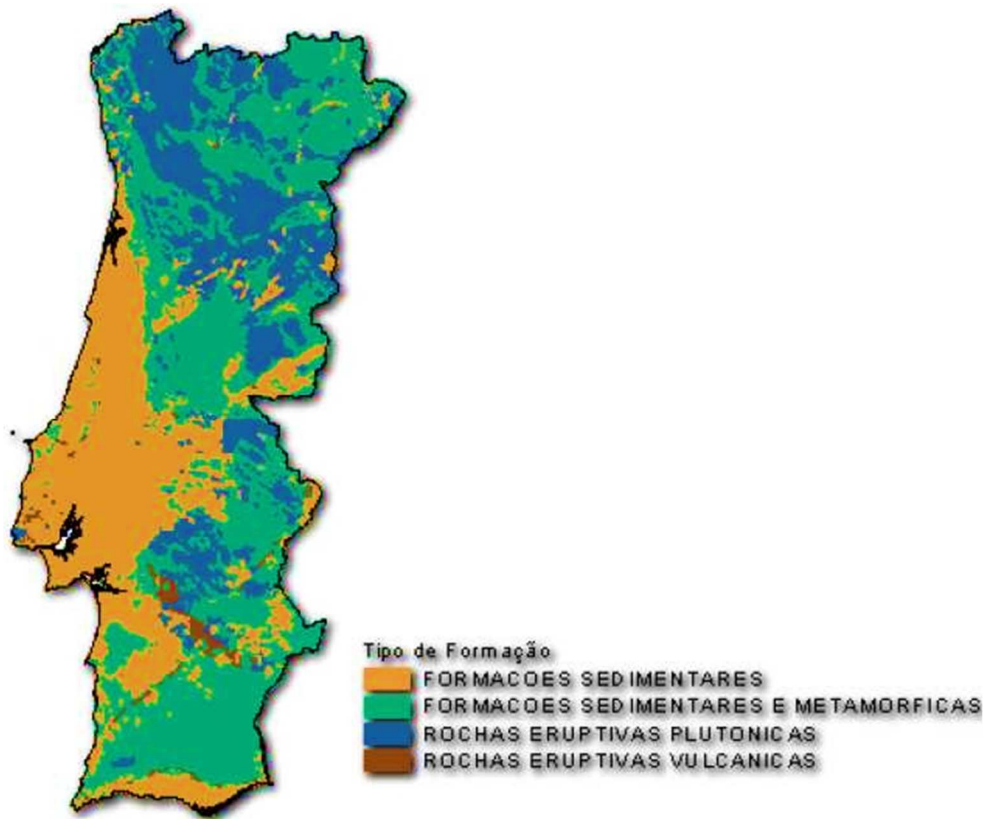


Figura 62 - Carta de solos.

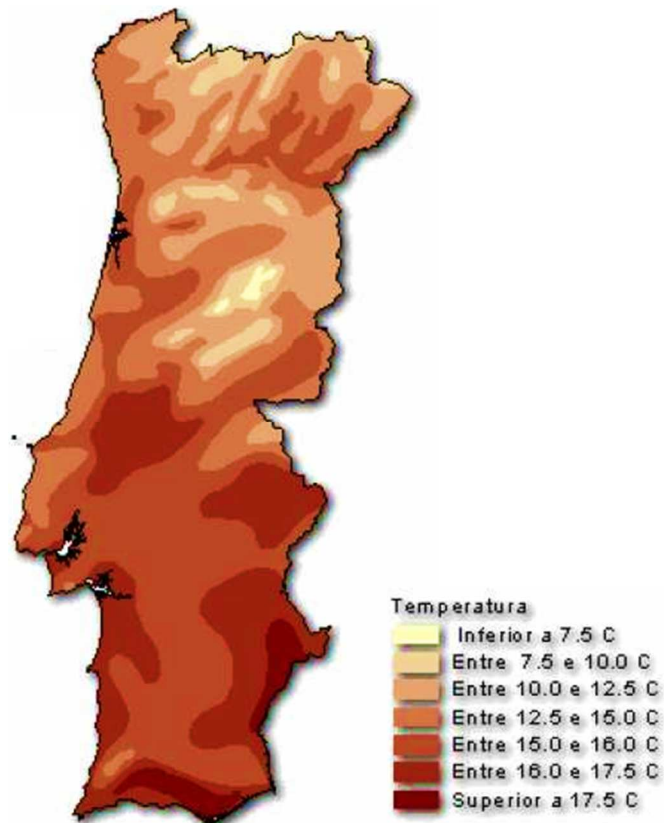


Figura 63 - Carta de temperaturas.

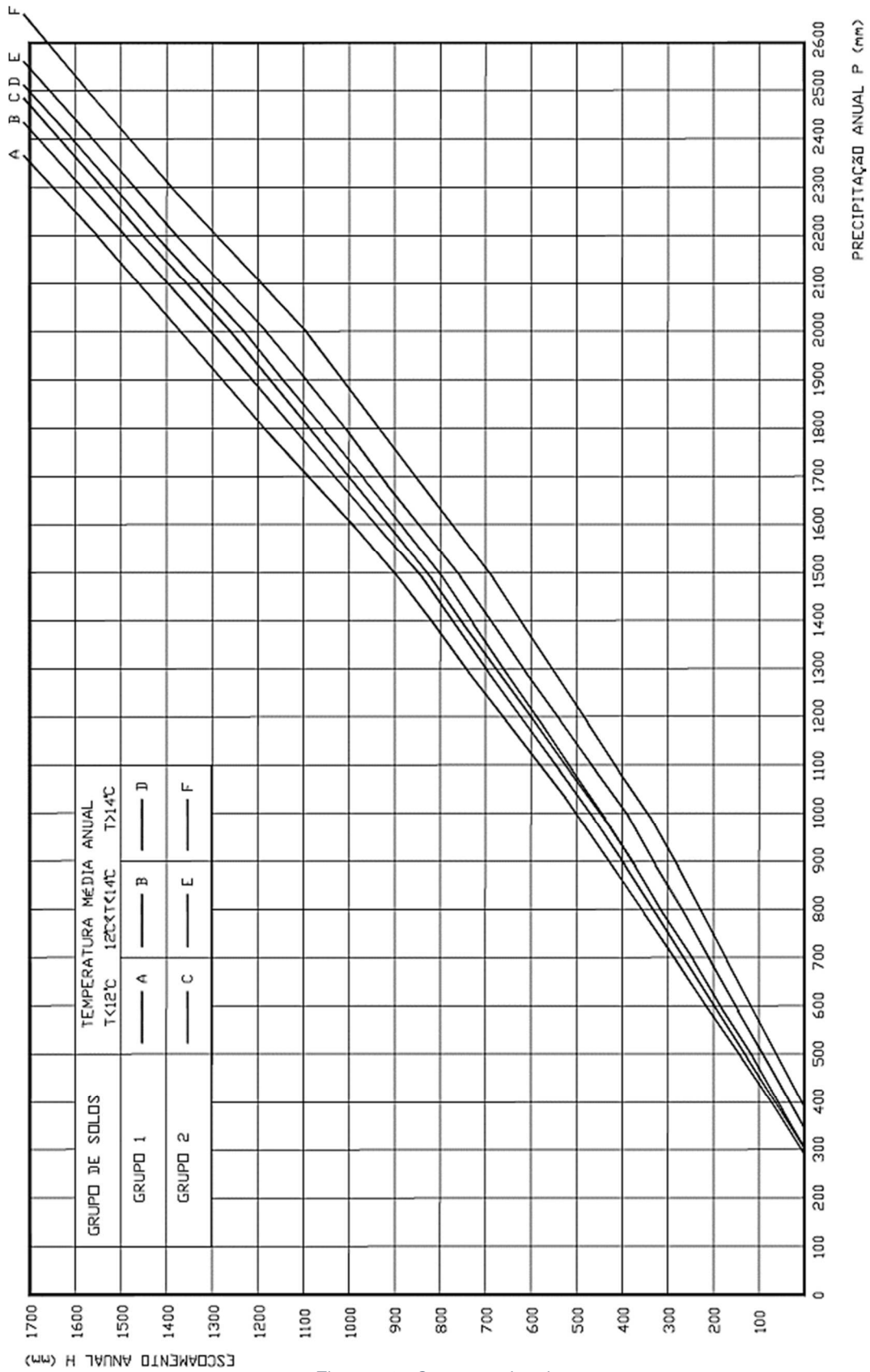


Figura 64 - Curvas regionais.

Curvas adimensionais

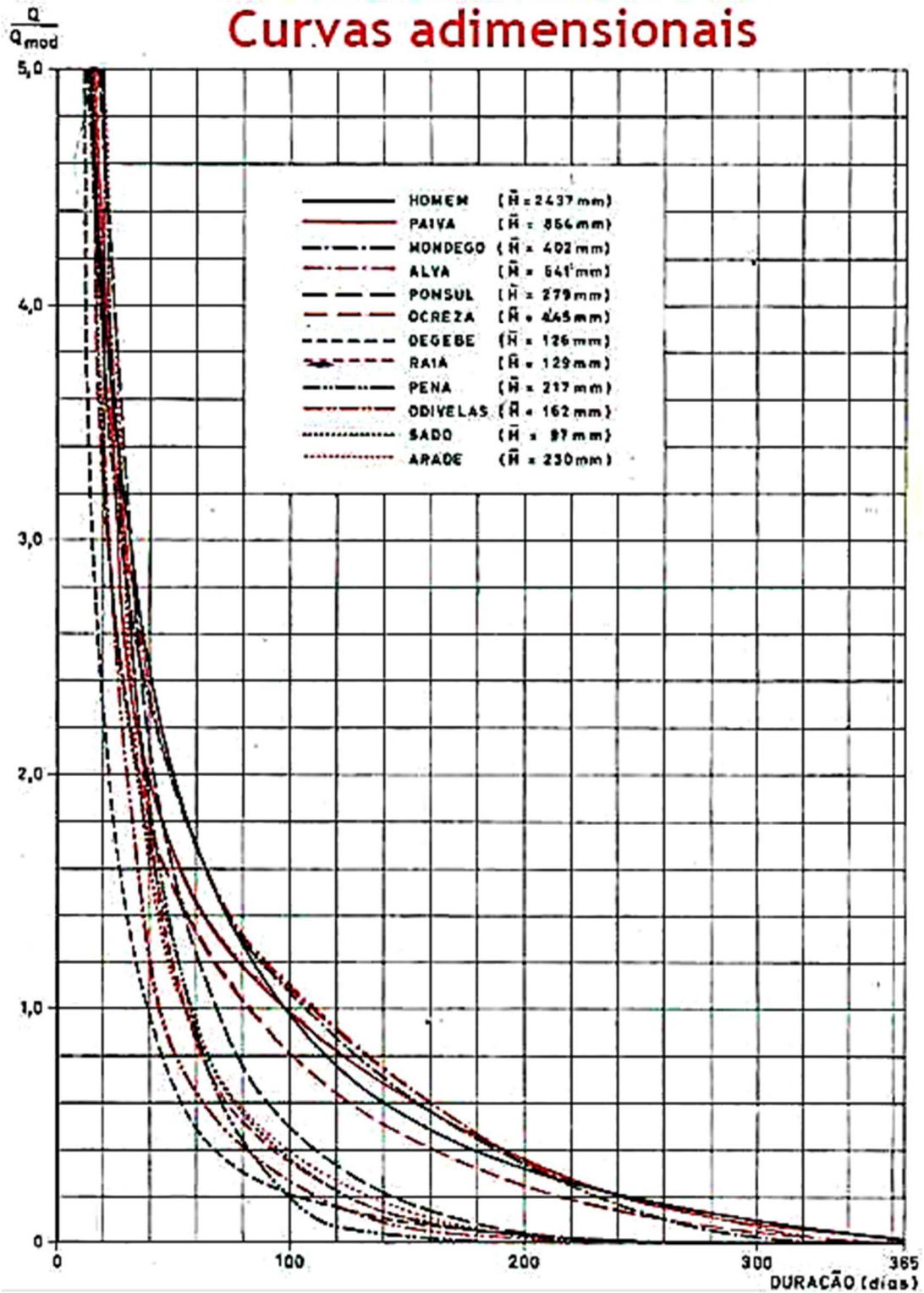


Figura 65 - Curvas de duração média anual do escoamento para rios portugueses.

Tabela 44 - Precipitação anual média no posto meteorológico mais próximo do centro da bacia.

Data	Precipitação anual (mm)
01/10/1979 09:00	954.0
01/10/1980 09:00	739.3
01/10/1981 09:00	796.1
01/10/1982 09:00	778.3
01/10/1983 09:00	1163.1
01/10/1984 09:00	1178.4
01/10/1985 09:00	1020.1
01/10/1986 09:00	955.4
01/10/1987 09:00	1277.7
01/10/1988 09:00	691.8
01/10/1989 09:00	887.6
01/10/1990 09:00	973.1
01/10/1991 09:00	625.6
01/10/1992 09:00	898.4
01/10/1993 09:00	804.6
01/10/1994 09:00	553.3
01/10/1995 09:00	1312.3
01/10/1996 09:00	1093.3
01/10/1997 09:00	1576.9
01/10/1998 09:00	376.5
01/10/1999 09:00	1049.5
01/10/2000 09:00	1828.1
01/10/2001 09:00	601.4
01/10/2005 09:00	862.8
01/10/2008 09:00	722.2

Trabalho Prático N.º 5: Evapotranspiração e Dotações de Rega

I - Introdução

A evapotranspiração é o conjunto dos processos de evaporação e de transpiração. Inclui a transpiração das plantas e a evaporação a partir de superfícies de água e de solos húmidos, da vegetação e de outros obstáculos que intercetam a água.

A passagem de água do estado líquido ao estado de vapor faz-se, nos fenómenos hidrológicos, com consumo de energia de origem solar.

A irrigação é, a nível do planeta e na maioria dos continentes e dos países, o principal consumidor do recurso água. Segundo Gleick (2007), as abstrações da água para irrigação correspondem a cerca de 70% do total das abstrações e na Ásia ela corresponde a cerca de 20% do escoamento anual médio. Devido ao impacto maciço que esta particular utilização de água exerce sobre os recursos hídricos, o estudo adequado das dotações de rega é essencial.

Este estudo compreende os princípios de hidrologia estudados nas seguintes matérias: ciclo hidrológico, balanço hídrico, precipitação, evaporação e evapotranspiração.

II - Objetivo

Uma exploração agrícola situada a uma latitude de $42^{\circ}N$ apresenta as características indicadas na Tabela 45. Na Tabela 46 apresentam-se os valores da precipitação mensal e da temperatura média mensal na zona da exploração, para um determinado ano:

1. Determine a evapotranspiração mensal nesse ano, calculada através das fórmulas de Thornthwaite e Blaney-Criddle.
2. Calcule o volume mensal de água necessário para rega, desprezando o armazenamento de água no solo e adotando a evapotranspiração mensal dada pela fórmula de Blaney-Criddle.

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. EVAPOTRANSPIRAÇÃO E DOTAÇÕES DE REGA
 - 3.1. Determinação das evapotranspirações mensais desse ano, usando a fórmula de Thornthwaite
 - 3.2. Determinação das evapotranspirações mensais desse ano, usando a fórmula de Blaney-Criddle
4. CONCLUSÃO
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
6. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 45 - Exploração agrícola a uma latitude de 42ºN.

Cultura	Área (ha)	Meses	Coef. Cultural
Luzerna	20	fevereiro - abril	0.70
		maio - setembro	0.85
		outubro - novembro	0.70
Soja	15	junho - agosto	0.70
Cevada	30	abril - junho	0.75

Tabela 46 - Precipitação e temperatura média mensal.

Mês	jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
P (mm)	150	100	120	80	70	40	30	10	50	100	130	200
T (°C)	8	10	12	13	15	18	20	23	18	15	12	10

Tabela 47 - 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

Trabalho Prático N.º 6: Infiltração

I - Introdução

A entrada de água num solo pela sua superfície terrena constitui um fenómeno que se designa genericamente por infiltração.

A infiltração é, de longe, o mais significativo processo das perdas da precipitação para o escoamento:

- Transformação da precipitação total em precipitação efetiva responsável pelo escoamento superficial (por dedução das perdas de precipitação para o escoamento devidas à infiltração);
- Estabelecimento de dotações de rega, no sentido de averiguar a quantidade de água suscetível de ser armazenada no solo (na profundidade das raízes);
- Análise da recarga de aquíferos.

II - Objetivo

Apresenta-se na Tabela 48 os resultados de um ensaio efetuado com um infiltrómetro de anel com um diâmetro de 35 *cm*:

1. Apresente o gráfico da capacidade de infiltração em função do tempo.
2. Determine os parâmetros da fórmula de Horton e represente-a no gráfico anterior.

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. INFILTRAÇÃO
 - 3.1. Capacidade de infiltração em função do tempo
 - 3.2. Fórmula de Horton
4. CONCLUSÃO
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
6. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 48 - Resultados do ensaio.

Tempo total decorrido (<i>mm</i>)	Volume total adicionado (<i>cm</i> ²)
2	278
5	658
10	1173
20	1924
30	2500
60	3345
90	3879
150	4595

Trabalho Prático N.º 7: Caudal de Ponta de Cheia

I - Introdução

Do ponto de vista hidrológico, uma determinada cheia fica conhecida pelo seu hidrograma, onde se distingue o ramo ascendente, o valor máximo ou caudal de ponta e o ramo descendente. No entanto, para diversas aplicações como o dimensionamento das secções de vazão de pontes, aquedutos ou coletores pluviais, é suficiente o conhecimento do caudal de ponta.

II - Objetivo

1. Estime o tempo de concentração da bacia hidrográfica estudada no 2º Trabalho, utilizando a fórmula de Giandotti;
2. Determine as intensidades médias da precipitação máxima com duração igual ao tempo de concentração, para os períodos de retorno de 20 e 100 *anos*, com base nas linhas de possibilidade udométrica apresentadas no 3º Trabalho;
3. Calcule o caudal de ponta de cheia para os períodos de retorno de 20 e 100 *anos*, utilizando a fórmula racional.

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. CAUDAL DE PONTA DE CHEIA
 - 3.1. Tempo de concentração da bacia hidrográfica
 - 3.2. Determinação das Intensidades Médias da Precipitação Máxima
 - 3.3. Caudal de ponta cheia para os períodos de retorno de 20 e 100 anos
4. CONCLUSÃO
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
6. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 49 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas urbanas (adaptado de Chow, 1964).

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

Tabela 50 - Valores médios do coeficiente de escoamento para áreas agrícolas (adaptado de Chow, 1964).

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

O coeficiente *C* não corresponde necessariamente a um “coeficiente de escoamento” (relação entre volumes do escoamento e da precipitação que o origina). O objetivo é demonstrar os efeitos, no caudal de ponta de cheia, da retenção superficial, da

infiltração e do armazenamento nos leitos. Depende, por isso, do tipo hidrológico do solo, da ocupação do solo e do período de retorno.

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

$$Q_p = C \cdot C_f \cdot I \cdot A_b$$

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

Tabela 51 - Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (Wright-McLaughlin, 1969).

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

Trabalho Prático N.º 8: Interpretação de Ensaio de Bombagem

I - Introdução

Os ensaios de bombagem têm como finalidade auxiliar na determinação dos parâmetros hidráulicos do aquífero, definição do regime de exploração e como forma de teste do estado de construção da captação. O ensaio processa-se em três fases gerais:

- Inicia-se a bombagem no furo, durante um certo tempo, com um determinado caudal;
- Os rebaixamentos são medidos quer no próprio furo de extração quer em piezómetros localizados nas proximidades;
- Os parâmetros hidrodinâmicos são determinados a partir do caudal bombeado, dos rebaixamentos medidos e das respetivas distâncias ou tempo através de fórmulas apropriadas.

II - Objetivo

1. Foi realizado um ensaio de bombagem a caudal constante de $10 L/s$, num aquífero confinado, com $12 m$ de espessura, durante $14 horas$, ao fim das quais os níveis estabilizaram. Os rebaixamentos foram medidos em 5 piezómetros e as distâncias destes ao furo de bombagem, estão representados na Tabela 52. Calcule pelo método de Thiem a transmissividade do aquífero (T), a condutividade hidráulica (K) e o raio de influência (R_i);
2. Um ensaio de bombagem foi realizado a caudal contante de $150 L/s$, num aquífero arenoso, confinado. Os rebaixamentos medidos num piezómetro, situado a $100 m$ do furo de bombagem estão representados na Tabela 53. Calcule pelo método de Jacob a transmissividade do aquífero (T) e o coeficiente de armazenamento, (S).

III - Estrutura

1. INTRODUÇÃO
2. CONSIDERAÇÕES GERAIS
3. INTREPERTAÇÃO DE ENSAIO DE BOMBAGEM
 - 3.1 Método de Thiem
 - 3.2 Método de Jacob
4. CONCLUSÃO
5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS
6. ANEXOS

IV - Referências bibliográficas (recomendações) e anexos

Tabela 52 - Ensaio de bombagem 1.

Piezómetro	Distância ao furo de bombagem, r (m)	Rebaixamento, s (m)
P1	10	3.10
P2	30	2.35
P3	60	1.70
P4	120	1.32
P5	400	0.59

Tabela 53 - Ensaio de bombagem 2.

t (min)	s (m)
1	-
5	-
10	-
20	-
50	0.20
60	0.40
70	0.60
80	0.85
90	1.00
100	1.40
120	1.95
150	2.80
200	4.20
300	6.60
400	8.85
600	11.80
800	14.00
1200	17.90
2000	22.60
3000	26.50
4000	29.00

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/Agua/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.aguasdamaadeira.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/~simoed/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.ualg.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
- Porto, R. L., Filho, K. Z., Dourado, S. S., & Oliveira, C. d. (1998). *Amortecimento de Ondas de Cheia em Reservatório*. 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/ABAAAAICkAF/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>