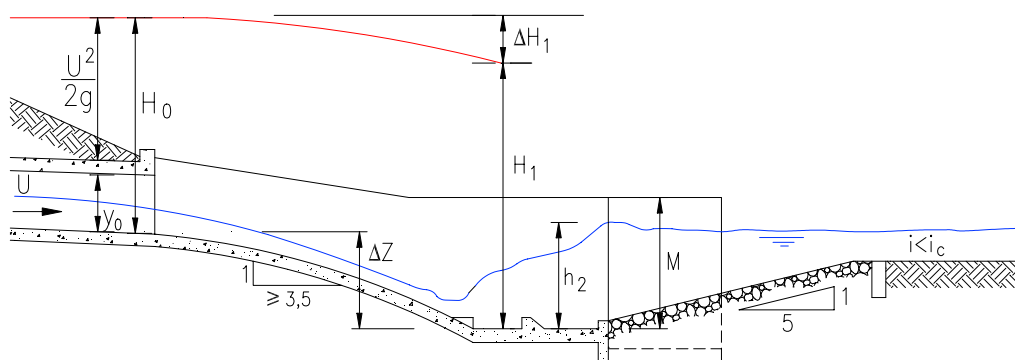




UNIVERSIDADE DE COIMBRA  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
Departamento de Engenharia Civil

# DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE PASSAGENS INFERIORES RODOVIÁRIAS PARA ÁGUAS PLUVIAIS



**Francisco José Paulos Martins**

Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialidade de Hidráulica e Recursos Hídricos

Coimbra, Março de 2000



**UNIVERSIDADE DE COIMBRA**  
**FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**  
**Departamento de Engenharia Civil**

---

**DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE**  
**PASSAGENS INFERIORES RODOVIÁRIAS**  
**PARA ÁGUAS PLUVIAIS**

---

**Francisco José Paulos Martins**  
fmartins@dcivil.estv.ipv.pt  
(Licenciado)

Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialidade de Hidráulica e Recursos Hídricos

Orientador científico  
António do Nascimento Pinheiro, Professor Auxiliar, IST  
Co-orientador científico  
José Simão Antunes do Carmo, Professor Auxiliar, FCTUC

Coimbra, Março de 2000

---

## RESUMO

---

O acentuado desenvolvimento da rede viária nacional registado nos últimos anos implicou a construção de grande número de atravessamentos de linhas de água, sendo muitos deles realizados através de passagens hidráulicas sob aterros.

As causas mais frequentes de roturas e deteriorações em vias de comunicação são de natureza hidráulica, devido fundamentalmente à inadequada capacidade de vazão das passagens hidráulicas. Esta lacuna decorre da deficiente determinação do caudal de dimensionamento e do inadequado dimensionamento hidráulico da passagem, com particular ênfase para a obra de dissipação de energia a jusante.

Nesta dissertação apresentam-se e analisam-se metodologias de dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais e de obras de dissipação de energia a jusante.

Com base nas metodologias de dimensionamento hidrológico e hidráulico analisadas, estabelecem-se os critérios de dimensionamento posteriormente utilizados num programa de cálculo automático especialmente desenvolvido para o efeito (HIDROPAS). Este programa, para além de possibilitar o dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas, permite efectuar estimativas de custo por forma a comparar, de modo expedito, diversas soluções alternativas.

Para testar o programa HIDROPAS e para análise de passagens hidráulicas já construídas ou ainda só projectadas, efectuam-se aplicações a casos de estudo referentes a obras da JAE e da BRISA, constituídos por passagens hidráulicas, sendo comparados as dimensões obtidas e os custos estimados.

**Palavras-chave:** caudal de ponta de cheia; aqueduto; passagem hidráulica; dissipação de energia

---

## ABSTRACT

---

The recent development of the Portuguese motorways network implied the construction of significant number of culverts, many of them under motorways embankments.

The most frequent causes of incidents and accidents in roads are related with hydraulic malfunctioning, mainly due to inadequate discharge capacity. This problems is a consequence of poor hydrologic studies and inappropriate hydraulic design, with particular emphasis for the design of the energy dissipation structure.

The present study presents and reviews several methodologies for the hydrologic and hydraulic design of culverts and energy dissipation structures. Special attention is paid to the hydrologic methodologies considered as most adequate to drainage basins of the size range usually found in motorways culverts.

A computer program specially developed for performing the hydrologic and hydraulic studies necessary to the culvert design (HYDROPAS) is presented. This software also allows to produce cost estimates of the culverts, used as a means to analyse the choice of different solutions technically feasible.

Both to test the program and to analyse the design criteria used in previous projects, case studies concerning BRISA and JAE works or projects not yet built were redesigned using the methodologies previously discussed by means of the computer program HYDROPAS.

**KEYWORDS:** flood peak discharge; culvert; energy dissipation

---

## AGRADECIMENTOS

---

Ao Prof. Doutor António do Nascimento Pinheiro, meu orientador, pelo imprescindível e valioso apoio prestado em todas as fases de execução desta dissertação, desde a ideia original até à redacção, o qual foi sempre pronto e frutuoso, a minha sincera gratidão e profundo reconhecimento.

Ao Prof. Doutor José Simão Antunes do Carmo, a quem coube a co-orientação desta dissertação, desejo manifestar os meus agradecimentos pela pronta disponibilidade, sempre que precisei de ajuda, e pelo encorajamento que naturalmente me foi transmitido.

Aos coordenadores do 3º Curso de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos e à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, em geral, pela realização deste mestrado, que pessoalmente considero ter sido muito proveitoso.

À BRISA, Auto-Estradas de Portugal S. A., pela autorização concedida para consultar e publicar elementos de projecto relativos ao dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas e de uma forma particular ao Sr. Eng. António Alçada, da Direcção de Projectos da BRISA, agradeço o seu apoio e a sua pronta disponibilidade.

À JAE e ao Sr. Eng. Hugo Berardinelli, da JAE Construções S. A., pela autorização na consulta de elementos relativos ao dimensionamento hidrológico e hidráulico da “Ligação do IP5 ao IP3, variante Viseu”.

À Escola Superior de Tecnologia de Viseu e de forma particular ao Director do Departamento de Engenharia Civil pelas facilidades concedidas e apoio demonstrado.

A todos os meus amigos que, de uma forma ou de outra, me apoiaram ao longo da elaboração desta dissertação.

Finalmente, agradeço, do fundo do coração, e dedico também esta dissertação à minha Mulher e aos nossos filhos, Francisco, João e António, por terem suportado e compreendido a falta de apoio nestes últimos anos.



---

## ÍNDICE DO TEXTO

---

### CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	3
1.2 – ÂMBITO E OBJECTIVOS DO TRABALHO .....	5
1.3 – ESTRUTURA DO TEXTO .....	6

### CAPÍTULO II - DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

2.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	11
2.2 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO .....	13
2.2.1 – Considerações prévias .....	13
2.2.2 – Velocidade de escoamento superficial .....	14
2.2.3 – Soil Conservation Service .....	15
2.2.4 – Giandotti .....	17
2.2.5 – Temez .....	17
2.2.6 – Kirpich, Pickering, DAVID .....	18
2.2.7 – Ventura .....	19
2.2.8 – Schaake.....	19
2.2.9 – Kerby .....	20
2.2.10 – Morgali e Linsley .....	20
2.2.11 – Izzard .....	21
2.3 – RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO/ESCOAMENTO .....	22
2.3.1 – Considerações prévias .....	22
2.3.2 – Número de escoamento segundo o SCS .....	24
2.3.3 – Método racional. Coeficiente de escoamento.....	28
2.3.4 – Fórmula de Temez. Coeficiente de escoamento .....	31

<b>2.4 – PRECIPITAÇÃO .....</b>	<b>32</b>
2.4.1 – Considerações prévias .....	
2.4.2 – Precipitações intensas de curta duração. Curvas IDF .....	33
2.4.3 – Precipitação útil.....	35
<b>2.5 – PERÍODOS DE RETORNO .....</b>	<b>37</b>
<b>2.6 – CAUDAL DE PONTA DE CHEIA.....</b>	<b>39</b>
2.6.1– Considerações prévias .....	39
2.6.2 – Fórmulas empíricas .....	40
a) Fórmula de Whistler.....	40
b) Fórmula de Pagliaro .....	41
c) Fórmula de Forti.....	41
d) Fórmula de Iskowski .....	41
2.6.3 – Fórmulas cinemáticas .....	43
a) Fórmula racional .....	43
b) Fórmula de Giandotti.....	45
c) Fórmula do SCS para pequenas bacias naturais e urbanas.....	46
d) Fórmula de Mockus.....	48
e) Fórmula de David.....	48
f) Fórmula de Temez.....	49
2.6.4 – Fórmulas de base estatística. Fórmula de Loureiro.....	51

## **CAPÍTULO III - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO**

<b>3.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS.....</b>	<b>55</b>
<b>3.2 – CONTROLO DO ESCOAMENTO.....</b>	<b>57</b>
<b>3.3 – TIPOS DE ESCOAMENTOS EM AQUEDUTOS.....</b>	<b>59</b>
3.3.1 – Considerações prévias .....	59
3.3.2 – escoamento tipo I - Altura crítica a montante.....	59
3.3.3 – escoamento tipo II - Altura crítica a jusante.....	60
3.3.4 – escoamento tipo III - escoamento lento em todo o aqueduto.....	60
3.3.5 – escoamento tipo IV - Saída submersa.....	61
3.3.6 – escoamento tipo V - Entrada afogada e regime rápido.....	61

3.3.7 – Escoamento tipo VI - Secção cheia com saída livre.....	62
<b>3.4 – PERDAS DE CARGA.....</b>	<b>62</b>
3.4.1 – Perda de carga contínua.....	62
3.4.2 – Perdas de carga localizadas .....	65
<b>3.5 – ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE .....</b>	<b>66</b>
<b>3.6 – SECÇÕES E INCLINAÇÕES MÍNIMAS .....</b>	<b>68</b>
<b>3.7 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE AQUEDUTOS .....</b>	<b>69</b>
3.7.1 – Considerações prévias .....	69
3.7.2 – Procedimento proposto pelo U.S. Bureau of Public Roads.....	70
3.7.3 – Procedimento proposto por Chow .....	72
3.7.4 – Procedimento proposto por Bodhaine (1976).....	75
3.7.5 – Dimensionamento segundo a Hydraulic Design Series (HDS) N° 5.....	77
3.7.6 – Fórmula de Talbot .....	79
<b>3.8 – DISSIPACÃO DE ENERGIA .....</b>	<b>80</b>
3.8.1 – Considerações gerais .....	80
3.8.2 – Enrocamento de protecção.....	81
3.8.3 – Bacias de dissipação de energia por ressalto.....	83
3.8.3.1 – Considerações prévias.....	83
3.8.3.2 – Bacia tipo PWD .....	84
3.8.3.3 – Bacia tipo WES.....	85
3.8.3.4 – Bacia tipo SAF.....	86
3.8.3.5 – Bacia tipo III do USBR.....	88
3.8.3.6 – Bacia tipo IV do USBR.....	90
3.8.4 – Estruturas de queda.....	91
3.8.5 – Bacias de dissipação por impacto.....	93
3.8.6 – Estruturas de dissipação de energia com gabiões.....	96
3.8.7 – Canais com soleira em degraus .....	97
3.8.7.1 – Considerações prévias.....	97
3.8.7.2 – Escoamento em quedas sucessivas .....	97
3.8.7.3 – Escoamento deslizante sobre turbilhões .....	100
3.8.8 – Estruturas com macrorugosidades .....	101
3.8.8.1 – Rampas com blocos .....	101
3.8.8.2 – Rampas com travessas .....	102

<b>3.9 – ESTRUTURAS DE ENTRADA E DE SAÍDA .....</b>	<b>103</b>
<b>3.10 – ESTRUTURAS DE TRANSIÇÃO.....</b>	<b>106</b>

## **CAPÍTULO IV – PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO**

<b>4.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS E OBJECTIVOS .....</b>	<b>111</b>
<b>4.2 – DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO PROGRAMA HIDROPAS.....</b>	<b>112</b>
<b>4.3 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO .....</b>	<b>115</b>
4.3.1 – Considerações gerais .....	115
4.3.2 – Procedimentos utilizados no cálculo do caudal de ponta de cheia.....	117
a) Fórmula de Giandotti .....	118
b) Fórmula racional .....	119
c) Método de David.....	120
d) Método do Soil Conservation Service .....	121
e) Método de Mockus .....	122
f) Método de Temez .....	122
<b>4.4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO .....</b>	<b>123</b>
4.4.1 – Considerações gerais .....	123
4.4.2 – Procedimentos utilizados na definição da secção de controlo .....	125
4.4.3 – Cálculo da curva de regolfo no aqueduto.....	126
4.4.4 – escoamento sob pressão. Procedimento de cálculo .....	128
4.4.5 – Dissipação de energia. Procedimentos de cálculo.....	130
<b>4.5 – DIMENSIONAMENTO TÉCNICO-ECONÓMICO.....</b>	<b>131</b>
4.5.1 – Considerações gerais .....	131
4.5.2 – Classificação dos aquedutos. Classe e tipo .....	133
4.5.3 – Dimensionamento estrutural de aquedutos rectangulares .....	134
4.5.4 – Disposições construtivas na execução dos trabalhos .....	135
4.5.5 – Estimativa de custos .....	139

## **CAPÍTULO V - APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA**

## **A CASOS DE ESTUDO**

<b>5.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS.....</b>	<b>147</b>
<b>5.2 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO. CONDIÇÕES DE PROJECTO .....</b>	<b>148</b>
5.2.1 – Considerações gerais .....	148
5.2.2 – Auto-estrada do norte (A1). Sublanço Pombal - Condeixa.....	149
5.2.3 – Auto-estrada Marateca/Elvas (A6). Sublanço Montemor-o-Novo - Évora.....	150
5.2.3 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz - Borba.....	151
5.2.4 – CREL Estádio Nacional / Alverca. Sublanço Loures - Bucelas.....	152
5.2.6 – Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12).....	152
5.2.6 – Ligação IP3 - IP5. Variante a Viseu.....	153
<b>5.3 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO. CONDIÇÕES DE PROJECTO.....</b>	<b>155</b>
<b>5.4 – APLICAÇÃO DO PROGRAMA HIDROPAS.....</b>	<b>156</b>
5.4.1 – Considerações gerais .....	156
5.4.2 – Auto-estrada do norte (A1). Sublanço Pombal-Condeixa.....	157
5.4.3 – Auto-estrada Marateca/Elvas (A6). Sublanço Montemor-o-Novo - Évora.....	159
5.4.4 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz - Borba.....	160
5.4.5 – CREL Estádio Nacional / Alverca. Sublanço Loures-Bucelas.....	162
5.4.6 – Auto-Estrada Setúbal / Montijo.....	163
5.4.6 – Ligação do IP5 ao IP3. Variante a Viseu.....	164
<b>5.5 – CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES.....</b>	<b>165</b>

## **CAPÍTULO VI – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS**

<b>6.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>169</b>
<b>6.2 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO.....</b>	<b>170</b>
6.2.1 – Tempo de concentração .....	170
6.2.2 – Caudal de ponta de cheia.....	171
<b>6.3 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO .....</b>	<b>178</b>

<b>6.4 – ESTIMATIVA DE CUSTO.....</b>	<b>180</b>
---------------------------------------	------------

## **CAPÍTULO VII – SÍNTESE E CONCLUSÕES. PROPOSTAS FINAIS**

<b>7.1 – SÍNTESE E CONCLUSÕES.....</b>	<b>189</b>
--	------------

<b>7.2 – PROPOSTAS FINAIS .....</b>	<b>194</b>
-------------------------------------	------------

<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>195</b>
---------------------------	------------

<b>ANEXO A - DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS .....</b>	<b>205</b>
---	------------

<b>ANEXO B - DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE AQUEDUTOS.....</b>	<b>211</b>
---	------------

<b>ANEXO C - FOTOGRAFIAS DE PASSAGENS HIDRÁULICAS.....</b>	<b>217</b>
--	------------

<b>ANEXO D - PROGRAMA HIDROPAS. EXEMPLO DE MEMÓRIA DESCRITIVA..</b>	<b>227</b>
---	------------

<b>ANEXO E - PASSAGENS HIDRÁULICAS. QUANTIDADES DE TRABALHO E PREÇOS UNITÁRIOS A CUSTOS DE 1999.....</b>	<b>235</b>
--	------------

<b>ANEXO F - CASOS DE ESTUDO. RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO CONSIDERADOS EM CADA CASO.....</b>	<b>245</b>
---	------------

<b>ANEXO G - CASOS DE ESTUDO. RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO CONSIDERADOS NO PROGRAMA HIDROPAS.....</b>	<b>259</b>
---	------------

<b>ANEXO H - DESENHOS TIPO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS .....</b>	<b>277</b>
---	------------

---

## ÍNDICE DE QUADROS

---

### Capítulo 2

2.1 – Factores condicionantes do escoamento (adaptado de <b>Chow et al, 1988</b> ).....	12
2.2 – Velocidades médias aproximadas de escoamento superficial (m/s) (adaptado de <b>Chow et al, 1988</b> , p.165).....	14
2.3 – Coeficiente de rugosidade da fórmula de Kerby (extraído de <b>Matos, 1987</b> ).....	20
2.4 – Coeficientes de rugosidade de Manning a utilizar na fórmula de Morgali e Linsley (extraído de <b>Matos, 1987</b> ).....	21
2.5 – Coeficiente de rugosidade da fórmula de Izzard (adaptado de <b>Chow et al, 1988</b> )...	22
2.6 – Classificação hidrológica de solos segundo o SCS (adaptado de <b>Lencastre e Franco, 1992</b> ). ....	24
2.7 – Número de escoamento para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas (extraído de <b>Correia, 1984<sup>b</sup></b> ).....	25
2.8 – Número de escoamento para regiões rurais (adaptado de <b>SCS, 1973</b> ).....	26
2.9 – Definição das condições antecedentes de humidade (adaptado de <b>Correia, 1984<sup>b</sup></b> ).	27
2.10 – Condição antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco dias antecedentes (adaptado de <b>SCS, 1972</b> ).....	27
2.11 – Correção do número de escoamento em função da condição antecedente de humidade (adaptado de <b>SCS, 1973</b> ).....	28
2.12 – Valores médios do coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de <b>Chow, 1964</b> ). ....	29
2.13 – Coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de <b>Choupas, 1995</b> ).....	30
2.14 – Parâmetros, <i>a</i> e <i>b</i> , das curvas IDF de diferentes regiões (extraído de <b>Matos e Silva, 1986</b> ). ....	34
2.15 - Parâmetros, <i>a</i> e <i>b</i> , das curvas IDF para Aveiro, Lisboa, Évora e Faro (extraído de <b>Brandão, 1995</b> ).....	35
2.16 – Período de retorno para dimensionamento passagens hidráulicas. Pesos dos parâmetros P1, P2 e P3 (adaptado de <b>JAE, 1998</b> ). ....	38

2.17 – Período de retorno mínimo a adoptar em passagens hidráulicas (extraído de <b>JAE, 1998</b> ). .....	38
2.18 – Coeficiente $K_{Is}$ da fórmula de Iskowski (adaptado de <b>Lencastre, 1992</b> ). .....	42
2.19 – Coeficiente $m_I$ da fórmula de Iskowski (adaptado de <b>Lencastre, 1992</b> ). .....	42
2.20 – Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno ( <i>in</i> <b>Wright-McLaughlin, 1969</b> ) .....	44
2.21 – Valores do parâmetro $\lambda$ da fórmula de Giandotti (adaptado de <b>Lencastre e Franco, 1992</b> ). .....	46
2.22 – Parâmetro $\mu$ em função do grau de urbanização (adaptado de <b>Temez, 1978</b> ). .....	50
2.23 – Parâmetros $C_L$ e $z$ da fórmula de Loureiro (adaptado de <b>Lencastre e Franco, 1992</b> ). .....	52

### Capítulo 3

3.1 – escoamentos em aqueduto. Tipos e características (adaptado de <b>Bodhaine, 1976</b> e de <b>French, 1986</b> ). .....	59
3.2 – Rugosidade absoluta de condutas de betão. ....	64
3.3 – Coeficientes da fórmula de Manning-Strickler. ....	65
3.4 – Coeficiente de perda de carga na entrada de aquedutos (adaptado de <b>U. S. Corps Engineers, 1983</b> ). .....	66
3.5 – Secções e inclinações mínimas adoptadas em França. ....	68
3.6 – Velocidades máximas em canais (adaptado de <b>U.S. Corps of Engineers, 1970</b> ). ....	72
3.7 – Estruturas de entrada com bordos arredondados. Correções a efectuar no valor de $H_w/D$ (adaptado de <b>Chow, 1959</b> ). .....	72
3.8 – Coeficiente de vazão. escoamentos tipo V (adaptado de <b>Bodhaine, 1976</b> ). .....	74
3.9 – Tipos de escoamentos. Equações de vazão (adaptado de <b>Bodhaine, 1976, in French, 1986</b> ). .....	76
3.10 – escoamentos tipo IV e VI. Coeficiente de vazão. (adaptado de <b>Bodhaine, 1976</b> )... ..	76
3.11 – Dimensionamento de aquedutos segundo HDS nº 5. Constantes empíricas a utilizar nas expressões (3.14) ou (3.15) e (3.16) (adaptado de <b>Ramsbottom e Rickard, 1997</b> ). .....	78
3.12 – Coeficientes da fórmula de Talbot ( adaptado de <b>Bustamante, 1996</b> ). .....	79
3.13 – Velocidades e tensões tangenciais críticas de arrastamento (adaptado de <b>U.S. Corps of Engineers, 1970</b> , e de <b>United Nations, 1973</b> ). .....	81

3.14 – Extensão do tapete a adoptar em aquedutos de secção circular (extraído de <b>LNEC, 1996</b> ).....	83
3.15 – Valores para o comprimento do divergente em bacias tipo SAF (extraído de <b>Ramos, 1996</b> ).....	87
3.16 – Diâmetro do enrocamento de protecção em bacias de dissipação por impacto sem blocos (adaptado de <b>Lencastre, 1991</b> ).....	95
3.17 – Utilização de estruturas de gabiões na dissipação de energia (adaptado de <b>Ramos, 1996</b> ).....	96
3.18 – Espessuras dos gabiões em função da velocidade do escoamento (adaptado de <b>Agostini et al, 1988</b> ). ....	97
3.19 – Coeficientes de contracção e expansão em transições ( <b>U. S. Corps of Engineers, 1970</b> ).....	107
3.20 – Transições em cunha. Critérios de dimensionamento (adaptado de <b>U. S. Corps of Engineers, 1970</b> ).....	108

## Capítulo 4

4.1 – Cargas de rotura por compressão diametral (adaptado de <b>JAE, 1985</b> ).....	134
4.2 – Conduitas de betão. Custos médios do metro linear não incluindo assentamento (Dezembro,1999).....	141
4.3 – Aquedutos de secção circular da classe I e II. Composição de custos. ....	141
4.4 – Aquedutos de secção circular. Custos totais médios por metro linear. ....	141
4.5 – Custos unitários de aquedutos em empreitadas da BRISA.. ....	143
4.6 – Custos unitários de estruturas de entrada e saída com muros de ala, em betão, em empreitadas da BRISA.. ....	144

## Capítulo 5

5.1 – Dimensionamento hidrológico. Elementos de base utilizados nos diferentes casos de estudo.....	148
5.2 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Precipitações máximas e intensidades máximas utilizadas. ....	149
5.3 – Intensidades médias máximas de precipitação. Auto-estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz-Borba. ....	151

5.4 – Precipitações máximas e intensidades máximas de precipitação. Estação meteorológica de Viseu.....	154
5.5 – Dimensionamento hidráulico. Elementos de base utilizados nos diferentes casos de estudo. ....	156

## **Anexo B**

A1 – Curvas IDF ( <b>Brandão e Rodrigues, 2000</b> ) .....	209
--	-----

## **Anexo F**

F1 – Auto-estrada do Norte (A1), sublanço Pombal - Condeixa. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista. ....	247
F2 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista. ....	248
F3 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidrológico e hidráulico efectuado pelo projectista em aquedutos de secção circular. ....	249
F4 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estrmoz – Borba. Dimensionamento hidrológico e hidráulico efectuado pelo projectista em aquedutos de secção rectangular. ....	250
F5 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures – Bucelas. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista. ....	251
F6 – Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12). Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista. ....	252
F7 – Ligação IP3 – IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista. ....	253
F8 – Auto-estrada do Norte (A1), sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista. ....	254
F9 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista. ....	255
F10 – Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12). Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista. ....	256

F11 – Ligação IP3 – IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista. ....	257
F12 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures – Bucelas. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista. ....	258

## **Anexo G**

G1 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.....	261
G2 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno. ....	262
G3 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.....	263
G4 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	264
G5 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6)., sublanço Montemor o Novo – Évora Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno. ....	265
G6 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	266
G7 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6)., sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	267
G8 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidrológico do programa para vários períodos de retorno. ....	268
G9 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6)., sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	269

G10 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	270
G11 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno. ....	270
G12 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	271
G13 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para os caudais de dimensionamento do projecto. ....	271
G14 – Auto-Estrada Setúbal / Montijo (A12). Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno. ....	272
G15 – Ligação IP3-IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos. ....	273
G16 – Ligação IP3-IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno. ....	274
G17 – Ligação IP3-IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS. ....	275

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

---

### Capítulo 2

2.1 – Velocidades de escoamento superficial para diversos declives e coberturas de solo, segundo o SCS (adaptado de <b>Hammer e Mackichan, 1981</b> , in <b>Lencastre e Franco, 1992</b> , p.290).....	15
2.2 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas do escoamento (extraído de <b>Correia, 1984<sup>b</sup></b> ).....	16
2.3 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem de área impermeável (extraído de <b>Correia, 1984<sup>b</sup></b> ).....	17
2.4 – Hidrograma do escoamento superficial (directo), sub-superficial (intermédio) e de base (extraído de <b>Lencastre e Franco, 1992</b> ).....	23
2.5 – Relação entre a precipitação útil e a precipitação total, segundo o método do SCS (extraído de <b>Oliveira, 1996</b> ).....	37

### Capítulo 3

3.1 – Aqueduto tipo. Simbologia utilizada.....	56
3.2 – Controlo do escoamento a jusante. Simbologia utilizada.....	58
3.3 – Escoamento tipo I.....	60
3.4 – Escoamento tipo II.....	60
3.5 – Escoamento tipo III.....	61
3.6 – Escoamento tipo IV.....	61
3.7 – Escoamento tipo V.....	62
3.8 – Escoamento tipo VI.....	62
3.9 – Geometria de uma secção circular.....	67
3.10 – Dimensionamento de aquedutos circulares e rectangulares. Estrutura de entrada com bordos em aresta viva (extraído de <b>Chow, 1959</b> ).....	73
3.11 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I,II e III. Estrutura de entrada com os bordos em aresta viva (adaptado de <b>Bodhaine, 1976</b> ).....	74

3.12 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correções ao coeficiente de vazão. (adaptado de <b>Bodhaine, 1976</b> ). .....	75
3.13 – Aqueduto com os bordos de entrada em bisel. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de <b>Bodhaine, 1976</b> ).....	75
3.14 – Bacia tipo PWD (extraído de <b>Argue, 1961</b> ). .....	85
3.15 – Bacia tipo WES (adaptado de <b>U. S. Corps Engineers, 1991</b> ).....	85
3.16 – Bacia tipo SAF (extraído de <b>Wilken, 1978</b> ). .....	86
3.17 – Bacia tipo III do USBR. ....	88
3.18 – Alturas dos blocos de amortecimento e da soleira de jusante em bacias tipo III do USBR (adaptado de <b>Simon e Korom, 1997</b> ).....	89
3.19 – Bacia tipo IV do USBR.....	90
3.20 – Estrutura de queda simples (adaptado de <b>U. S. Corps of Engineers, 1991</b> ).....	91
3.21 – Estrutura de queda com blocos de amortecimento (adaptado de <b>USBR, 1977</b> ). .....	92
3.22 – Valores de $L_d / \Delta z$ (extraído de <b>Ramos, 1996</b> ). .....	93
3.23 – Bacia de dissipação por impacto (adaptado de <b>Smith e Korolischuk, 1973</b> ). .....	94
3.24 – Bacia de dissipação por impacto sem blocos (extraído de <b>Beichley, 1971 in Lencastre, 1991</b> ).....	95
3.25 – Escoamento em quedas sucessivas ( <i>nappe flow</i> ). .....	98
3.26 – Escoamento deslizando sobre turbilhões ( <i>Skimming flow</i> ). .....	100
3.27 – Rampa com blocos (adaptado de <b>Peterka, 1964</b> ). .....	101
3.28 – Escoamento com ressaltos sucessivos ( <i>tumbling flow</i> ). .....	103
3.29 – Estruturas de entrada recomendadas por <b>U. S. Corps of Engineers (1991)</b> . .....	104
3.30 – Aqueduto rectangular com estrutura de entrada com transição em campânula (adaptado de <b>Novak et al, 1996</b> ).....	105
3.31 – Estruturas de entrada e saída mais utilizada em vias de comunicação pela BRISA e pela JAE (Figuras C11 e C12 do Anexo C). .....	106
3.32 – Tipos de transições em canais. ....	107

## Capítulo 4

4.1 – Programa de cálculo automático <i>HIDROPAS</i> . Fluxograma sumário.....	113
4.2 – Módulo <i>QPONTA</i> . Fluxograma. ....	116
4.3 – Sub-programas para cálculo da fórmula de <i>Giandotti</i> e da fórmula <i>racional</i> . Fluxogramas sumários. ....	119

4.4 – Sub-programa do método de <i>David</i> . Fluxograma. ....	120
4.5 – Sub-programa do método do <i>SCS</i> . Fluxograma. ....	121
4.6 – Sub-programa do método de <i>Temez</i> . Fluxograma sumário. ....	122
4.7 – Sub-programa <i>HIDCALC</i> . Fluxograma. ....	124
4.8 – Energia específica em relação ao fundo do aqueduto. Controlo do escoamento. ....	125
4.9 – Sub-programa <i>Cregolf</i> . Fluxograma. ....	128
4.10 – Sub-programa <i>pressão</i> . Fluxograma. ....	130
4.11 – Sub-programa <i>Dissip</i> . Fluxograma. ....	131
4.12 – Sub-programa <i>ESTIMA</i> . Fluxograma sumário. ....	133
4.13 – Aquedutos circulares do tipo A. Custos totais por metro linear. ....	142
4.14 – Aquedutos circulares do tipo B. Custos totais por metro linear. ....	142

## Capítulo 5

5.1 – Curvas IDF características da região de Viseu. ....	154
5.2 – Auto-estrada do Norte (A1). Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo. ....	158
5.3 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo - Elvas. Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo. ....	160
5.4 - Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz - Borba. Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo. ....	161
5.5 – Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas. Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo. ....	162
5.6 – Auto-Estrada Setúbal Montijo (A12). Caudais de ponta de cheia. ....	164
5.7 – Ligação do IP3 ao IP5. Caudais de ponta de cheia previstos no projecto e os calculados pelo programa HIDROPAS. ....	165

## Capítulo 6

6.1 – Tempo de concentração em função da área. ....	170
6.2 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica A ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 50 anos. ....	172
6.3 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica A ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 50 anos. ....	172

6.4 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica A ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 100 anos. ....	173
6.5 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica A ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 100 anos. ....	173
6.6 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica B ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 50 anos. ....	174
6.7 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica B ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 50 anos. ....	174
6.8 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica B ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 100 anos. ...	175
6.9 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica B ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 100 anos. ...	175
6.10 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica C ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 50 anos. ...	176
6.11 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica C ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 50 anos. ...	176
6.12 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica C ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 100 anos. .	177
6.13 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica C ( <b>Matos e Silva, 1986</b> ); período de retorno de 100 anos. .	177
6.14 – Passagens hidráulicas de secção circular com controlo à entrada e estrutura de entrada com muros de ala. Diâmetros comerciais em função do caudal de dimensionamento e da altura de água a montante. ....	179
6.15 – Passagens hidráulicas de secção circular com controlo à entrada e estrutura de entrada com muros de ala. Dimensionamento do aqueduto. ....	179
6.16 – Estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo em função do diâmetro do aqueduto (preços de 1999). ....	181
6.17 – Estruturas de entrada em recipiente com profundidade compreendida entre 2,50 m e 4,50 m (a azul) e profundidade inferior a 2,50m (a vermelho). Estimativa de custo em função do diâmetro do aqueduto(preços de 1999). ....	181
6.18 – Aquedutos de secção circular com assentamento em areia. Estimativa de custo por metro linear. ....	182
6.19 – Aquedutos de secção circular com assentamento em betão. Estimativa de custo por metro linear. ....	182

6.20 – Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A e estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo. ....	183
6.21 – Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A, estrutura de entrada em recipiente e estrutura de saída com muros de ala. Estimativa de custo. ....	184
6.22 – Passagens hidráulicas com aqueduto do tipo B e das classes II e III. Estimativa de custo. ....	185
6.23 – Passagens hidráulicas com aqueduto do tipo B e da classe IV. Estimativa de custo. ....	186

## **Anexo A**

A1 – Carta dos solos de Portugal classificados pelas suas características hidrológicas (extraído de <b>David, 1976</b> ). ....	207
A2 – Regiões pluviométricas. Parâmetros das curvas I-D-F (extraído de <b>Matos e Silva, 1986</b> ). ....	208

## **Anexo B**

B1 – Altura de água a montante para aquedutos circulares com controlo à entrada (adaptado de <b>U.S. Corps of Engineers, 1983</b> ). ....	213
B2 – Altura de água a montante para aquedutos rectangulares com controlo à entrada (adaptado de <b>U.S. Corps of Engineers, 1983</b> ). ....	214
B3 – Carga para aquedutos circulares de betão escoando em secção cheia (adaptado de <b>U.S. Corps of Engineers, 1983</b> ). ....	215
B4 – Carga para aquedutos rectangulares de betão escoando em secção cheia (adaptado de <b>U.S. Corps of Engineers, 1983</b> ). ....	216

## **Anexo C**

C1 – Aqueduto de secção circular e estrutura de saída com muros de ala. ....	219
C2 – Aqueduto duplo de secção circular. Entrada com forte assoreamento e vegetação..	219
C3 – Aqueduto triplo de secção circular. ....	220
C4 – Aqueduto de secção rectangular. ....	220
C5 – Aqueduto duplo de secção rectangular. ....	221

*Índice de Figuras*

C6 – Aqueduto em tubo metálico corrugado ( <i>corrugated pipes</i> ).....	221
C7 – Execução de um aqueduto de secção circular com macacos hidráulicos.....	222
C8 – Construção de aqueduto de secção circular.....	222
C9 – Aqueduto de secção circular com assentamento em betão.....	223
C10 – Cofragem de estrutura de entrada com muros de ala.....	223
C11 – Estrutura de saída com muros de ala.....	224
C12 – Estrutura de entrada em recipiente.....	224
C13 – Efeitos da ausência de dissipador de energia adequado num aqueduto de secção circular triplo.....	223
C14 – Efeitos da ausência de dissipador de energia num aqueduto de secção circular.....	223

---

## SIMBOLOGIA

---

- $A$  - área da secção transversal do aqueduto;
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica;
- $A_c$  - área crítica de escoamento;
- $A_i$  - área de influência de um posto udométrico;
- $A_0$  - área molhada na secção de saída do aqueduto;
- $A_{bi}$  - sub-área  $i$  de uma bacia hidrográfica de área total  $A_b$ ;
- $a$  - altura das travessas em dissipadores de energia com este tipo de macrorugosidades;
- $a,b,n,m$  - parâmetros utilizados nas expressões das curvas IDF e curvas de possibilidade udométrica;
- $B$  - largura uma secção rectangular;
- $b_c$  - largura crítica;
- $C$  - coeficiente escoamento da fórmula racional;
- $C_c$  - coeficiente de contracção;
- $C_D$  - coeficiente de vazão;  
- coeficiente de arrastamento (Eq. 3.38);

## *Simbologia*

- $C_e$  - coeficiente de expansão em transições;
- $C_f$  - coeficiente de ajustamento do coeficiente de escoamento da fórmula racional;
- $C_{imp}$  - coeficiente de impermeabilização;
- CN - número de escoamento;
- $C_T$  - coeficiente da fórmula de Talbot (Eq. 3.17);
- $C_L$  - parâmetro da fórmula de Loureiro (Eq. 2.41);
- $c, M, Y$  - constantes empíricas (HDS nº5);
- D - diâmetro ou altura da secção transversal de um aqueduto;
- $D_{50}$  - diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica;
- $E_0$  - energia específica;
- $F_D$  - força hidrodinâmica por unidade de largura;
- $F_r$  - número de Froude;
- f - factor de resistência ou factor de Darcy-Weisbach;
- g - aceleração da gravidade;
- Hw - altura de água acima da soleira à entrada do aqueduto;
- h - altura da superfície livre relativamente à soleira do aqueduto;  
- altura máxima de precipitação;

## *Simbologia*

- $h_a$  - altura de água sobre travessas de uma rampa;
- $h_c$  - altura crítica;
- $h_d$  - altura dos degraus em estruturas de dissipação de energia com degraus;
- $h_m$  - altura média da bacia hidrográfica;  
- altura de água a montante;
- $h_o$  - parâmetro que depende da altura de água a jusante do aqueduto (Eq. 3.1);
- $h_u$  - altura uniforme;
- $h_{max}$  - altura de precipitação com duração igual ao tempo de concentração, para um dado período de retorno (Eq. 2.31);
- $h_1, h_2$  - alturas de escoamento conjugadas;
- $I$  - intensidade média de precipitação na bacia hidrográfica;
- $I_a$  - perda inicial para o escoamento superficial;
- $I_u$  - intensidade da precipitação útil;
- $i_m$  - declive médio do curso de água principal da bacia hidrográfica
- $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica;
- $J$  - perda de carga unitária;
- $K$  - coeficiente da fórmula de Manning-Strickler;  
- factor de ponta de uma bacia hidrográfica;  
- constante empírica (HDS nº5);

## *Simbologia*

- $K_I$  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Izzard (Eq. 2.13);
- $K_K$  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Kerby (Eq. 2.11);
- $K_\ell$  - coeficiente de perda de carga localizada;
- $K_{Is}$  - coeficiente da fórmula de Iskowski (Eq. 2.28);
- $K_M$  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Morgali e Linsley (Eq. 2.12);
- $k_e$  - coeficiente de perda de carga na estrutura de entrada de aquedutos;
- $k_s$  - coeficiente de perda de carga na estrutura de saída de aquedutos;
- $L$  - comprimento do aqueduto;  
- comprimento da rede hidrográfica de características homogéneas;  
- comprimento da bacia de dissipação de energia;
- $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia hidrográfica;
- $L_R$  - comprimento do ressalto hidráulico;
- $\ell$  - largura da bacia de dissipação de energia por impacto;
- $\ell_d$  - comprimento dos degraus em estruturas de dissipação de energia com degraus;
- $m_I$  - coeficiente da fórmula de Iskowski (Eq. 2.28);
- $N$  - número de degraus (Eq. 3.33);  
- número de queda (Eq. 3.28);
- $n$  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler;
- $P$  - precipitação total;

- $\bar{P}$  - precipitação anual média;
- $P_d$  - precipitação máxima diária;
- $P_i$  - precipitação num posto udométrico;
- $P_p$  - precipitação ponderada numa bacia hidrográfica;
- $P_u$  - precipitação útil;
- $P_0$  - parâmetro relativo às perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar o escoamento superficial;
- $Q_d$  - caudal de dimensionamento;
- $Q_p$  - caudal de ponta de cheia;
- $q$  - caudal por unidade de largura;
- $R$  - raio hidráulico;
- $Re$  - número de Reynolds;
- $S_0$  - declive da soleira de um aqueduto;
- $S_c$  - declive crítico de um aqueduto;
- $S_{mr}$  - capacidade máxima de retenção segundo o SCS;
- $T$  - período de retorno;
- $Tw$  - altura de água acima da soleira à saída de um aqueduto;

## *Simbologia*

- $t$  - duração da precipitação total para a situação mais gravosa;
- $t_c$  - tempo de concentração da bacia hidrográfica;
- $t_l$  - tempo de atraso para cálculo do tempo de concentração;
- $t_o$  - tempo que decorre até choverem as perdas iniciais;
- $t_p$  - tempo de precipitação;  
- tempo de crescimento ou tempo para a ponta;
- $t_r$  - duração da chuvada útil;
- $V$  - velocidade de escoamento;
- $U$  - velocidade média do escoamento;
- $U_a$  - velocidade de aproximação;
- $\omega_1, \omega_2$  - relação entre a profundidade do centro de gravidade e a altura de água na primeira e segunda altura conjugada;
- $z$  - parâmetro da fórmula de Loureiro (Eq. 2.41);
- $\alpha$  - percentagem de área impermeável na bacia hidrográfica;  
- coeficiente de Coriolis;
- $\beta$  - perda de carga por degrau, adimensionalizada pela carga hidráulica a montante, em dissipadores de energia com degraus (Eq. 3.33a);
- $\gamma_w$  - peso volúmico da água;
- $\gamma_s$  - peso volúmico do material dos blocos de enrocamento;

- $\lambda$  - parâmetro da fórmula de Giandotti (Eq. 2.31);
- $\rho$  - massa volúmica;
- $\theta$  - ângulo que os degraus fazem com o plano horizontal, num dissipador de energia com degraus (Eq. 3.34);
- $\psi$  - factor de resistência do escoamento sobre degraus (Eq. 3.34);
- $\tau$  - tensão tangencial;
- $\tau_{cr}$  - tensão tangencial crítica;
- $\varepsilon$  - rugosidade absoluta equivalente (Eq. 3.3);
- $\nu$  - viscosidade cinemática;
- $\Delta H$  - perda de carga total entre as secções de montante e jusante de um aqueduto;
- $\Delta H_c$  - perda de carga contínua;
- $\Delta H_L$  - perda de carga localizada;
- $\Delta h$  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal;
- $\Delta h_v$  - diferença entre as energias cinéticas de duas secções;
- $\Delta y'$  - desnível da superfície livre entre secções adjacentes de um troço de uma estrutura de transição;
- $\Delta z$  - diferença de cotas entre as extremidades de montante e de jusante de um aqueduto;

## **SIGLAS UTILIZADAS**

AMC	- Antecedent Moisture Conditions;
APRH	- Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos;
ASCE	- American Society of Civil Engineers;
AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials;
CIRIA	- Construction Industry Research and Information Association;
CRWR	- Center for Research in Water Resources;
DSRH	- Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos;
ENPC	-Ecole Nationale des Ponts et des Chaussées.
FCTUC	- Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra;
FHA	- Federal Highway Administration (anteriormente USBPR);
HDSS	- Hydrologic Data Development System;
HEC	- Hydraulic Engineering Circular;
IDF	- Intensidade-Duração-Frequência;
INAG	- Instituto da Água;
INMG	- Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica;
JAE	- Junta Autónoma das Estradas;
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
PH	- Passagem Hidráulica;
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
RSA	- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes;
SCS	- Soil Conservation Service;
SETRA	- Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes;
USBR	- United States Bureau of Reclamation;
USBPR	- United States Bureau of Public Roads;
USDT	- United States Department of Transportation;
WES	- Waterways Experiment Station (U. S. Army Corps of Engineers).

---

## Capítulo 1

---

### **INTRODUÇÃO**



## **1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O elevado crescimento urbano verificado nos últimos anos, bem como a necessidade de construção de vias de comunicação, de forma a contribuir para o desenvolvimento equilibrado das diferentes regiões do País, têm como consequência a construção de elevado número de pontes e de passagens hidráulicas inferiores para águas pluviais.

As causas mais frequentes de rupturas e deteriorações em vias de comunicação são de natureza hidráulica, sendo, no caso particular de passagens inferiores para águas pluviais, frequentemente devidas a uma inadequada capacidade de vazão, decorrente de uma deficiente avaliação dos caudais de dimensionamento, de inadequado dimensionamento hidráulico, ou devido a aspectos construtivos.

Justifica-se, assim um estudo sobre o seu dimensionamento hidrológico e hidráulico, de modo a permitir analisar e sistematizar os conhecimentos neste domínio e propor metodologias adequadas a utilizar no projecto.

As passagens inferiores para águas pluviais são habitualmente designadas, de modo mais simples, por passagens hidráulicas (PH's). Esta designação será utilizada ao longo do texto, em que se considera que uma passagem hidráulica é constituída por uma estrutura de

entrada, uma conduta, designada por aqueduto, uma estrutura de saída e, eventualmente, uma estrutura de dissipação de energia.

Para definição das características das passagens hidráulicas, devem analisar-se essencialmente os seguintes aspectos:

- cálculo dos caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas para um determinado período de retorno;
- implantação mais adequada;
- tipo de secção a adoptar;
- tipo e classe de aqueduto a adoptar;
- funcionamento hidráulico;
- avaliação da necessidade de obras de dissipação de energia;
- dimensionamento da estrutura de dissipação de energia mais adequada a cada caso;
- avaliação das quantidades de trabalho;
- elaboração duma estimativa de custos referente às quantidades de trabalho envolvidas;
- eventual reavaliação das dimensões em função da estimativa de custos obtida;
- pormenorização do aqueduto, estruturas de entrada e de saída e estrutura de dissipação de energia.

No dimensionamento do aqueduto deve ter-se presente que a deficiente capacidade de vazão conduz a sobrelevações do nível de água a montante e, eventualmente, a inundações das vias. Assim, deve ser efectuado um reconhecimento local das travessias e eventuais obras hidráulicas existentes, relativas às linhas de água a interferir, com o objectivo de avaliar se as condições de escoamento a jusante poderão determinar o funcionamento com saída afogada e averiguar se a altura máxima de água a montante do aqueduto poderá interferir nas áreas adjacentes.

Por outro lado, deve ainda ser feita a análise dos pontos baixos do perfil longitudinal da via, para verificar se a altura máxima de água permitida a montante do aqueduto poderá vir ou não a interferir com o esquema de drenagem longitudinal.

## 1.2 – ÂMBITO E OBJECTIVOS DO TRABALHO

O presente trabalho tem como objectivos principais:

- a sistematização das diferentes metodologias de dimensionamento hidrológico e hidráulico;
- a elaboração de um programa de cálculo automático de dimensionamento de passagens hidráulicas, baseado nas metodologias que se julgarem mais adequadas; o programa deverá possibilitar o dimensionamento hidrológico e hidráulico e elaborar estimativas de custo, por forma a possibilitar a sua aplicação a casos de estudo, ou mesmo constituir um instrumento de projecto;
- fornecer ao projectista de passagens hidráulicas elementos que lhe permitam identificar os aspectos de natureza hidrológica, hidráulica e económica mais relevantes na concepção e dimensionamento daquelas passagens.

Para cumprir os objectivos atrás enunciados, foram definidos os seguintes objectivos parcelares:

- recolha de informação existente sobre o dimensionamento hidrológico;
- análise da informação, com particular atenção para os critérios de dimensionamento aplicáveis em função das características das bacias hidrográficas a estudar;
- recolha de informação existente sobre o dimensionamento hidráulico de aquedutos;
- sistematização das principais metodologias de dimensionamento hidráulico utilizadas em projectos de drenagem transversal de vias de comunicação;
- caracterização das estruturas de entrada e de saída mais utilizadas em aquedutos e sua influência no escoamento;
- avaliação da necessidade de dissipação de energia em função da velocidade do escoamento a jusante da estrutura de saída;
- caracterização das estruturas de dissipação de energia mais adequadas a cada caso e sistematização dos critérios de dimensionamento a adoptar tendo em conta as condições locais;
- avaliação dos critérios de dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas mais divulgados;

- elaboração de um programa de cálculo automático que permita realizar o dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico de aquedutos de secção circular ou rectangular;
- aplicação do programa de cálculo automático a passagens hidráulicas existentes em auto-estradas da BRISA e estradas da JAE, de modo a efectuar uma análise crítica e comparativa dos resultados;
- para cada solução, a nível de estudo prévio, efectuar um estudo técnico-económico em função das características do aqueduto e seus órgãos complementares;
- utilização sistemática do programa de cálculo automático, de modo a obter elementos para pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e económico.

### 1.3 – ESTRUTURA DO TEXTO

O texto encontra-se estruturado em sete capítulos, constituindo a presente *Introdução* o Capítulo 1.

No Capítulo 2 – *Dimensionamento hidrológico* – analisam-se as principais metodologias para determinar o caudal de ponta de cheia em função das características das bacias hidrográficas afectas às passagens hidráulicas. Para avaliação do tempo de concentração das bacias, apresentam-se as fórmulas mais utilizadas e seus campos de aplicação. Neste capítulo faz-se também referência ao cálculo das precipitação intensas.

No Capítulo 3 – *Dimensionamento hidráulico* – são apresentados os aspectos hidráulicos mais relevantes e analisam-se os procedimentos de cálculo mais divulgados e utilizados no dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas. Para eventual dissipação de energia a jusante da estrutura de saída são analisadas diferentes tipos de estruturas.

No Capítulo 4 – *Programa de cálculo automático* – é apresentado o programa de cálculo automático HIDROPAS desenvolvido para o dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico de passagens hidráulicas, incluindo uma análise dos procedimentos de cálculo correspondentes à metodologia proposta. Com o objectivo de elaborar uma

estimativa de custos, são ainda analisados alguns aspectos relativos à execução dos trabalhos inerentes à construção de passagens hidráulicas.

No Capítulo 5 – *Aplicação da metodologia proposta a casos de estudo* – aplica-se a metodologia proposta no capítulo 4 a diversas passagens hidráulicas incluídas em projectos de drenagem transversal elaborados para a BRISA e para a JAE, por forma a comparar as soluções adoptadas com as soluções obtidas através da metodologia proposta.

No Capítulo 6 – *Pré-dimensionamento de passagens hidráulicas* – apresentam-se diferentes ábacos de pré-dimensionamento hidrológico, hidráulico e de estimativa de custos resultantes da utilização sistemática do programa HIDROPAS, para utilização futura no projecto de passagens hidráulicas.

Finalmente, no Capítulo 7 – *Síntese e conclusões. Propostas finais* – apresentam-se os resultados mais significativos que decorrem das várias análises realizadas com base no programa HIDROPAS, incluindo as conclusões da sua aplicação aos casos de estudo. São também incluídas considerações sobre a continuação e aprofundamento de algumas das matérias desenvolvidas no presente trabalho.



**DIMENSIONAMIENTO HIDROLÓGICO**



## **2.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Por forma a assegurar a necessária fiabilidade, o dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas, deve recorrer a estudos hidrológicos que conciliem os custos com o risco de ocorrência de situações de cheia. Tais estudos consistem essencialmente no cálculo dos parâmetros que definem os hidrogramas de cheia, que no caso particular de passagens hidráulicas se limitam ao cálculo do caudal de ponta de cheia.

Na prática, verifica-se que é situação frequente a inexistência ou insuficiência de registos de caudais, pelo que se recorre a dados pluviométricos, geralmente mais abundantes, para se calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas.

Com o objectivo de determinar os caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas, apresenta-se um conjunto de técnicas e modelos de cálculo. Entre os modelos apresentados, o método do Soil Conservation Service apresenta-se como uma metodologia completa e consistente para o cálculo de caudais de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas que não possuam registos hidrométricos. O método racional e a fórmula de Mockus são metodologias de simples aplicação e com resultados aceitáveis no dimensionamento de passagens hidráulicas, pelo que são muito utilizadas, nomeadamente em projectos da BRISA e da JAE.

Neste texto, apresenta-se também um conjunto de elementos e metodologias que permitem a avaliação das precipitações, do coeficiente de escoamento e do tempo de concentração de bacias hidrográficas, tendo em vista uma adequada quantificação do caudal de ponta de cheia.

O estudo do regime de escoamentos de uma dada bacia, a partir da informação udométrica, deverá basear-se na hipótese de que chuvadas com determinado período de retorno originam cheias de igual período de retorno, o que poderá não ser necessariamente verdade uma vez que a humidade inicial do solo e a variação da intensidade de precipitação ao longo da chuvada também condicionam a magnitude da cheia. No entanto, a hipótese considerada é aceitável, principalmente para chuvadas com elevados períodos de retorno.

Segundo **Chow et al (1988)**, os factores condicionantes do escoamento podem ser separados em dois grupos, os climáticos e os fisiográficos, cuja classificação se apresenta no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Factores condicionantes do escoamento (adaptado de **Chow et al, 1988**).

<i>Grupo</i>	<i>Tipo</i>	<i>Factor</i>
Climáticos	Precipitação	Modalidade (chuva, neve, granizo, orvalho, neblina ou geada), distribuição no tempo e no espaço, frequência de ocorrência, direcção dominante das tempestades, precipitação precedente e humidade do solo.
	Evaporação	Temperatura, vento, pressão atmosférica, natureza e superfície de evaporação.
	Transpiração	Temperatura, radiação solar, vento, humidade do ar e do solo e tipo de vegetação.
Fisiográficos	Características da bacia	Geométricas: - forma, tamanho, declive, orientação e elevação. Físicas: - cobertura e utilização do solo, tipo de solo, infiltração, permeabilidade, topografia e capacidade de formar toalhas subterrâneas.
	Características dos cursos de água	Capacidade de escoamento: dimensão e forma da secção transversal, declive, rugosidade, características da rede hidrográfica e comprimento do curso de água. Capacidade de armazenamento.

Em termos práticos o escoamento total que aflui a uma determinada secção de uma bacia hidrográfica pode ser sinteticamente caracterizado através de dois tipos fundamentais:

- *escoamento directo*, originado pela precipitação útil ou pelo degelo, entrando directamente para os cursos de água;
- *escoamento base*, resultante do regresso à superfície de águas anteriormente infiltradas, sendo portanto proveniente dos escoamentos subsuperficiais e subterrâneos.

## 2.2 – TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

### 2.2.1 – Considerações prévias

Tempo de concentração,  $t_c$ , de uma bacia hidrográfica, numa dada secção de um curso de água, é o tempo para que a totalidade da bacia contribua para o escoamento superficial na secção considerada. Pode também ser definido como o tempo necessário para que uma gota de água caída no ponto hidráulicamente mais afastado da bacia atinja a secção considerada.

Segundo **Lencastre e Franco (1992)**, o tempo de concentração é considerado uma característica constante da bacia, sendo independente das características das chuvadas. O tempo de concentração é aplicado na determinação do caudal de ponta de cheia quando se utilizam expressões cinemáticas, que entram em linha de conta com as características do movimento da água na bacia hidrográfica.

Para calcular os tempos de concentração em bacias hidrográficas urbanas e rurais, apresentam-se de seguida as expressões propostas por Temez, Kirpich e SCS frequentemente utilizadas nos projectos de drenagem transversal elaborados para a BRISA e para a JAE.

Para não se sobreavaliar a intensidade média de precipitação de uma dada bacia hidrográfica, **Debo e Reese (1995)** e **U. S. Department of Transportation (1997)** referem

que no cálculo do caudal de ponta de cheia não deve ser considerado um tempo de concentração inferior a 5 min. Tal recomendação advém, essencialmente, do facto de as curvas IDF serem deduzidas com base em chuvadas com duração mínima de 5 min, correspondente ao intervalo para o qual é possível efectuar leituras nos udrogramas com duração de 24 h.

### 2.2.2 – Velocidade de escoamento superficial

O tempo de concentração pode ser estimado a partir das velocidades de escoamento superficial na rede hidrográfica da bacia. No Quadro 2.2 e na Figura 2.1 apresentam-se velocidades médias de escoamento superficial em função do declive e da cobertura do solo.

Quadro 2.2 – Velocidades médias aproximadas de escoamento superficial (m/s) (adaptado de **Chow et al, 1988**, p.165).

Tipo de escoamento	Declive do terreno (%)			
	0 - 3	4 - 7	8 - 11	12 - 15
Escoamento não canalizado:				
Bosques e florestas	0 – 0,5	0,5 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0 –
Pastos	0 – 0,8	0,8 – 1,0	1,0 – 1,3	1,3 –
Terrenos cultivados	0 – 0,9	0,9 – 1,4	1,4 – 1,7	1,7 –
Terrenos urbanizados	0 – 2,6	2,6 – 4,1	4,1 – 5,2	5,2 –
Escoamento em canal:				
Canal natural mal definido	0 – 0,6	0,6 – 1,2	1,2 – 2,1	2,1 –
Canal bem definido	Cálculo por uma fórmula de regime uniforme (e.g. Manning-Strickler)			

A rede hidrográfica da bacia deve ser dividida em troços de características homogéneas. Nas zonas onde não existem canais bem definidos pode recorrer-se à Figura 2.1. Nas restantes zonas poder-se-ão aplicar as fórmulas de escoamento com superfície livre em regime uniforme. O tempo de concentração em cada troço é dado por

$$t_c = \frac{L}{U} \tag{2.1}$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração;
- L - comprimento da rede hidrográfica de características homogéneas;
- U - velocidade média de escoamento.

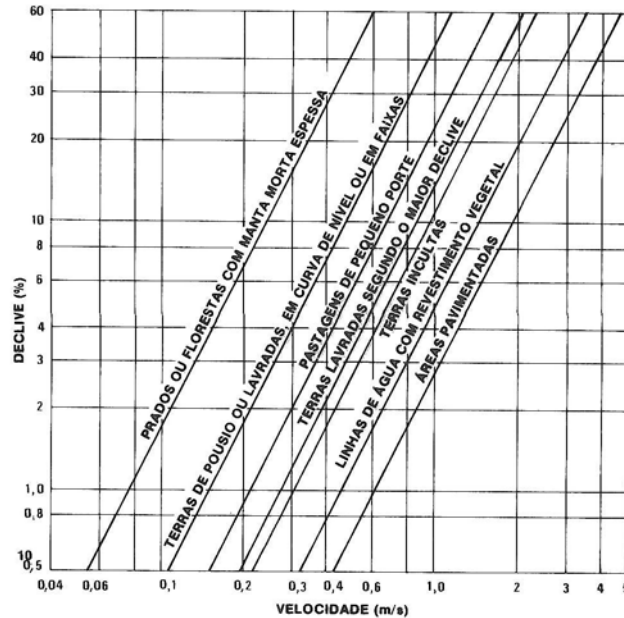


Figura 2.1 – Velocidades de escoamento superficial para diversos declives e coberturas de solo, segundo o SCS (adaptado de **Hammer e Mackichan, 1981**, in **Lencastre e Franco, 1992**, p.290).

### 2.2.3 – Soil Conservation Service

SCS (1973) calcula o tempo de concentração,  $t_c$ , de uma bacia hidrográfica recorrendo ao tempo de atraso,  $t_l$ , pela seguinte expressão, aplicável para precipitações uniformes sobre a bacia hidrográfica

$$t_c = 1,67 t_l \quad (2.2)$$

SCS (1973) define tempo de atraso como o tempo compreendido entre as ocorrências do centro de gravidade do hietograma da precipitação útil e da ponta do hidrograma. Este parâmetro pode ser calculado a partir de hietogramas e hidrogramas observados. No caso de não existirem tais registos, o tempo de atraso é

$$t_l = \frac{L_b^{0.8} (S_{mr} + 1)^{0.7}}{734,43 i_{mb}^{0.5}} \quad (2.3)$$

sendo:

- $t_l$  - tempo de atraso (h);
- $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica (%);
- $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (m);
- $S_{mr}$  - capacidade máxima de retenção, dada por  $S_{mr} = (25400/CN) - 254$ ;
- CN - número de escoamento da bacia hidrográfica (*curve number*).

A expressão anterior, para calcular o tempo de atraso, foi desenvolvida a partir de dados referentes a bacias agrícolas. É indicada para ser utilizada em bacias rurais com área inferior a 2000 acres (ou 8 km<sup>2</sup>). No caso de bacias mistas (parte urbana e parte natural), a expressão tende a sobrestimar o tempo de atraso, pelo que o **Correia (1984b)** sugere que o valor do tempo de atraso seja multiplicado por dois factores correctivos. Propôs para estes factores os ábacos representados nas Figuras 2.2 e 2.3. O primeiro factor correctivo, a obter a partir do ábaco da Figura 2.2, é relativo à percentagem do comprimento do curso de água em que houve melhoria das condições de escoamento. O segundo, a obter a partir do ábaco da Figura 2.3, é relativo à percentagem de área impermeável na bacia hidrográfica.

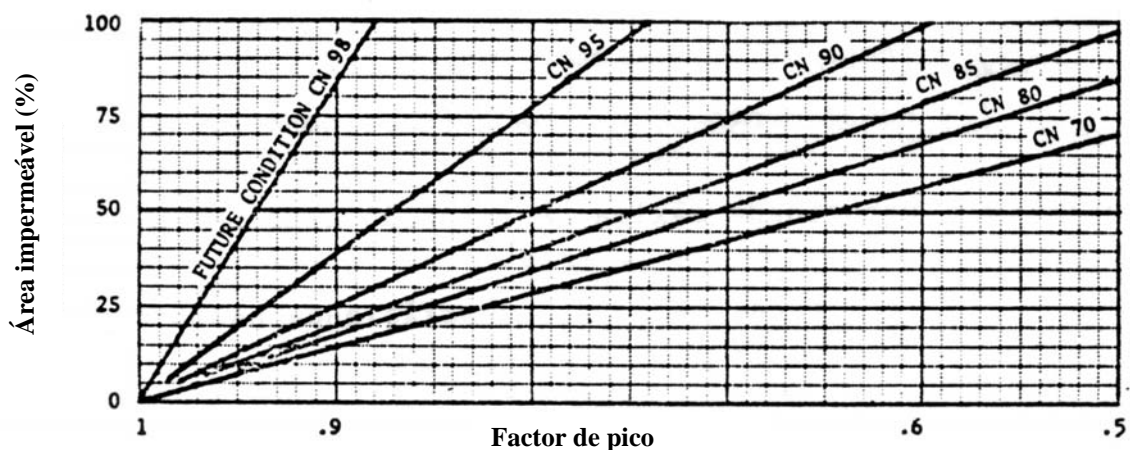


Figura 2.2 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à melhoria das condições hidráulicas do escoamento (extraído de **Correia, 1984b**).

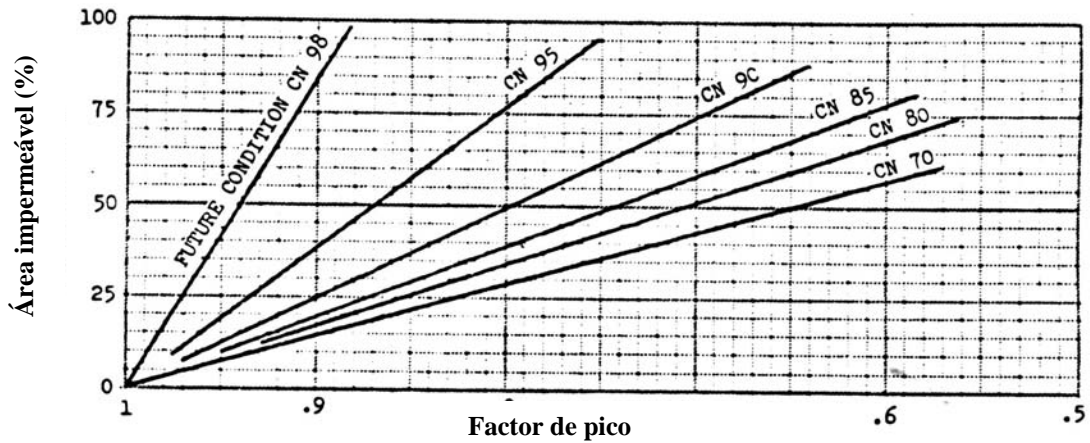


Figura 2.3 – Factor correctivo do tempo de atraso relativo à percentagem de área impermeável (extraído de Correia, 1984b).

### 2.2.4 – Giandotti

Giandotti (1953) propôs a seguinte expressão para determinar o tempo de concentração

$$t_c = \frac{4\sqrt{A_b} + 1,5L_b}{0,80\sqrt{h_m}} \quad (2.4)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (h);
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (km);
- $h_m$  - altura média da bacia (m).

A expressão (2.4) deverá ser aplicada a grandes bacias hidrográficas naturais, pois quando aplicada a pequenas bacias o valor do tempo de concentração é sobrestimado.

### 2.2.5 – Temez

Temez (1978) analisou várias bacias espanholas e propôs a seguinte expressão

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L_b}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (2.5)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (h);

- $i_m$  - declive médio do curso de água principal da bacia (m/m);  
 $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (km).

A expressão anterior poderá ser utilizada em bacias hidrográficas naturais com áreas até 3000 km<sup>2</sup>.

### 2.2.6 – Kirpich, Pickering e David

**Kirpich (1940)** propôs a seguinte expressão para calcular o tempo de concentração

$$t_c = 0,0663 \frac{L_b^{0,77}}{i_{mb}^{0,385}} = 0,0663 \frac{L_b^{1,155}}{(\Delta h)^{0,385}} \quad (2.6)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (h);  
 $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (km);  
 $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica;  
 $\Delta h$  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (km).

Esta expressão aplica-se sobretudo a bacias rurais com canais bem definidos e declives compreendidos entre 3% e 10%. O tempo de concentração deverá ser multiplicado por 0,4 em superfícies asfaltadas ou por 0,2 em canais de betão.

**Brisa (1974)** refere a fórmula de Pickering para calcular o tempo de concentração em bacias de passagens hidráulicas

$$t_c = \left( \frac{0,871 L_b^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \quad (2.7)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (h);  
 $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (km);  
 $\Delta h$  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (m).

Verifica-se que a fórmula de Pickering é obtida a partir da fórmula de Kirpich alterando as unidades da variável correspondente à diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal. De referir que esta expressão tem sido utilizada na maioria dos projectos da BRISA.

**David (1976)** propôs também uma fórmula idêntica à de Kirpich

$$t_c = 0,000324 \frac{L_b^{1,15}}{(\Delta h)^{0,38}} \quad (2.8)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (h);
- $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (m);
- $\Delta h$  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (m).

A expressão de **David (1976)** está incluída numa metodologia para o cálculo do caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas com áreas até 25 km<sup>2</sup>.

### 2.2.7 – Ventura

Ventura sugere a seguinte expressão

$$t_c = 240 \left( \frac{A_b L_b}{\Delta h} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.9)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (min), com  $t_c \geq 5$  min;
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $\Delta h$  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal (m);
- $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (km).

Em **Brisa (1988)** é referido que se aplica a bacias naturais com tempos de concentração superiores a 5 min.

### 2.2.8 – Schaake

**Schaake et al. (1967)** desenvolveram a seguinte expressão

$$t_c = \frac{0,503 L_b^{0,24}}{i_{mb}^{0,16} \alpha^{0,26}} \quad (2.10)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (min);
- $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica;

- $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);  
 $\alpha$  - percentagem de áreas impermeáveis na bacia hidrográfica.

A expressão indicada poderá ser utilizada em bacias urbanas, incluindo ruas pavimentadas com sarjetas ao longo de passeios.

### 2.2.9 – Kerby

**Kerby (1959)** apresenta a seguinte expressão

$$t_c = 0,83 \left( \frac{K_K L_b}{\sqrt{i_{mb}}} \right)^{0,467} \quad (2.11)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (min);  
 $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica (%);  
 $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);  
 $K_K$  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Kerby (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Coeficiente de rugosidade da fórmula de Kerby (extraído de **Matos, 1987**).

Tipologia da superfície	Valores de $K_K$
Impermeável lisa	0,02
Solo compacto liso	0,10
Relvado disseminado; sup. rugosa	0,20
Pastagens; relva densa	0,40

A expressão indicada poderá ser aplicada a bacias hidrográficas de características variadas.

### 2.2.10 – Morgali e Linsley

**Morgali e Linsley (1965)** sugerem a seguinte expressão para calcular o tempo de concentração

$$t_c = 0,94 \frac{(K_M^2 L_b^2)^{0,3}}{I^{0,4} i_{mb}^{0,3}} \quad (2.12)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (min);  
 $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica;  
 $I$  - intensidade média de precipitação (in/h);  
 $L_b$  - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);  
 $K_M$  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Morgali (Quadro 2.4).

A expressão anterior, também conhecida por expressão da teoria da onda cinemática, será mais adequada a escoamentos turbulentos em superfícies homogêneas. De referir que esta expressão é de resolução iterativa, uma vez que a intensidade média de precipitação e o tempo de concentração são desconhecidos.

Quadro 2.4 – Coeficientes de rugosidade de Manning a utilizar na fórmula de Morgali e Linsley (extraído de **Matos, 1987**).

Tipologia da superfície	Valores de $K_M$
Pavimento asfáltico	0,012
Pavimento em betão	0,014
Solo bem compactado	0,02
Solo mal compactado	0,03
Relvado pobre e disperso	0,03
Pastagens; relva median/ densa	0,04
Relva densa	0,06
Arbustos médios e pequenos	0,08
Arvoredo	0,20

Tipo de ocupação	Valores de $K_M$
Comercial e pequeno industrial	0,015 - 0,035
Residencial (denso)	0,025 - 0,040
Residencial (Suburbano)	0,030 - 0,055
Parques	0,040 - 0,080

### 2.2.11 – Izzard

**Izzard (1946)** propôs a seguinte expressão

$$t_c = 41 \left( 0,0007I^{1/3} + \frac{K_I}{I^{2/3}} \right) \left( \frac{L_b}{CN^2 i_{mb}} \right)^{1/3} \quad (2.13)$$

sendo:

- $t_c$  - tempo de concentração (min);  
 $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica;

- CN - número de escoamento da bacia hidrográfica;  
 I - intensidade de precipitação (in/h);  
 L<sub>b</sub> - comprimento do curso de água principal da bacia (ft);  
 K<sub>I</sub> - coeficiente de rugosidade da fórmula de Izzard.

A expressão anterior foi desenvolvida experimentalmente, em laboratório, para o USBPR, a fim de ser aplicada em estradas e superfícies revestidas com gravilha.

Quadro 2.5 – Coeficiente de rugosidade da fórmula de Izzard (adaptado de **Chow et al, 1988**).

Tipologia da superfície	Valores de $K_I$
Pavimento asfáltico liso	0,0070
Pavimento arenoso liso	0,0075
Pavimento em betão	0,012
Pavimento de gravilha	0,06

## 2.3 – RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO/ESCOAMENTO

### 2.3.1 – Considerações prévias

A avaliação do coeficiente de escoamento de uma bacia deve ser efectuada com rigor, pois a inadequada capacidade de passagens hidráulicas e consequentes prejuízos na plataforma da via e em propriedades adjacentes devem-se muitas vezes à sua deficiente quantificação ou à alteração das condições de escoamento na bacia que impliquem o aumento do coeficiente de escoamento.

Nos últimos anos têm-se verificado alguns cortes de estradas, devido à inadequada capacidade das passagens hidráulicas, tendo em alguns casos implicado o isolamento de alguns aglomerados. No caso de bacias rurais, a maioria das situações de ruptura deve-se à redução da capacidade de retenção superficial, como resultado de fogos florestais nessas zonas. Nas bacias urbanas, o aumento do coeficiente de escoamento, que poderá implicar rupturas em passagens hidráulicas, deve-se ao incremento de áreas impermeáveis.

Assim, quando se quantifica o coeficiente de escoamento de uma determinada bacia, para além de se ter em conta o tipo de solo e a sua utilização ou cobertura, deve ser convenientemente analisada a possibilidade de poderem ocorrer alterações nas condições de escoamento da bacia e respectivas consequências.

Segundo **Oliveira (1996)**, a transformação da precipitação em escoamento é um processo complexo e difícil de quantificar de forma rigorosa. Os percursos que a água precipitada pode tomar sobre a bacia até chegar à linha de água são vários, e os fenómenos físicos que regem esses percursos envolvem inúmeros factores difíceis de medir ou estimar continuamente no tempo e no espaço.

Na Figura 2.4 apresenta-se a decomposição de um hidrograma de cheia nos hidrogramas dos escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo. Como a maior parte do escoamento de cheia é devido ao escoamento superficial, a maioria dos métodos para calcular o caudal de ponta de cheia baseia-se no cálculo da precipitação útil ou efectiva, ou seja, a que dá origem a escoamento superficial.

O coeficiente de escoamento, definido como sendo a relação entre a quantidade de água total escoada numa determinada secção e a quantidade total de água precipitada na bacia hidrográfica contribuinte, deve traduzir a influência dos diferentes factores de que depende o escoamento.

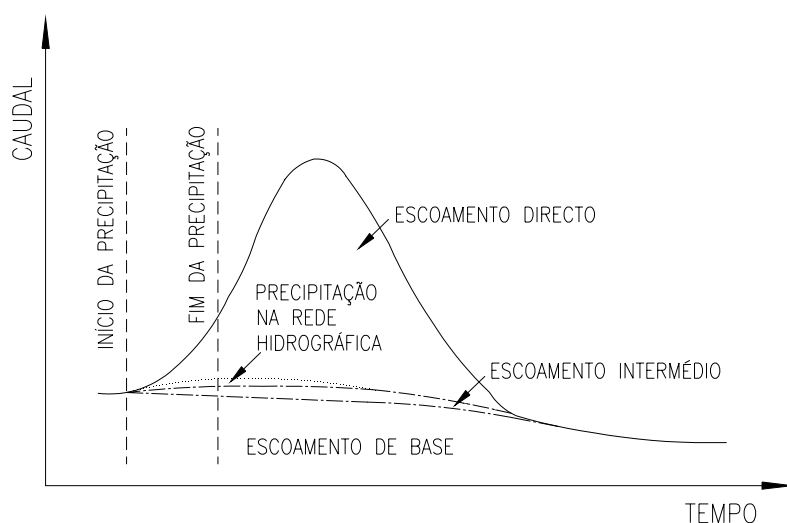


Figura 2.4 – Hidrograma do escoamento superficial (directo), sub-superficial (intermédio) e de base (extraído de **Lencastre e Franco, 1992**).

### 2.3.2 – Número de escoamento segundo o SCS

Para se quantificar o número de escoamento é habitual recorrer-se à classificação hidrológica dos solos. De acordo com a classificação apresentada pelo Soil Conservation Service, os solos podem ser classificados em quatro tipos (Quadro 2.6).

Quadro 2.6 – Classificação hidrológica de solos segundo o SCS (adaptado de **Lencastre e Franco, 1992**).

<b>Tipo de solo</b>	<b>Características dos solos</b>
<b>Tipo A</b>	Solos dando origem a baixo escoamento directo, ou que apresentam permeabilidade bastante elevada. Inclui areias com bastante espessura, e com pouco limo ou argila, e arenitos com bastante espessura e muito permeáveis.
<b>Tipo B</b>	Solos menos permeáveis que os do tipo A mas com permeabilidade superior à média. Inclui fundamentalmente solos arenosos menos espessos que os do tipo A e arenitos menos espessos e menos agregados que os do tipo A.
<b>Tipo C</b>	Solos originando escoamentos directos superiores à média e superiores aos originados pelos tipos anteriores. Inclui solos pouco espessos e solos com quantidades apreciáveis de argilas, se bem que menos do que os do tipo D.
<b>Tipo D</b>	Solos com argilas expansivas e solos pouco espessos, com sub-horizontes quase impermeáveis que originam elevado escoamento directo.

Na Figura A1 do Anexo A apresenta-se o mapa de solos de Portugal, evidenciando os quatro tipos de solos. Porém, tal carta tem o inconveniente de ser muito genérica para poder ser utilizada com rigor na caracterização de solos que correspondam a bacias hidrográficas de reduzidas dimensões. Nestes casos, é preferível proceder à observação da bacia, em função do tipo hidrológico do solo e da utilização ou cobertura deste, e utilizar as indicações do Quadro 2.7, para regiões agrícolas, urbanas e suburbanas, e do Quadro 2.8, para maior pormenor das regiões rurais.

Quando o tipo hidrológico do solo e as condições de utilização ou cobertura do solo da bacia hidrográfica forem heterogêneas, o número de escoamento a considerar será igual à média ponderada dos números de escoamento correspondentes às várias zonas em que se pode subdividir a bacia, de acordo com seguinte expressão:

$$CN = \frac{\sum CN_i A_{bi}}{\sum A_{bi}} \quad (2.14)$$

Quadro 2.7 – Número de escoamento para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas (extraído de **Correia, 1984b**).

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO	TIPO DE SOLO			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem medidas de conservação do solo	72	81	88	91
com medidas de conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou baldios: em más condições	68	79	86	89
em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais: cobertura má, sem “Mulch”	45	66	77	83
boa cobertura	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, cemitérios, etc.				
Boas condições: relva cobrindo mais de 75% da área	39	61	74	80
Condições razoáveis: relva cobrindo de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios (85% de área impermeável)	89	92	94	95
Zonas industriais (72 % de área impermeável)	81	88	91	93
Zonas residenciais:				
Áreas médias dos lotes      Percentagem média impermeável				
< 500 m <sup>2</sup> 65 %	77	85	90	92
1000 m <sup>2</sup> 38 %	61	75	83	87
1300 m <sup>2</sup> 30 %	57	72	81	86
2000 m <sup>2</sup> 25 %	54	70	80	85
4000 m <sup>2</sup> 20 %	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
gravilha	76	85	89	91
terra	72	82	87	89

Quadro 2.8 – Número de escoamento para regiões rurais (adaptado de SCS, 1973).

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO	CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE	TIPO DE SOLO			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	Segundo o maior declive	64	76	84	88
	Segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	Segundo as curvas de nível e em terraço	60	71	79	82
Rotações de culturas	Segundo o maior declive	62	75	83	87
	Segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	Segundo as curvas de nível e em terraço	57	70	78	82
Pastagens	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Boa	39	61	74	80
	Pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	Normal, segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	Boa, segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	Normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	Normal	59	74	82	86
Estradas	Pavimento permeável	72	82	87	89
	Pavimento impermeável	74	84	90	92
Florestas	Muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	Abertas ou de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Densas ou de alta transpiração	25	55	70	77
	Muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

Os números de escoamento, *CN*, apresentados nos Quadros 2.7 e 2.8, são relativos a uma normal condição antecedente de humidade do solo, designada pelo SCS por situação *AMCII* (*antecedent moisture conditions*). Desta forma, os valores dos referidos quadros devem ser corrigidos quando se desejarem efectuar cálculos para situações particularmente secas (*AMCI*) ou particularmente húmidas (*AMCIII*). O Quadro 2.9 apresenta a definição dos referidos três tipos de condições antecedentes de humidade.

Quadro 2.9 – Definição das condições antecedentes de humidade (adaptado de **Correia, 1984b**).

Condição antecedente de humidade	Definição
AMCI	Situação em que os solos estão secos, mas acima do ponto de emurchecimento. A consideração deste caso é pouco recomendável para o estudo de caudais de cheia.
AMCII	Situação média que, segundo <b>Morel-Seytoux e Verdin (1980)</b> , deve corresponder aproximadamente à capacidade do campo. Esta situação corresponde provavelmente às condições de humidade antecedentes de cheias de pequena dimensão.
AMCIII	Situação em que ocorrem precipitações consideráveis nos cinco dias anteriores e o solo se encontra quase saturado. É a situação mais propícia à formação de maiores cheias, e portanto aquela que se reveste de maior importância para o projecto.

No Quadro 2.10 apresenta-se o critério sugerido pelo SCS para se poder classificar a condição antecedente de humidade, que deve ser considerada com base na precipitação total ocorrida nos cinco dias antecedentes.

Quadro 2.10 – Condição antecedente de humidade em função da precipitação total nos cinco dias antecedentes (adaptado de **SCS, 1972**).

Precipitação total nos cinco dias antecedentes (mm)		Condição antecedente de humidade
Período dormiente	Período de crescimento	
< 13	< 36	AMCI
13 a 28	36 a 53	AMCII
> 28	> 53	AMCII

O Quadro 2.11 apresenta os valores corrigidos do número de escoamento, *CN*, para as situações AMCI e AMCIII em função do valor médio da situação AMCII.

Para calcular os números de escoamento em situações particularmente secas (AMCI) e em situações particularmente húmidas a partir da normal condição antecedente de humidade do solo (AMCII), **Chow et al (1988)** propõem as seguintes expressões:

$$CN(I) = \frac{4,2CN(II)}{10 - 0,058CN(II)} \quad (2.15)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (2.16)$$

Quadro 2.11 – Correção do número de escoamento em função da condição antecedente de humidade (adaptado de SCS, 1973).

Valor de CN para a situação AMCII	Valor corrigido de CN para a situação:	
	AMCI	AMCIII
100	100	100
95	87	98
90	78	96
85	70	94
80	63	91
75	57	88
70	51	85
65	45	82
60	40	78
55	35	74
50	31	70
45	26	65
40	22	60
35	18	55
30	15	50
25	12	43
20	9	37
15	6	30
10	4	22
5	2	13

### 2.3.3 – Método racional. Coeficiente de escoamento

No caso de se utilizar a método racional, bastante divulgado devido à sua simplicidade, para se determinar o caudal de ponta de cheia, aplicam-se os coeficiente de escoamento, apresentados no Quadro 2.12. Estes coeficientes são baseados no tipo e características da superfície do terreno, admitindo-se constantes para cada bacia hidrográfica.

Quadro 2.12 – Valores médios do coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de **Chow, 1964**).

**Áreas urbanas**

Ocupação do solo	C
Zonas verdes:	
relvados em solos arenosos	0,05 – 0,20
relvados em solos pesados	0,15 – 0,35
parques e cemitérios	0,10 – 0,25
campos desportivos	0,20 – 0,35
Zonas comerciais:	
centro da cidade	0,70 – 0,95
periferia	0,50 – 0,70
Zonas residenciais:	
vivendas no centro da cidade	0,30 – 0,50
vivendas na periferia	0,25 – 0,40
prédios de apartamentos	0,50 – 0,70
Zonas industriais:	
indústria dispersa	0,50 – 0,80
indústria concentrada	0,60 – 0,90
Vias férreas	0,20 – 0,40
Ruas e estradas:	
asfaltadas	0,70 – 0,90
de betão	0,80 – 0,95
de tijolo	0,70 – 0,85
Passeios	0,75 – 0,85
Telhados	0,75 – 0,95
Baldios	0,10 – 0,30

**Áreas agrícolas**

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

Os valores do coeficiente de escoamento apresentados no quadro anterior correspondem a um período de retorno compreendido entre 5 e 10 anos.

O coeficiente  $C$  não corresponde propriamente a um coeficiente de escoamento (relação entre volumes do escoamento e da precipitação que o origina). Pretende traduzir 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.

**Choupas (1995)** considera que o coeficiente de escoamento pode ser calculado a partir da fórmula de Schaak, Geyer e Knapp

$$C = 0,14 + 0,64C_{imp} + 5i_{mb} \quad (2.17)$$

$$C_{imp} = \frac{A_{imp}}{A_b} \quad (2.17a)$$

sendo:

- $C$  - coeficiente de escoamento;
- $C_{imp}$  - coeficiente de impermeabilização;
- $A_{imp}$  - superfície impermeável da bacia hidrográfica;
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica;
- $i_{mb}$  - declive médio da bacia hidrográfica (m/m).

No Quadro 2.13 são apresentados valores do coeficiente de escoamento tendo em consideração a inclinação média da bacia, a morfologia, a cobertura e o tipo de solo da bacia.

Quadro 2.13 – Coeficiente de escoamento a utilizar no método racional (adaptado de **Choupas, 1995**).

Cobertura da bacia	Morfologia	Declive médio (%)	Tipo de terreno		
			Arenosos	Com argilas e limo	Com argila compacta
<b>Bosques</b>	Plana	0 - 5	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	5 - 10	0,25	0,35	0,50
	Montanhosa	10 - 30	0,30	0,50	0,60
<b>Pastagens</b>	Plana	0 - 5	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	5 - 10	0,15	0,36	0,55
	Montanhosa	10 - 30	0,22	0,42	0,60
<b>Cultivados</b>	Plana	0 - 5	0,30	0,50	0,60
	Ondulada	5 - 10	0,40	0,60	0,70
	Montanhosa	10 - 30	0,52	0,72	0,82

Quando na mesma bacia hidrográfica existirem zonas diferentes, no que diz respeito ao tipo de solo, morfologia, cobertura e inclinação, deverá ser utilizado um coeficiente de escoamento ponderado.

Nesta formulação, não se considera o coeficiente C variável com a intensidade de precipitação.

**Choupas (1995)** refere que na determinação do coeficiente de escoamento se deve ter em atenção as seguintes considerações:

- os coeficientes de escoamento anuais e mensais, por vezes utilizados, são inferiores aos coeficientes de escoamento instantâneos, pelo que não devem ser utilizados para calcular o caudal de ponta de cheia;
- em regiões em que exista a possibilidade de os solos gelarem, o coeficiente de escoamento deve ser considerado próximo de 1,0 no Inverno;
- em zonas em que existe um armazenamento de água sob a forma de gelo ou neve, a fórmula racional pode perder a sua validade, uma vez que o coeficiente de escoamento pode ser superior à unidade em períodos de degelo.

### 2.3.4 – Fórmula de Temez. Coeficiente de escoamento

A partir de considerações do Soil Conservation Service, **Temez (1978)** deduziu a seguinte expressão para calcular o coeficiente de escoamento em pequenas bacias hidrográficas naturais

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2} \quad (2.18)$$

sendo:

- C - coeficiente de escoamento;
- $P_d$  - precipitação máxima diária (mm);
- $P_0$  - parâmetro relativo às perdas iniciais da chuvada antes de se iniciar escoamento superficial (mm).

O parâmetro  $P_0$  pode ser obtido em **Temez (1978)**, ou calculado por

$$P_0 = \frac{5080}{CN} - 50,8 \quad (2.19)$$

em que  $CN$  é o número de escoamento definido pelo SCS. De referir que os valores mais frequentes de  $P_0$  variam entre 24 mm e 35 mm.

## 2.4 – PRECIPITAÇÃO

### 2.4.1 – Considerações prévias

A determinação do caudal de ponta de cheia passa pela especificação de uma precipitação de projecto, que consiste em definir a duração da precipitação, a quantidade de precipitação associada a um período de retorno e a distribuição temporal da precipitação.

No que diz respeito à especificação da precipitação total considera-se um hietograma de intensidade de precipitação constante, com duração igual ou superior ao tempo de concentração, para garantir a contribuição da totalidade da bacia. Por outro lado, uma duração menor que o tempo de concentração pode também justificar-se, por corresponder a intensidades de precipitação maiores para o mesmo período de retorno, o que pode conduzir a maiores caudais de ponta de cheia.

No cálculo do caudal de ponta da cheia em bacias de passagens hidráulicas considera-se que:

- as precipitações de certa duração ocorrem uniformemente sobre a bacia e com intensidade constante;
- a duração da precipitação útil, que constitui a parcela da precipitação total que dá origem a escoamento directo, é igual à duração da precipitação total.

## 2.4.2 – Precipitações intensas de curta duração. Curvas IDF

Os parâmetros característicos das precipitações intensas são:

- *duração* correspondente ao tempo considerado para a chuvada, que no caso de cheias de rios pode ser da ordem de grandeza de horas, ou mesmo dias, e no caso de passagens hidráulicas pode ser horas ou mesmo minutos;
- *intensidade* correspondente à relação entre a altura de precipitação caída e a sua duração;
- *frequência* traduzida, em geral, por uma ocorrência num determinado número de anos.

As curvas de intensidade-duração-frequência estabelecem a relação entre a intensidade de precipitação, a duração da precipitação e o período de retorno, de acordo com a expressão

$$I = \frac{a T^n}{(t_p + b)^m} \quad (2.20)$$

sendo:

- $t_p$  - tempo de precipitação (min);
- $I$  - intensidade de precipitação (mm/h);
- $T$  - período de retorno (anos);
- $a, b, n, m$  - parâmetros a serem determinados a partir de registos de udógrafos.

**Matos e Silva (1986)** obtiveram curvas IDF a partir do tratamento estatístico das séries de valores máximos da intensidade de precipitação para diferentes durações e para a mesma frequência de ocorrência. Estas curvas resultaram do ajustamento, pelo método dos mínimos quadrados, das intensidades de precipitação correspondentes a diversas durações, para um dado período de retorno, de uma curva exponencial. A curva exponencial é definida por

$$I = a t_p^b \quad (2.21)$$

Sendo:

- $I$  - intensidade de precipitação (mm/h);
- $t_p$  - tempo de precipitação (min);
- $a, b$  - constantes indicadas no mapa da Figura A2 do Anexo A e nos Quadros 2.14, 2.15 e A1 do Anexo A.

**Matos e Silva (1986)** analisaram 25 postos udográficos em funcionamento, localizados em diferentes zonas do país, e determinaram catorze curvas IDF baseadas em séries de precipitações de curtas durações, da ordem das dezenas de anos, cujos valores são apresentados no Quadro 2.14. Depois de determinados os erros relativos, quando se utiliza o valor da curva IDF de Lisboa em vez do valor correspondente ao posto udográfico em estudo, concluíram que as curvas IDF de Lisboa podem ser utilizadas a nível nacional. No entanto, os seus valores sofreram: i) um agravamento de 20 % nas regiões montanhosas do Continente com altitude superior a 700 metros e nas regiões autónomas da Madeira e Açores; e, ii) uma redução de 20 % nas regiões do Nordeste, como indicado na Figura A2 do Anexo A.

Quadro 2.14 – Parâmetros, *a* e *b*, das curvas IDF de diferentes regiões (**Matos e Silva , 1986**).

<b>POSTOS</b>	<b>T (anos)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>LISBOA</b>	<b>a</b>	202,72	259,26	290,68	317,74	349,54	365,62
	<b>b</b>	- 0,577	- 0,562	- 0,549	- 0,538	- 0,524	- 0,508
<b>BRAGANÇA</b>	<b>a</b>	165,01	199,94	228,16	253,14	283,10	304,23
	<b>b</b>	- 0,586	- 0,575	- 0,573	- 0,571	- 0,568	- 0,566
<b>VILA REAL</b>	<b>a</b>	176,38	284,23	353,25	416,59	495,54	553,04
	<b>b</b>	- 0,576	- 0,619	- 0,634	- 0,644	- 0,653	- 0,658
<b>PORTO</b>	<b>a</b>	209,89	268,60	303,74	334,95	372,82	399,66
	<b>b</b>	- 0,606	- 0,613	- 0,617	- 0,619	- 0,622	- 0,624
<b>PENHAS DOURADAS</b>	<b>a</b>	134,52	170,81	205,95	239,52	282,55	314,54
	<b>b</b>	- 0,456	- 0,415	- 0,422	- 0,429	- 0,437	- 0,442
<b>UISEU</b>	<b>a</b>	377,31	460,01	500,67	532,12	565,65	586,47
	<b>b</b>	- 0,756	- 0,756	- 0,754	- 0,750	- 0,745	- 0,745
<b>FONTE BOA</b>	<b>a</b>	180,84	222,90	251,87	278,64	310,56	332,88
	<b>b</b>	- 0,601	- 0,579	- 0,577	- 0,575	- 0,572	- 0,570
<b>ÉVORA</b>	<b>a</b>	198,68	198,71	277,24	374,00	531,55	670,22
	<b>b</b>	- 0,553	- 0,444	- 0,491	- 0,538	- 0,595	- 0,634
<b>FARO</b>	<b>a</b>	204,89	245,27	280,32	311,58	349,29	376,10
	<b>b</b>	- 0,584	- 0,555	- 0,556	- 0,557	- 0,558	- 0,559
<b>PRAIA DA ROCHA</b>	<b>a</b>	169,22	227,44	266,64	301,99	345,00	375,67
	<b>b</b>	- 0,603	- 0,598	- 0,600	- 0,601	- 0,601	- 0,602
<b>V. R. SANTO ANTÓNIO</b>	<b>a</b>	250,33	309,25	350,56	388,44	434,89	468,58
	<b>b</b>	- 0,639	- 0,630	- 0,631	- 0,633	- 0,636	- 0,638
<b>S. CATARINA</b>	<b>a</b>	193,12	228,83	248,70	265,72	285,72	299,45
	<b>b</b>	- 0,517	- 0,512	- 0,508	- 0,505	- 0,502	- 0,499
<b>PORTO SANTO</b>	<b>a</b>	268,17	328,67	359,72	385,91	417,06	438,66
	<b>b</b>	- 0,643	- 0,589	- 0,560	- 0,536	- 0,511	- 0,496
<b>A. HEROÍSMO</b>	<b>a</b>	192,95	220,04	235,20	248,19	263,43	273,89
	<b>b</b>	- 0,500	- 0,477	- 0,465	- 0,456	- 0,446	- 0,440

Na Figura A2 do Anexo A são indicados os parâmetros das curvas IDF, para as diferentes regiões pluviométricas do país, definidas por **Matos e Silva (1986)**. No entanto, a aplicação da curva IDF desenvolvida para uma zona em particular é mais aconselhável, pois a definição de regiões pluviométricas indicadas na Figura A2 resultou de uma agregação de dados de precipitação, não tendo em consideração regimes especiais de precipitação a nível local ou regional.

No Quadro 2.15 apresentam-se as curvas IDF que **Brandão (1995)** propôs para quatro postos udométricos localizados em Aveiro, Lisboa, Évora e Faro.

Quadro 2.15 - Parâmetros, *a* e *b*, das curvas IDF para Aveiro, Lisboa, Évora e Faro (extraído de **Brandão, 1995**).

POSTOS	<i>T</i> (anos)	2	10	50	100
AVEIRO	a	205	301	385	421
	b	- 0,612	- 0,617	- 0,620	- 0,621
LISBOA	a	221	386	532	594
	b	- 0,607	- 0,627	- 0,636	- 0,638
ÉVORA	a	272	412	533	584
	b	- 0,662	- 0,645	- 0,638	- 0,636
FARO	a	299	479	637	704
	b	- 0,664	- 0,645	- 0,638	- 0,636

**Brandão e Hipólito (1998)** apresentaram para Portugal Continental uma metodologia de cálculo de precipitações intensas, possibilitando o cálculo da precipitação para qualquer duração inferior a 24 horas.

Muito recentemente, **Brandão e Rodrigues (2000)**, apresentaram curvas IDF obtidas com base em extensa informação, para 17 postos udométricos. No Quadro A1 do Anexo A são apresentados os valores dos parâmetros das curvas IDF referidas.

### 2.4.3 – Precipitação útil

Para obter o caudal de ponta de cheia é necessário quantificar a precipitação que dá origem ao escoamento superficial. Esta precipitação, geralmente designada por útil ou efectiva, corresponde à diferença entre a quantidade de água precipitada e as perdas para o escoamento superficial por intercepção, retenção e infiltração.

Para calcular a precipitação útil, o **SCS (1972 e 1973)** baseia-se na definição de uma grandeza designada por capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica, que quantifica a capacidade da bacia para reter a água não utilizável na geração do escoamento superficial. A capacidade máxima de retenção,  $S_{mr}$ , é calculada pela seguinte expressão

$$S_{mr} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2.22)$$

sendo:

$S_{mr}$  - capacidade máxima de retenção segundo o SCS (mm);

CN - número de escoamento segundo o SCS.

As perdas iniciais para o escoamento superficial,  $I_a$ , devidas à intercepção, retenção e infiltração, segundo o SCS, são calculadas pela seguinte expressão:

$$I_a = 0,2S_{mr} \quad (2.23)$$

A precipitação útil, é calculada por

$$P_u = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S_{mr}} \quad \text{se } P > I_a \quad (2.24a)$$

$$P_u = 0 \quad \text{se } P < I_a \quad (2.24b)$$

sendo:

$P_u$  - precipitação útil (mm);

P - precipitação total (mm);

$S_{mr}$  - capacidade máxima de retenção da bacia hidrográfica segundo o SCS;

$I_a$  - perdas iniciais para o escoamento superficial.

A expressão anterior pode ser utilizada para calcular o hietograma de precipitação útil a partir do hietograma de precipitação total. Na Figura 2.5 apresenta-se a relação entre a precipitação útil e a precipitação total estabelecida pelas expressões (2.24) para diversos números de escoamento. Como se pode verificar, a parcela da precipitação total que constitui a precipitação útil aumenta com o número de escoamento e com a precipitação total. Para bacias totalmente impermeáveis ( $CN=100$ ), a precipitação útil é igual à precipitação total.

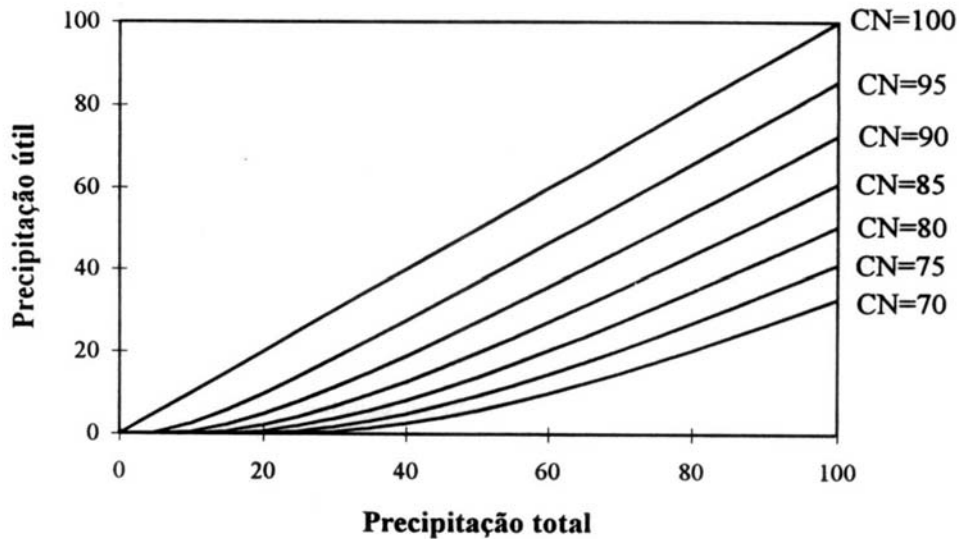


Figura 2.5 – Relação entre a precipitação útil e a precipitação total, segundo o método do SCS (extraído de **Oliveira, 1996**).

## 2.5 – PERÍODOS DE RETORNO

No cálculo de caudais de ponta de cheia para os quais se devem dimensionar estruturas de drenagem, nomeadamente passagens hidráulicas, é fundamental a escolha do período de retorno,  $T$ , associado à probabilidade de ocorrência daqueles caudais e, conseqüentemente, à sua magnitude. Assim, considera-se que o período de retorno de um caudal é  $T$  quando o seu valor é igualado ou excedido, em média, uma vez em cada intervalo de tempo  $T$ .

Segundo **JAE (1998)**, para obras de drenagem transversal, o período de retorno a considerar deve ser variável, função da importância da rodovia, por um lado, e das previsíveis conseqüências da insuficiência da passagem hidráulica, por outro.

Os parâmetros a considerar devem ser os seguintes:

- 1) **importância da via (P1)** – diz respeito à necessidade de garantia de circulação em ocorrência chuvosa, quer pela densidade do tráfego afectado, quer pelas dificuldades resultantes da escolha de alternativas viáveis. A sua avaliação tem por base a classificação da via e tráfego médio diário anual (TMDA);
- 2) **prejuízos/danos para a própria via (P2)** – relaciona-se com o impacte da danificação ou destruição de pavimentos e bermas, resultantes do excesso de quantidade de água ou

acção erosiva com a consequente interrupção da circulação. A avaliação deste parâmetro é feita tendo por base o aumento do tempo de percurso imposto ao tráfego por utilização de vias alternativas ( $\Delta T_p$  em % do tempo de percurso em condições normais) e se a estrutura afectada for um aterro com altura  $h$ ;

- 3) **prejuízos/danos causados a terceiros (P3)** resultantes da inundação de áreas circundantes afectadas, devido a sobreleva es excessivas do nível de água, ou pelo arrastamento de materiais resultantes da destrui o da estrada. Se as zonas afectadas têm ocupa o urbana, industrial ou agrícola de valor económico relevante, será sempre atribuído o nível elevado. Nos restantes casos, tratando-se normalmente de zonas agrícolas, a classifica o com nível de médio ou baixo dependerá do tipo de ocupa o e utiliza o do solo.

Os pesos a atribuir a cada um dos parâmetros anteriormente definidos são apresentados no Quadro 2.16.

Quadro 2.16 – Período de retorno para dimensionamento passagens hidráulicas. Pesos dos parâmetros P1, P2 e P3 (adaptado de **JAE, 1998**).

Importância da via	P1	Prejuízos/danos na via	P2	Prejuízos/danos em terceiros	P3
Estradas Regionais e Municipais	0,5	Baixos ( $\Delta T_p < 25\%$ e $h < 2$ m)	0,5	Baixos	0,5
Estrada Nacionais, Regionais e Municipais com TMDA > 250	1,0	Médios ( $\Delta T_p < 50\%$ e $h < 5$ m)	1,0	Médios	1,0
IP(s), IC(s) ou outras estradas com TMDA > 2000	1,5	Médios ( $\Delta T_p \geq 50\%$ e $h \geq 5$ m)	1,5	Elevados	2,0

Segundo **JAE (1998)**, o período de retorno mínimo a adoptar em passagens hidráulicas   fun o do  ndice  $I$  ( $I = P1 + P2 + P3$ ), cujos valores se apresentam no Quadro 2.17.

Quadro 2.17 – Período de retorno mínimo a adoptar em passagens hidráulicas (extraído de **JAE, 1998**).

Período de retorno, $T$ (anos)	$I$ ( $I = P1 + P2 + P3$ )
20 a 25	$I = 1,5$
50	$I = 2,0$
100	$2,0 < I \leq 4,0$
> 100 com análise econ�mica e de risco	$I > 4$

Da análise de alguns projectos de drenagem transversal de empreitadas da BRISA e da JAE (projecto da A9-C.R.E.E.L), verifica-se que muitas vezes são utilizados os seguintes períodos de retorno:

- |   |              |
|---|--------------|
| - bacias com áreas inferiores a 0,3 km <sup>2</sup>                             | T = 10 anos  |
| - bacias com área compreendida entre 0,3 km <sup>2</sup> e 3,0 km <sup>2</sup>  | T = 20 anos  |
| - bacias com área compreendida entre 3,0 km <sup>2</sup> e 50,0 km <sup>2</sup> | T = 50 anos  |
| - bacias com área superior a 50 km <sup>2</sup>                                 | T = 100 anos |

No entanto, é frequente considerar-se um período de retorno de 50 anos no caso de linhas de água cujas bacias hidrográficas tenham área inferior a 50 km<sup>2</sup>, e de 100 anos nas restantes.

Da análise dos Quadros 2.16 e 2.17 verifica-se que, caso sejam adoptadas as especificações de JAE (1998), períodos de retorno inferiores a 100 anos só poderão ser adoptados em estradas regionais e municipais.

## 2.6 – CAUDAL DE PONTA DE CHEIA

### 2.6.1– Considerações prévias

As cheias são fenómenos naturais, decorrentes do carácter aleatório dos processos hidrológicos, cujo conhecimento interessa aprofundar para se reduzirem os riscos delas decorrentes.

Para a determinação dos caudais de ponta de cheia, existem três tipos de abordagens:

- *fórmulas empíricas*, deduzidas a partir da experiência, tendo em consideração a área da bacia hidrográfica, sem associarem os resultados a probabilidades de ocorrência;
- *fórmulas cinemáticas*, entram em linha de conta com as características do movimento da água na bacia hidrográfica, expressas através das noções de tempo

de concentração e de chuvada crítica (chuvada que origina o maior caudal de ponta para um dado período de retorno);

- *fórmulas de base estatísticas*, que têm como finalidades: a análise de valores referentes a uma dada secção; a extensão de uma amostra de valores por correlação com a precipitação na bacia; a regionalização dos valores obtidos para algumas secções por correlação com características físicas da bacia.

## 2.6.2 – Fórmulas empíricas

A utilização deste tipo de fórmulas, apesar de não ser muito aconselhável, por não associarem aos resultados uma probabilidade estatística de ocorrência, pode ter interesse para a determinação de cheias excepcionais, quando não se dispõe de informação hidrométrica suficiente e quando tenham sido deduzidas para regiões climaticamente equivalentes (Lencastre, 1992). São exemplos de fórmulas empíricas, as de Whistler, Pagliaro, Forti e Iskowski.

### a) Fórmula de Whistler

A fórmula de Whistler, aplicável em bacias hidrográficas com áreas compreendidas entre 1000 e 12000 km<sup>2</sup>, é definida por

$$Q_p = A_b \left( \frac{1538}{259 + A_b} + 0,054 \right) \quad (2.25)$$

sendo:

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

$Q_p$  - caudal de ponta de cheia (m<sup>3</sup>/s).

Face ao respectivo campo de aplicação, só será utilizável no âmbito do presente estudo, em que as bacias têm menor área, quando se pretendam efectuar análises comparativas das diferentes fórmulas empíricas.

### b) Fórmula de Pagliaro

A fórmula de Pagliaro tem aplicação em bacias hidrográficas com áreas inferiores a 1000 km<sup>2</sup>, sendo definida por

$$Q_p = A_b \left( \frac{2900}{90 + A_b} \right) \quad (2.26)$$

sendo:

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

$Q_p$  - caudal de ponta de cheia (m<sup>3</sup>/s).

### c) Fórmula de Forti

Esta fórmula tem aplicação em bacias com áreas inferiores a 1000 km<sup>2</sup>, sendo definida por

$$Q_p = A_b \left( b \frac{500}{A + 125} + c \right) \quad (2.27)$$

sendo:

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

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

### d) Fórmula de Iskowski

A fórmula de Iskowski foi uma das primeiras fórmulas empíricas a considerar a precipitação na bacia hidrográfica. Trata-se de uma fórmula de validade regional, fornecendo o valor do caudal de ponta de cheia em função da área da bacia hidrográfica e de factores climáticos e fisiográficos. Entre as fórmulas empíricas, é das que mais se utiliza por ter em consideração a precipitação sobre a bacia. Em Portugal, a sua aplicação conduz a caudais inferiores aos reais, por ter sido deduzida a partir de dados de cheias máximas de 289 rios da Europa Central, com bacias hidrográficas muito variadas, com regimes de chuvas regular e onde a uma mesma precipitação média anual corresponde menor número de precipitações intensas de curta e média duração, que provocam menores caudais de cheia.

A fórmula de Iskowski é definida por

$$Q_p = K_{Is} m_I \bar{P} A_b \quad (2.28)$$

sendo:

- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $K_{Is}$  - coeficiente variável entre 0,80 e 0,017, dependente da categoria dos solos, da cobertura vegetal e do relevo (Quadro 2.18);
- $m_I$  - coeficiente variável com a área da bacia (Quadro 2.19);
- $\bar{P}$  - precipitação média anual (m).

Quadro 2.18 – Coeficiente  $K_{Is}$  da fórmula de Iskowski (adaptado de **Lencastre, 1992**).

Orografia da bacia	Valores do coeficiente $K_I$			
	Categoria I	Categoria II	Categoria III	Categoria IV
Zona baixa e pantanosa	0,017	0,030	-	-
Zona levemente ondulada	0,025	0,040	-	-
Zona em parte plana e em parte com colinas	0,030	0,055	0,100	-
Zona com colinas não muito íngremes	0,035	0,070	0,125	-
Zona de montes altos / pouco inclinados	0,060	0,160	0,360	0,600
Zona de montes altos / média inclinação	0,070	0,185	0,460	0,700
Zona de montes altos / muito inclinados	0,080	0,210	0,600	0,800

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

Quadro 2.19 – Coeficiente  $m_I$  da fórmula de Iskowski (adaptado de **Lencastre, 1992**).

$A_b$ (km <sup>2</sup> )	1	10	40	70	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
$m_I$	10,0	9,0	8,23	7,60	7,40	6,87	6,55	6,22	5,90	5,60	5,35	5,12	4,90	4,70

### 2.6.3 – Fórmulas cinemáticas

Como referido na alínea 2.6.1, as fórmulas cinemáticas têm em consideração as características do movimento da água na bacia hidrográfica, traduzidas normalmente através das noções de tempo de concentração e de chuvada crítica. As mais divulgadas em Portugal são a fórmula racional e as fórmulas de Giandotti, David, SCS, Temez e Mockus.

#### a) Fórmula racional

De entre as metodologias simplificadas para calcular o caudal de ponta de cheia em pequenas bacias hidrográficas, a fórmula racional é reconhecidamente a de maior utilização e divulgação à escala mundial. Desde que se tomem em consideração as suas limitações, a adequação dos seus parâmetros de base e a correcta definição dos procedimentos da sua aplicação, é seguramente muito útil.

As limitações da fórmula racional, resultantes da sua aplicação, prendem-se com as simplificações de natureza hidrológica e hidráulica da sua formulação. As simplificações hidrológicas residem em admitir a precipitação como invariável no espaço e no tempo e em considerar a transformação precipitação-escoamento como sendo uma relação linear traduzida por um coeficiente de escoamento constante. Do ponto de vista hidráulico, as limitações da fórmula racional residem no facto de considerar que o caudal de ponta de cheia só ocorre quando toda a bacia está a contribuir para o escoamento.

Apesar de não existir consenso, a nível mundial, relativamente à dimensão das bacias hidrográficas que deve constituir o limite de aplicabilidade da fórmula racional, em Portugal tem sido utilizada, com resultados satisfatórios, em bacias com áreas inferiores a 25 km<sup>2</sup> (Lencastre, 1992).

A utilização da fórmula racional requer o conhecimento da área e tipo de ocupação do solo da bacia hidrográfica, do tempo de concentração e da curva de possibilidade udométrica ou curvas IDF para um dado período de retorno. A fórmula racional é definida por

$$Q_p = C I A_b \quad (2.29)$$

sendo:

- $A_b$  - área da bacia hidrográfica ;
- $C$  - coeficiente da fórmula racional, que depende do tipo e da ocupação do solo da bacia hidrográfica (Quadro 2.12);
- $I$  - intensidade média de precipitação para determinada frequência de ocorrência e com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Como o coeficiente de escoamento analisado na secção 2.3.3 é aplicável a chuvadas com períodos de retorno de 5 a 10 anos, para chuvadas menos frequentes 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 o valor de 1,0. Deste modo, a fórmula racional é definida por

$$Q_p = C C_f I A_b \quad (2.30)$$

em que  $C_f$  é o coeficiente de ajustamento definido no Quadro 2.20.

Quadro 2.20 – Coeficiente de ajustamento em função do período de retorno (*in Wright-McLaughlin, 1969*)

Período de retorno, $T$ (anos)	Coeficiente de ajustamento, $C_f$
25	1,10
50	1,20
100	1,25

**Choupas (1995)** propõe também relações entre caudais de ponta de cheia com diferentes períodos de retorno

$$\frac{Q_p 25}{Q_p 10} = 1,25 \quad \frac{Q_p 50}{Q_p 10} = 1,6 \quad \frac{Q_p 100}{Q_p 10} = 1,8 \text{ a } 2,0 \quad \frac{Q_p 1000}{Q_p 10} = 2,6$$

A racionalidade do método consiste em supor que a frequência de ocorrência do caudal de ponta de cheia e da intensidade que lhe deu origem é a mesma, o coeficiente  $C$  é igual para todas as intensidades de precipitação e não considerar o armazenamento na rede hidrográfica.

**Lima (1984)** refere que os resultados experimentais parecem abalar os fundamentos do método, nos seguintes aspectos:

- os instantes em que se verificam os caudais máximos em bacias experimentais nem sempre coincidem com os tempos de concentração das bacias analisadas;
- o coeficiente de escoamento varia, para a mesma bacia e para a mesma chuvada, com o instante em que é medido;
- chuvadas diferentes correspondem a diversos coeficientes de escoamento (uma vez que  $C = \frac{Q}{A I}$ );
- os valores do coeficiente de escoamento crescem com os aumentos da intensidade pluviométrica e da duração da chuvada.

## b) Fórmula de Giandotti

A fórmula de Giandotti é definida por

$$Q_p = \frac{\lambda A_b h_{max}}{t_c} \quad (2.31)$$

sendo:

- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $h_{max}$  - altura de precipitação para uma duração igual ao tempo de concentração e um período de retorno (mm);
- $\lambda$  - parâmetro em função da área (Quadro 2.21);
- $t_c$  - tempo de concentração (h).

No Quadro 2.21 vêm indicados os valores do parâmetro,  $\lambda$ , em função da área da bacia e os coeficientes de escoamento equivalentes da fórmula racional. **Quintela (1982)** verificou que para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 300 km<sup>2</sup> e entre 300 e 500 km<sup>2</sup>, o valor do parâmetro  $\lambda$  equivale a um coeficiente de escoamento da fórmula racional maior ou igual à unidade, o que é absurdo. Desta forma, **Lencastre e Franco (1992)** referem que alguns autores sugerem a utilização de  $\lambda = 0,244$ , a que corresponde um valor de  $C = 0,81$ .

Quadro 2.21 – Valores do parâmetro  $\lambda$  da fórmula de Giandotti (adaptado de **Lencastre e Franco, 1992**).

	$A_b$ (km <sup>2</sup> )	$\lambda$	$C$ (equivalente)
Até	300	0,346	1,25
	300 – 500	0,277	1,00
	500 – 1 000	0,197	0,71
	1 000 – 8 000	0,100	0,36
	8 000 – 20 000	0,076	0,27
	20 000 – 70 000	0,055	0,20

### c) Fórmula do SCS para pequenas bacias naturais e urbanas

Se uma bacia for submetida a uma precipitação de intensidade constante uniformemente distribuída sobre toda ela, uma situação de equilíbrio é atingida quando a duração da precipitação útil ultrapassa o tempo de concentração (**Correia, 1984**). A partir desse momento o caudal escoado na secção de saída da bacia é igual à intensidade da precipitação útil, podendo ser calculado pela seguinte expressão

$$Q_p = \frac{I_u A_b K}{3,6} \quad (2.32)$$

sendo:

- $I_u$  - intensidade da precipitação útil (mm/h);
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $K$  - factor de ponta da bacia hidrográfica.

O factor de ponta de uma bacia hidrográfica pode variar entre 1,0 e 0,5 para bacias muito declivosas e muito planas, respectivamente. Habitualmente considera-se um valor de 0,75.

Uma vez que a intensidade de precipitação diminui com a duração da chuvada, a duração,  $t$ , de uma chuvada para a situação mais gravosa pode ser calculada por

$$t = t_c + t_o \quad (2.33)$$

sendo:

- $t$  - duração da precipitação total para a situação mais gravosa (h);
- $t_c$  - tempo de concentração (h);
- $t_o$  - tempo que decorre até choverem as perdas iniciais (h).

Para calcular  $t_o$  é necessário recorrer ao seguinte procedimento iterativo:

- i) assumir que  $t_o = 0$ ;
- ii) calcular  $t = t_o + t_c$ ;
- iii) calcular a intensidade de precipitação,  $I$ , correspondente a uma duração de chuvada,  $t$ , recorrendo, por exemplo, a curvas IDF, referidas na secção 2.4.2;
- iv) calcular as perdas iniciais,  $I_a$ , pela expressão (2.23);
- v) estimar  $t_o = I_a / I$ ;
- vi) efectuar o procedimento iterativo até existir igualdade entre os membros da equação.

Obtido o valor de  $t_o$ , é possível calcular a intensidade de precipitação correspondente a uma chuvada de duração  $t = t_c + t_o$ , calculando a precipitação útil através da expressão (2.24), e a intensidade de precipitação útil por

$$I_u = \frac{P_u}{t_p} \quad (2.34)$$

sendo:

- $I_u$  - intensidade da precipitação útil (mm/h);
- $P_u$  - precipitação útil (mm);
- $t_p$  - tempo de crescimento ou tempo para a ponta (h).

O tempo de crescimento,  $t_p$ , pode ser calculado por

$$t_p = \frac{1}{2} t_r + 0,6 t_c \quad (2.35)$$

$$t_r = t - t_o \quad (2.36)$$

sendo:

- $t_r$  - duração da chuvada útil (h);
- $t_c$  - tempo de concentração (h);
- $t_o$  - tempo que decorre até choverem as perdas iniciais (h).
- $t$  - duração da precipitação total para a situação mais gravosa (h).

É de realçar que a expressão (2.32) é muito sensível ao valor da precipitação, pelo que se recomenda muito cuidado no cálculo das curvas IDF e na escolha do valor da duração da chuvada (**Oliveira, 1996**).

Este método aplica-se a bacias hidrográficas com áreas inferiores a 2000 acres (8 km<sup>2</sup>) e declives médios inferiores a 30%.

#### d) Fórmula de Mockus

**Lencastre e Franco (1992)** apresentam a metodologia de Mockus para calcular o caudal de ponta de cheia. Mockus admite que o valor máximo do caudal de ponta de cheia, para uma dada frequência, corresponde à chuvada útil com duração  $t_r = 2 t_c^{1/2}$ , sendo obtido pela expressão

$$Q_p = \frac{0,277 K A_b P_u}{\sqrt{t_c} + 0,6t_c} \quad (2.37)$$

sendo:

- $Q_p$  - caudal de ponta de cheia (m<sup>3</sup>/s);
- $P_u$  - precipitação útil (mm);
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $K$  - factor de ponta da bacia hidrográfica;
- $t_c$  - tempo de concentração (h).

A fórmula de Mockus é aplicável a bacias cujo tempo de concentração seja inferior a quatro horas.

#### e) Fórmula de David

O método proposto por **David (1976)**, aplicável a bacias hidrográficas com áreas inferiores a 25 km<sup>2</sup>, é preconizado por **JAÉ (1978)**. De acordo com este método, a determinação do caudal de ponta de cheia efectua-se da seguinte forma:

- i) determinar o tempo de concentração da bacia hidrográfica, expresso em horas, de acordo com a expressão (2.8), podendo, no entanto, utilizar-se qualquer uma das expressões referidas na secção 2.2;
- ii) determinar o número de escoamento,  $CN$ , de acordo com o tipo de utilização do solo, recorrendo aos Quadros 2.7 e 2.8;

- iii) arbitrar uma duração de precipitação,  $t_p$ , menor ou igual ao tempo de concentração da bacia calculado em i);
- iv) determinar a precipitação total,  $P$ , para a duração  $t_p$  arbitrada em iii), e o período de retorno considerado. Para o efeito podem utilizar-se as curvas IDF referidas na secção 2.4.2.
- v) determinar a precipitação útil,  $P_u$ , utilizando a expressão (2.24);
- vi) calcular o caudal de ponta de cheia,  $Q_p$ , utilizando a seguinte expressão

$$Q_p = \frac{P_u A_b}{480,5 \left( 0,6 t_c + \frac{t_p}{2} \right)} \quad (2.38)$$

sendo:

- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (ha);
- $t_c$  - tempo de concentração (h);
- $t_p$  - tempo de precipitação (h);
- $P_u$  - precipitação útil (mm).

- vii) Calcular o caudal de ponta de cheia para outras durações,  $t_p$ , de possíveis chuvadas, repetindo-se os passos iii), iv), v) e vi). De referir que estas durações  $t_p$  deverão ser sempre inferiores ao tempo de concentração da bacia hidrográfica determinado em i);
- viii) o valor do caudal de ponta de cheia a adoptar será o maior dos caudais determinados.

## f) Fórmula de Temez

Para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas naturais com áreas inferiores a 75 km<sup>2</sup>, **Temez (1978)** propôs a seguinte expressão

$$Q_p = \frac{C I A_b}{3} \quad (2.39)$$

sendo:

- $Q_p$  - caudal de ponta de cheia (m<sup>3</sup>/s);
- $A_b$  - área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>);
- $C$  - coeficiente de escoamento da fórmula de Temez (Eq. 2.18);
- $I$  - intensidade média de precipitação (mm/h).

Para obter a expressão anterior, **Temez (1978)** considerou que a intensidade de precipitação útil é constante e que o caudal máximo de uma bacia hidrográfica se verifica quando toda a bacia está a contribuir, o que se verifica quando a duração da chuvada iguala o tempo de concentração.

No entanto, a hipótese de considerar a precipitação útil constante não é real, uma vez que varia ao longo do tempo. Para ultrapassar a referida limitação, **Temez (1978)** refere que, no caso de pequenas bacias, a influência da variação da precipitação útil no seu tempo de concentração é secundária, podendo desta forma ser reflectida globalmente no caudal de ponta de cheia através de um coeficiente, *K*. Apesar deste coeficiente variar de acordo com a forma dos hietogramas, **Temez (1978)** verificou que, na prática, se pode admitir constante e igual a 1,20. O referido coeficiente ( $K = 1,20$ ) quando aplicado à fórmula racional obtém-se a expressão (2.39).

A fórmula de Temez também pode ser utilizada em bacias urbanas, desde que as zonas urbanizadas estejam repartidas pela bacia e não concentradas em algumas partes. Uma vez que o escoamento superficial é favorecido em zonas urbanas é necessário ajustar o tempo de concentração destas bacias por

$$t_c' = \frac{t_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}} \quad (2.40)$$

sendo:

- $t_c'$  - tempo de concentração real de uma bacia hidrográfica urbana;
- $t_c$  - tempo de concentração de Temez numa bacia natural (Eq. 2.5);
- $\mu$  - parâmetro que relaciona a superfície impermeável com a superfície total da bacia (Quadro 2.22).

Quadro 2.22 – Parâmetro  $\mu$  em função do grau de urbanização (adaptado de **Temez, 1978**).

Grau de urbanização	$\mu$
Pequeno	$\mu < 0,05$
Moderado	$0,05 < \mu < 0,15$
Importante	$0,15 < \mu < 0,30$
Muito desenvolvido	$\mu > 0,30$

#### 2.6.4 – Fórmulas de base estatística. Fórmula de Loureiro

As fórmulas de base estatística permitem avaliar o caudal de ponta de cheia numa determinada secção de um curso de água em função de um período de retorno, com base em registos de cheias anteriores.

Entre as leis de distribuição estatística mais utilizadas para representar a distribuição de caudais de ponta, podem-se citar as leis de Galton, Gumbel, Pearson tipo III e logarítmica de Pearson, entre outras. Uma vez que no dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas raramente se dispõe de registo de cheias anteriores, no presente trabalho não se irá fazer uma análise exaustiva aos diferentes métodos estatísticos aplicáveis à análise de caudais de cheia, fazendo-se apenas referência à fórmula de Loureiro.

**Loureiro e Costa (1980), Loureiro e Pinto (1980) e Loureiro (1984)** delimitaram zonas em que correlacionaram os caudais de ponta com a área da bacia, através de expressões do tipo

$$Q_p = C_L \times A_b^z \quad (2.41)$$

sendo:

$Q_p$  - caudal de ponta de cheia ( $m^3/s$ );

$C_L, z$  - parâmetros regionais relacionados com o período de retorno;

$A_b$  - área da bacia hidrográfica ( $km^2$ ).

Dentro de cada região, o parâmetro  $C_L$  é constante e o parâmetro  $z$  é função do período de retorno. A determinação dos parâmetros baseou-se na aplicação da lei de **Gumbel (1967)** aos caudais máximos anuais observados. No Quadro 2.23 indicam-se as zonas consideradas e os respectivos valores dos parâmetros  $C_L$  e  $z$ .

Quadro 2.23 – Parâmetros  $C_L$  e  $z$  da fórmula de Loureiro (adaptado de **Lencastre e Franco, 1992**).

Localização geral		Definição das zonas						
A norte da bacia do Tejo		<p><math>N_1</math> – Bacias superiores do Cávado, Tâmega e Tua;</p> <p><math>N_2</math> – Bacia do Lima, bacia intermédia do Cávado, bacia superior do Ave, bacias inferiores do Tâmega e do Tua e bacia superior do Sabor;</p> <p><math>N_3</math> – Bacias inferiores do Cávado, Ave, Douro, Vouga e Mondego;</p> <p><math>N_4</math> – Bacia inferior do Sabor, margem esquerda da bacia do Douro a montante da confluência do Paiva, bacias superiores do Vouga e Mondego;</p>						
Bacia do Tejo		<p><math>T_1</math> – Bacias superiores do Zêzere e bacias do Ponsul, Ocreza, Aravil e Erges (Válidos só para uma precipitação média anual inferior a 1400 mm);</p> <p><math>T_2</math> – Bacias inferiores do Zêzere e bacias do Nabão, Alviela, Maior, Alenquer, Grande da Pipa, Trancão; bacias inferiores do Soraia e Candeeiros, serra de Montejunto e o litoral e na bacia do rio Lis, os valores deverão ser tomados com reserva;</p> <p><math>T_3</math> – Bacia superior do Soraia, bacias da ribeira de Nisa e dos rios Sever e Caia;</p>						
A sul da bacia do Tejo		<p><math>S_1</math> – Ribeiras do Algarve, Baixo Guadiana e Alto Mira (válidos onde a precipitação média anual está compreendida entre 500mm 1000 mm);</p> <p><math>S_2</math> – Alto Sado, bacias superiores do Xarrama, Degebe e baixo Mira;</p> <p><math>S_3</math> – Baixo Sado;</p> <p><math>S_4</math> – Bacia do Guadiana, entre as zonas <math>S_1</math> e <math>S_2</math>;</p>						
Zona	Valor de $z$	Valores de $C_L$						
		Período de retorno (anos)						
		5	10	25	50	100	500	1000
$N_1$	0,807	2,85	3,72	4,53	5,27	6,10	7,6	8,57
$N_2$	0,694	5,44	6,97	8,58	9,67	11,0	13,9	15,6
$N_3$	0,510	24,93	30,5	39,1	43,5	49,5	57,1	64,8
$N_4$	0,489	11,7	16,8	19,2	22,3	26,2	33,1	38,5
$T_1$	0,375	31,3	40,1	50,2	58,1	66,9	80,5	94,4
$T_2$	0,466	19,2	26,3	34,7	42,2	48,3	66,2	72,3
$T_3$	0,761	3,66	4,49	5,58	6,02	8,45	9,60	11,0
$S_1$	0,784	3,45	4,40	5,40	6,24	7,09	8,97	9,88
$S_2$	0,738	3,39	4,28	5,54	6,44	7,40	9,50	10,7
$S_3$	0,816	1,66	2,09	2,58	2,98	3,37	4,27	4,75
$S_4$	0,745	2,30	3,06	3,68	4,12	4,94	6,23	7,27

**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO**



### **3.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS**

A caracterização dos aspectos hidráulicos é fundamental no projecto de passagens inferiores rodoviárias para águas pluviais. Em alguns casos constitui mesmo um elemento condicionante na avaliação técnico-económica das soluções a considerar, tendo em conta não só o tipo e as dimensões da estrutura final e a sua localização, mas também as obras relativas ao período de construção. Assim, no dimensionamento hidráulico destas estruturas devem ter-se em especial atenção os seguintes aspectos:

- posicionamento relativo do eixo do aqueduto em relação à orientação do escoamento;
- estabilidade das margens e leito da linha de água;
- avaliação dos caudais de ponta de cheia/caudais de dimensionamento;
- largura do leito da linha de água;
- altura disponível entre a cota da plataforma da via e a cota de fundo do talvegue do leito;
- diâmetro, ou outro parâmetro geométrico se a conduta não for circular;
- comprimento;
- material do aqueduto para determinação da rugosidade absoluta das paredes;
- inclinação do leito e soleira do aqueduto;
- posicionamento relativo dos encontros das estruturas de entrada e de saída e o respectivo grau de estreitamento;

- protecções do leito e das margens;
- características do escoamento a montante e a jusante;
- sobrelevação da superfície livre por eventuais obstruções.

A abordagem das considerações anteriores deverá ser feita numa perspectiva de quantificação dos efeitos sobre a própria passagem hidráulica, sobre a obra rodoviária e sobre o curso de água e áreas adjacentes, e de definição de medidas para proteger e mitigar ocorrências de danos e prejuízos indesejáveis.

O dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas consiste essencialmente em:

- predefinir o tipo de estrutura a adoptar tendo em conta as considerações atrás referidas;
- verificar a sua capacidade de vazão face aos caudais de ponta de cheia;
- verificar a compatibilidade entre as alturas de água a montante e as alturas admissíveis;
- avaliar a necessidade de protecções a montante e a jusante para efeitos de controlo de erosão.

Na Figura 3.1 apresenta-se a simbologia utilizada nas alíneas subsequentes. Conforme referido no capítulo 1, uma passagem hidráulica é essencialmente constituída por estrutura de entrada, conduta, frequentemente designada por aqueduto, estrutura de saída e, eventualmente, estrutura de dissipação de energia.

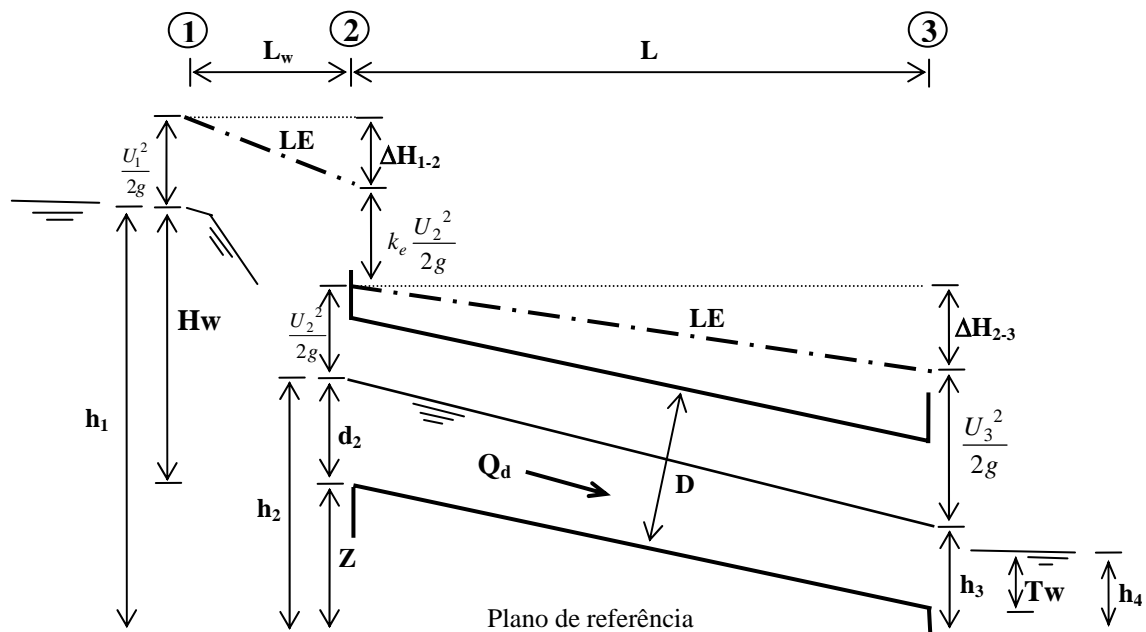


Figura 3.1 – Aqueduto tipo. Simbologia utilizada.

No presente capítulo aborda-se o dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas e os procedimentos de cálculo propostos por Talbot, United States Bureau of Public Roads (USBPR), Chow, Bodhaine (French) e pela Hydraulic Design Series nº 5 (HDS 5). Apresentam-se também os critérios mais utilizados no dimensionamento de estruturas de dissipação de energia associadas a passagens hidráulicas.

### 3.2 – CONTROLO DO ESCOAMENTO

O funcionamento hidráulico de um aqueduto depende do modo como o escoamento é controlado. O controlo do escoamento pode ser feito a montante ou a jusante, possibilitando:

- escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo livre;
- escoamento com superfície livre ao longo de todo o aqueduto, estando a entrada do mesmo afogada;
- escoamento sob pressão ao longo de todo o aqueduto.

Quando o controlo do escoamento é a montante, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura de água a montante, pela geometria da estrutura de entrada e pela inclinação longitudinal da soleira do aqueduto.

O controlo do escoamento a jusante ocorre, por exemplo, em aquedutos situados em zonas inundáveis, em zonas com níveis de água elevados, por estarem próximas de outras linhas de água sujeitas a cheias, ou ainda devido a possíveis obstruções a jusante. Nestes casos, o caudal de vazão é função da diferença de níveis entre montante e jusante,  $\Delta H$ , que está relacionada com a altura de água a montante,  $H_w$ , através da expressão (**U. S. Department of Transportation, 1997**)

$$H_w = \Delta H + h_0 - L \times S_0 \quad (3.1)$$

sendo:

$H_w$  - altura de água acima da soleira na secção de montante (m);

- $\Delta H$  - perda de carga total entre as secções de montante e jusante do aqueduto (m);
- $h_0$  - parâmetro que depende da altura de água a jusante (m);
- $L$  - comprimento do aqueduto (m);
- $S_0$  - inclinação da soleira do aqueduto.

Se a altura de água no canal de saída estiver acima do bordo superior do aqueduto ( $T_w \geq D$ ), deverá considerar-se  $h_0 = T_w$ . Caso contrário deve considerar-se o maior dos seguintes valores  $h_0 = T_w$  ou  $h_0 = (h_c + D)/2$ , em que  $h_c$  é a altura crítica do escoamento no aqueduto. Correctamente dever-se-á considerar a altura ou diâmetro do aqueduto segundo a vertical, seja  $D' = D/\cos\alpha$ ; todavia, atendendo a que a inclinação do aqueduto é sempre reduzida, pode considerar-se  $D \equiv D'$ .

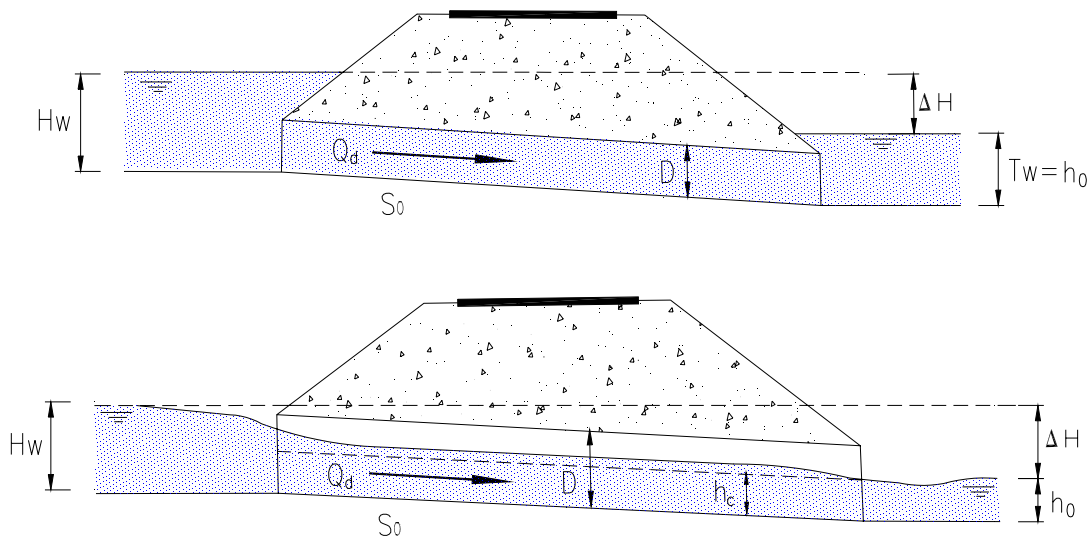


Figura 3.2 – Controlo do escoamento a jusante. Simbologia utilizada.

Para facilitar o dimensionamento hidráulico de aquedutos, **Herr e Bossey (1965)** e **FHA (1972)** apresentam ábacos, recomendados pela AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) e pelo SETRA (Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes) e frequentemente utilizados em projectos realizados para a BRISA e para a JAE. Se o controlo é a montante, os ábacos relacionam o caudal de dimensionamento,  $Q_d$ , a carga a montante,  $H_w$ , e a altura ou diâmetro do aqueduto,  $D$ . Se o controlo é a jusante, relacionam o caudal, a perda de carga total, a altura ou diâmetro do aqueduto e a perda de carga à entrada, caracterizada pelo coeficiente,  $k_e$ .

### 3.3 – TIPOS DE ESCOAMENTOS EM AQUEDUTOS

#### 3.3.1 – Considerações prévias

De acordo com as alturas de água a montante e a jusante e as características geométricas dos aquedutos, diversos autores ( **Chow (1959)**, **Bodhaine (1976)**, **French (1986)**, **Ramsbottom e Rickard (1997)**) consideram seis tipos diferentes de escoamentos através de aquedutos, cujas principais características se sumariam no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Escoamentos em aqueduto. Tipos e características (adaptado de **Bodhaine, 1976** e de **French, 1986**).

Tipo do escoamento	Forma de escoamento	Controlo do escoamento	$H_w / D$	$T_w / D$	$T_w / h_c$
<b>I</b>	Superfície livre	Entrada	$< 1,5$	$\leq 1,0$	$< 1,0$
<b>II</b>	Superfície livre	Saída	$< 1,5$	$\leq 1,0$	$< 1,0$
<b>III</b>	Superfície livre	Saída	$< 1,5$	$\leq 1,0$	$> 1,0$
<b>IV</b>	Sob pressão	Saída	$> 1,0$	$> 1,0$	-
<b>V</b>	Superfície livre	Entrada	$\geq 1,5$	$\leq 1,0$	-
<b>VI</b>	Sob pressão	Saída	$\geq 1,5$	$\leq 1,0$	-

Em termos práticos, sempre que possível devem considerar-se os tipos de escoamentos com superfície livre e controlo a montante (escoamentos tipo I e V), pois nestes tipos de escoamentos o caudal admitido apenas é condicionado pela altura de água a montante, pelo tipo de estrutura de entrada e inclinação do aqueduto.

#### 3.3.2 – Escoamento tipo I - Altura crítica a montante

No escoamento tipo I, com superfície livre e controlo do escoamento na secção de montante do aqueduto, a altura crítica ocorre na vizinhança da entrada do aqueduto como se pode verificar na Figura 3.3. Para que ocorra este tipo de escoamento será necessário verificarem-se as seguintes condições:

- i) a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , não deve exceder 1,5;
- ii) a inclinação da soleira do aqueduto,  $S_0$ , deve ser superior à inclinação crítica,  $S_c$ ;
- iii) a altura de água a jusante tem de ser inferior à altura crítica na mesma secção.

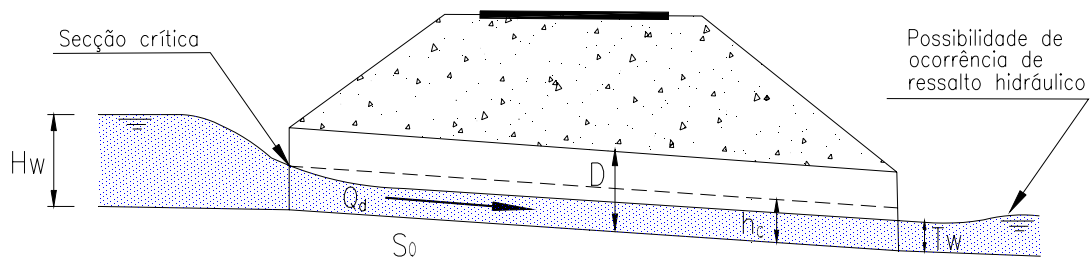


Figura 3.3 – Escoamento tipo I.

### 3.3.3 – Escoamento tipo II - Altura crítica a jusante

O escoamento tipo II (Figura 3.4) é em superfície livre com controlo a jusante, devendo verificarem-se os seguintes condicionalismos:

- i)  $Hw/D$  não deve exceder 1,5;
- ii) a inclinação da soleira do aqueduto deve ser inferior à inclinação crítica;
- iii) a altura de água a jusante tem de ser inferior à altura crítica na mesma secção.

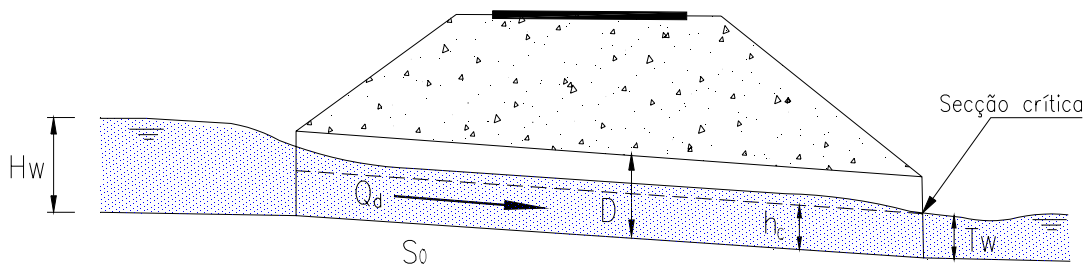


Figura 3.4 – Escoamento tipo II.

### 3.3.4 – Escoamento tipo III - Escoamento lento em todo o aqueduto

Neste tipo de escoamento o controlo é a jusante, sendo a altura do escoamento sempre superior à altura crítica (Figura 3.5) . As condições para que este tipo de escoamento se verifique são as seguintes:

- i) a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $Hw/D$ , não deve exceder 1,5;

- ii) a altura de água a jusante,  $T_w$ , não deve exceder a altura do aqueduto, devendo contudo ser superior à altura crítica do escoamento;
- iii) o limite inferior para a altura de água a jusante,  $T_w$ , deve ser superior a uma altura correspondente à altura crítica à entrada do aqueduto.

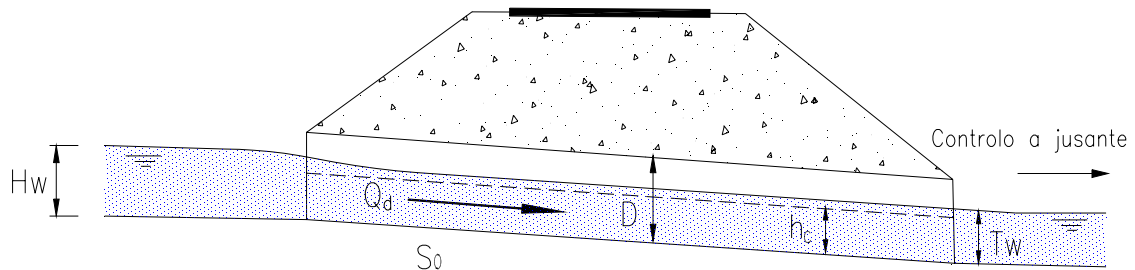


Figura 3.5 – Escoamento tipo III.

### 3.3.5 – Escoamento tipo IV - Saída submersa

O escoamento tipo IV processa-se sob pressão e ocorre quando as alturas de água a montante e a jusante são superiores à altura do aqueduto ( $H_w > D$  e  $T_w > D$ ). O caudal de dimensionamento pode ser determinado a partir da equação da conservação de energia, ou recorrendo às leis de resistência dos escoamentos uniformes.

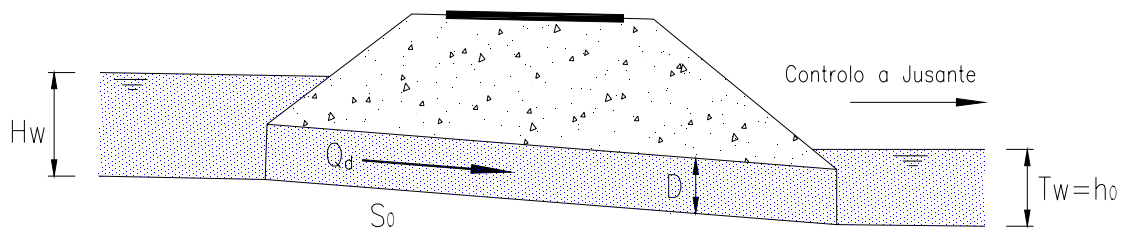


Figura 3.6 – Escoamento tipo IV.

### 3.3.6 – Escoamento tipo V - Entrada afogada e regime rápido

Neste caso, a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , excede o valor de 1,5, processando-se o controlo do escoamento a montante. Ao longo de todo o aqueduto a altura da superfície livre é sempre inferior à altura crítica, podendo verificar-se o ressalto hidráulico a jusante da estrutura de saída.

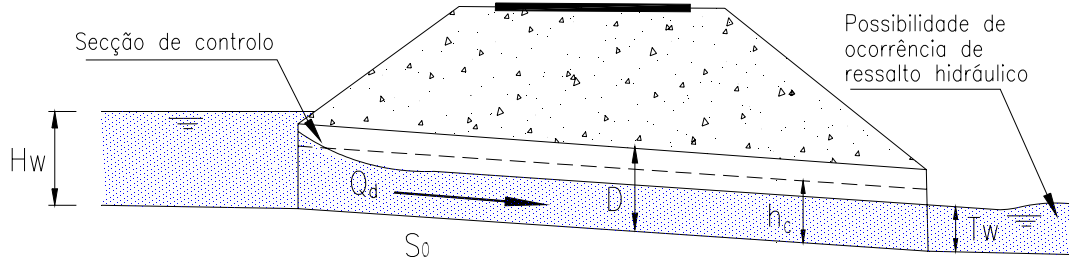


Figura 3.7 – Escoamento tipo V.

### 3.3.7 – Escoamento tipo VI - Secção cheia com saída livre

Neste tipo de escoamento a estrutura de saída não está afogada ( $T_w / D \leq 1,0$ ) e por outro lado o escoamento processa-se em secção cheia ao longo da extensão do aqueduto, verificando-se que o controlo do escoamento é a jusante da estrutura de saída. Tal como no escoamento tipo V, também se verifica que a relação entre a altura de água a montante e a altura do aqueduto,  $H_w/D$ , deve exceder o valor de 1,5.

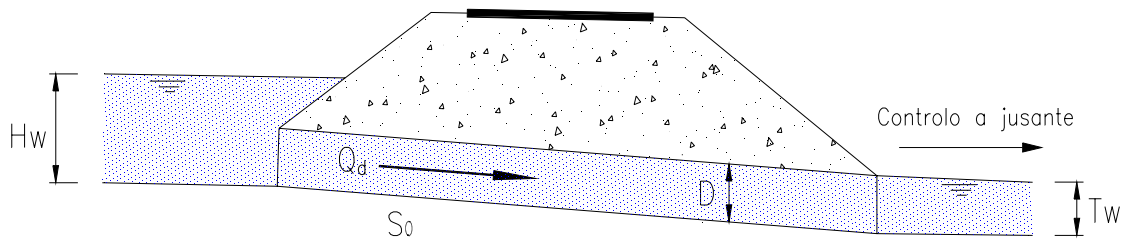


Figura 3.8 – Escoamento tipo VI.

## 3.4 – PERDAS DE CARGA

### 3.4.1 – Perda de carga contínua

Quando o escoamento se processa com controlo a jusante, a capacidade de vazão do aqueduto é função das perdas de carga à entrada, da rugosidade da conduta, da inclinação, do comprimento, do diâmetro, ou de outro parâmetro geométrico da conduta e da altura de água a jusante da conduta, se o nível de jusante exceder a cota da linha de energia crítica.

A energia do escoamento a montante poderá ser obtida adicionando à energia do escoamento a jusante a perda de carga contínua e as perdas de carga localizadas à entrada, na saída e em singularidades, se existirem, ao longo do aqueduto.

O valor da perda de carga contínua ao longo do aqueduto pode ser calculado pela fórmula geral das perdas de carga

$$\Delta H_c = L \frac{f U^2}{D 2g} \quad (3.2)$$

sendo:

- $\Delta H_c$  - perda de carga contínua;
- $D$  - diâmetro da secção transversal;
- $U$  - velocidade média do escoamento;
- $f$  - factor de resistência ou factor de Darcy-Weisbach;
- $g$  - aceleração da gravidade.

O valor do factor de resistência pode ser obtido através do ábaco de Moody ou pela fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (3.3)$$

em que  $Re$  é o número de Reynolds do escoamento e  $\varepsilon$  representa a rugosidade absoluta das paredes da conduta. No Quadro 3.2 apresentam-se valores da rugosidade absoluta de condutas de betão com diferentes acabamentos.

Segundo **Drake (1966)**, no caso de se optar por aquedutos metálicos com paredes corrugadas (*corrugated pipes*) e não se dispuser de valores do fabricante para o coeficiente de resistência e para o coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler podem utilizar-se, respectivamente, as seguintes fórmulas empíricas

$$f = 0,0978D^{-0,478} \quad (3.4)$$

$$n = 0,0280D^{-0,075} \quad (3.4a)$$

sendo  $D$  a altura da secção transversal (m) e  $n$  o coeficiente de rugosidade.

Quadro 3.2 – Rugosidade absoluta de condutas de betão.

Acabamento da superfície	Rugosidade, $\varepsilon$ (mm)
Extraordinariamente rugoso: madeira de cofragem muito rugosa; betão pobre com desgastes de erosão; juntas mal alinhadas .....	1,5
Rugoso: atacado por materiais angulosos, transportados; marcas de cofragem visíveis .....	0,5
Granular: superfície alisada à talocha, em boas condições, juntas bem feitas .....	0,3
Centrifugado: (em tubos) .....	0,3
Liso: de cofragem metálica, novo ou quase novo, acabamento médio com juntas cuidadas .....	0,1
Muito liso: novo, extraordinariamente liso, de cofragens metálicas, acabamento muito bom e juntas cuidadas .....	0,03

Uma outra forma de calcular as perdas de carga contínuas é através das chamadas leis empíricas, baseando-se no facto de a perda de carga unitária, num regime turbulento rugoso no interior de um tubo, variar de forma proporcional ao quadrado da velocidade média. Entre as várias fórmulas empíricas, destaca-se a de Manning-Strickler pela sua extensa divulgação

$$U = n^{-1} R^{2/3} J^{1/2} \tag{3.5}$$

sendo:

- U - velocidade média;
- n - coeficiente de rugosidade ( $n = \frac{1}{K}$ );
- K - coeficiente da fórmula de Manning-Strickler (Quadro 3.3);
- J - perda de carga unitária;
- R - raio hidráulico.

Com a fórmula geral das perdas de carga e a fórmula de Manning-Strickler pode ser obtida a seguinte expressão para o cálculo do factor de resistência, mais simples que a expressão de Colebrook-White

$$f = \frac{12,7}{K^2} g D^{-1/3} \tag{3.6}$$

Quadro 3.3 – Coeficientes da fórmula de Manning-Strickler.

Características	$K$ ( $m^{1/3}/s$ )
<u>Paredes muito lisas:</u>	
- revestimento de argamassa de cimento e areia muito lisa; chapa metálica sem soldadura saliente .....	100 a 90
- argamassa alisada .....	85
<u>Paredes lisas:</u>	
- reboco ordinário; grés .....	80
- betão liso; superfície betuminosa lisa .....	75
- alvenaria ordinária .....	70
<u>Paredes rugosas:</u>	
- betão áspero ou velho; alvenaria velha ou mal acabada; superfície betuminosa rugosa; terra muito regular .....	60
<u>Paredes muito rugosas:</u>	
- terras muito irregulares com vegetação; cursos de água regulares em leitos rugosos .....	50
- terras em más condições, rios sobre calhaus .....	40
- terrenos completamente abandonados; rios com muito transporte sólido .....	20 a 15

### 3.4.2 – Perdas de carga localizadas

As perdas de carga localizadas avaliam-se por uma expressão do tipo

$$\Delta H_L = K_\ell \frac{U^2}{2g} \quad (3.7)$$

sendo  $U$  a velocidade média do escoamento e  $K_\ell$  o coeficiente de perda de carga localizada.

No caso de não haver singularidades no interior do aqueduto, consideram-se apenas a perda de carga à entrada do aqueduto, caracterizada pelo coeficiente  $k_e$ , e a perda de carga à saída, em que se admite  $k_s = 1$ .

No Quadro 3.4 apresentam-se valores para o coeficiente  $k_e$  da expressão para o cálculo das perdas de carga localizadas à entrada de aquedutos, em função da forma e do material da estrutura de entrada.

Assim, a perda de carga total,  $\Delta H$ , obtém-se por

$$\Delta H = \left( 1 + k_e + \frac{12,7 \ g \ L}{K^2 D^{4/3}} \right) \frac{U^2}{2g} \quad (3.8)$$

no caso da perda de carga contínua ser calculada mediante a fórmula de Manning-Strickler.

Quadro 3.4 – Coeficiente de perda de carga na entrada de aquedutos (adaptado de U. S. Corps Engineers, 1983).

Aquedutos	Descrição	Valores de $k_e$
Tubos de betão	Campânula saliente	0,2
	Com muros de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ ) e campânula no extremo	0,2
	Com muros de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ ) e arredondado	0,2
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com o talude	0,5
Tubos de metal ondulado	Extremo saliente	0,9
	Com muro de ala ( $\alpha=0^\circ$ a $\alpha=90^\circ$ )	0,5
	Chanfrado de acordo com talude	0,7
	Secção terminal pré-fabricada de acordo com talude	0,5
Caixas de betão armado	Com muro de ala ou de cabeceira com arestas angulosas	$\alpha=0^\circ$ 0,7 $10^\circ < \alpha < 25^\circ$ ou $\alpha=90^\circ$ 0,5 $10^\circ < \alpha < 25^\circ$ 0,4
	Com muro de cabeceira e três arestas arredondadas	0,2
	Com muro de ala ( $\alpha=30^\circ$ a $\alpha=75^\circ$ ) e aresta superior arredondada.	0,2

Deste modo, para dimensionar aquedutos com controlo a jusante pode utilizar-se a expressão anterior ou, alternativamente, recorrer-se às Figuras B3 e B4 do Anexo B, que relacionam o caudal, a perda de carga total ( $\Delta H$ ), as dimensões do aqueduto e ainda a perda de carga à entrada.

### 3.5 – ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE

No escoamento com controlo a montante, que se observa apenas em condutas parcialmente cheias, a capacidade de vazão do aqueduto é controlada pela altura de água a montante, pela geometria da estrutura de entrada, que inclui a secção transversal, e pela inclinação longitudinal do aqueduto. Quando o escoamento em superfície livre tem controlo a jusante, a capacidade de vazão do colector é função das perdas de carga na secção de entrada, da altura de água a montante, da rugosidade da conduta, do seu comprimento, do diâmetro ou altura, da inclinação e, como já foi referido, da altura de água a jusante.

A gama de declives mais frequentemente utilizada no dimensionamento hidráulico de um aqueduto corresponde a situações de declive forte. Nestes casos, o escoamento é crítico na

secção de entrada do aqueduto e em regime rápido ao longo de todo o aqueduto, desde que a altura de água a jusante não seja superior à altura crítica.

A altura máxima de água verifica-se à entrada do aqueduto e será igual à altura crítica quando o controlo do escoamento é a montante. Considerando a contracção da veia líquida e designando o coeficiente de contracção por  $C_c$ , a energia específica nessa secção pode ser calculada por

$$E_0 = H_w = h_c + \frac{Q_d^2}{2g C_c^2 A^2} \quad (3.9)$$

em que  $E_0$  é a energia específica na secção de montante do aqueduto.

Em secções trapezoidais, a altura crítica do escoamento é traduzida por

$$h_c = \left( \frac{Q_d^2}{g} \right)^{1/3} \times \frac{(b + 2 \times m \times h_c)^{1/3}}{b + m \times h_c} \quad (3.10)$$

sendo:

- $h_c$  - altura crítica;
- $b$  - largura correspondente à base do aqueduto;
- $m$  - parâmetro correspondente à inclinação das paredes do aqueduto (V:H);

No caso de secções circulares, recorre-se às seguintes expressões

$$\theta = \sin \theta + 8 \times \left( \frac{Q_d^2}{g} \right)^{1/3} \times \left( \sin \frac{\theta}{2} \right)^{1/3} \times D^{-5/3} \quad (3.11)$$

$$h_c = \frac{D}{2} \times \left( 1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (3.11a)$$

sendo  $D$  o diâmetro da conduta e  $\theta$  o ângulo definido na Figura 3.9 em radianos.

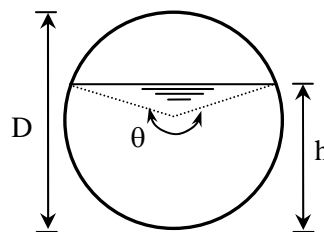


Figura 3.9 – Geometria de uma secção circular.

A altura mínima de água e a velocidade máxima verificam-se na extremidade de jusante quando o aqueduto é de declive forte.

### 3.6 – SECÇÕES E INCLINAÇÕES MÍNIMAS

A adopção de diâmetros mínimos para aquedutos justifica-se não só por questões hidráulicas, mas também devido a condicionalismos ambientais como seja, o atravessamento de espécies animais. Apresentam-se, seguidamente, os valores propostos por diversos autores.

Por exemplo, a AASHTO, no seu manual de projecto de estradas (AASHTO, 1991), propõe um diâmetro mínimo de 0,45 m para aquedutos sob estradas com comprimento inferior 30 m e de 0,60 m para comprimentos superiores. Em aquedutos de secções rectangulares são propostas uma altura mínima de 0,50 m e uma largura mínima de 1,50 m.

No caso de aquedutos de secção rectangular, Ramsbottom e Rickard (1997) propõem, no caso de aquedutos de secção rectangular, uma altura mínima de 0,50 m e uma largura mínima de 1,00 m. No caso de aquedutos de secção circular, propõem um diâmetro mínimo de 0,45 m.

No Quadro 3.5 apresentam-se valores de secções e inclinações mínimas normalmente utilizadas em França.

Quadro 3.5 – Secções e inclinações mínimas adoptadas em França (\*).

Tipo de secção	Secções mínimas	Inclinações mínimas
Circular	D ≥ 0,80 m (para estradas principais) D ≥ 0,60 m (para estradas secundárias)	$S_0 = 0,02 \Rightarrow A < 0,8 \text{ m}^2$
Rectangular	Altura superior a 0,50 m Largura superior a 0,60 m Altura + Largura superior a 1,50 m	$S_0 = 0,01 \Rightarrow 0,80 \text{ m}^2 < A < 3,0 \text{ m}^2$ $S_0 = 0,005 \Rightarrow A > 3,0 \text{ m}^2$

\* Informação obtida sem referência bibliográfica expressa.

Em Portugal, tendo em vista a posterior inspecção e eventual limpeza de aquedutos, a BRISA considera como diâmetros mínimos 0,80 m nos restabelecimentos e 1,00 m na via principal. O diâmetro máximo adoptado pela BRISA é de 1,50 m. Quando são exigidos

diâmetros superiores a 1,50 m para a secção transversal de aquedutos, a BRISA recorre a aquedutos de secção rectangular, em betão armado, variando a sua largura entre 1,50 m e 4,00 m.

Os diâmetros mínimos adoptados em aquedutos pela JAE são:

- 0,60 m nas estradas secundárias;
- 0,80 m nos itinerários complementares e principais;
- 1,00 m em auto-estradas.

**ENPC (1995)** refere que não devem ser adoptadas inclinações longitudinais inferiores a 0,5%, recomendando o valor de 1% como valor mínimo. Em projectos da BRISA e da JAE é frequentemente utilizado o valor mínimo de 1%.

## **3.7 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE AQUEDUTOS**

### **3.7.1 – Considerações prévias**

Independentemente do procedimento de cálculo a utilizar, no estudo de aquedutos deve ser efectuado um reconhecimento do local das travessias, tendo em vista uma avaliação das condições de escoamento a jusante e, ainda, estabelecer a altura máxima de água a montante do aqueduto, de forma a evitar possíveis prejuízos em propriedades urbanas ou rústicas adjacentes e interferência com o sistema de drenagem da plataforma da via.

O dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas consiste essencialmente em:

- predefinir os tipos de estruturas a adoptar tendo em consideração as condições locais;
- verificar a capacidade de vazão face aos caudais de ponta de cheia a escoar;
- verificar a compatibilidade entre as alturas de água a montante e as alturas admissíveis tendo em conta os desníveis relativamente a áreas circundantes e a distância ao nível da plataforma;
- avaliar a eventual necessidade de protecções a montante e a jusante, em função das velocidades de escoamento, para efeitos de controlo de erosão.

Nas alíneas subsequentes apresentam-se os principais métodos de dimensionamento de aquedutos:

- USBRP;
- Chow;
- Bodhaine;
- HDS5.

### 3.7.2 – Procedimento proposto pelo U.S. Bureau of Public Roads

O método mais divulgado para dimensionamento hidráulico de aquedutos é o proposto pelo U. S. Bureau of Public Roads (*e.g.* **Herr e Bossey, 1965** e **U. S. Department of Transportation, 1997**). Este método tem sido preconizado pela BRISA (**Brisa, 1974**) e pela JAE (**JAE, 1998**), sendo também aconselhado pela AASHTO (**AASHTO, 1991**) e pela SETRA (**ENPC, 1995**) de França. Os passos de cálculo considerados são:

- i) Recolha de dados e definição de parâmetros
  - caudal de ponta de cheia;
  - comprimento do aqueduto;
  - altura máxima de água a montante;
  - inclinação do aqueduto;
  - tipo de aqueduto a utilizar no que diz respeito à forma e material;
  - tipo de estruturas de entrada e saída;
  - velocidade máxima admissível a jusante do aqueduto.
  
- ii) Pré-dimensionamento
  - a) escolha do diâmetro ou altura do aqueduto respectivamente para secções transversais circular ou rectangular, utilizando os ábacos das Figuras B1 e B2 do Anexo B, referentes a aquedutos com controlo à entrada admitindo que  $H_w/D = 1,35$ ;
  - b) se resultarem diâmetros elevados que criem dificuldades de transporte ou colocação (tubos de betão de diâmetro superior a 1,50 m), ou se a altura de aterro for insuficiente para proporcionar pelo menos 1,00 m de recobrimento, podem utilizar-se tubos em paralelo, subir a rasante ou

recorrer a aquedutos de secção rectangular (*box culvert*) com largura superior à altura, devendo, no entanto, a solução escolhida ser justificada por análise técnico-económica.

- iii) Determinação da altura de água a montante,  $H_w$
- a) determina-se a altura de água a montante,  $H_w$ , necessária para escoar o caudal de dimensionamento supondo que a secção de controlo é a montante. A referida altura de água pode ser obtida através da relação  $H_w/D$  que se retira dos ábacos das Figuras B1 e B2 do Anexo B. Se o valor de  $H_w$  for superior à altura máxima admissível, escolhe-se outra secção transversal e repete-se o cálculo;
  - b) seguidamente, supõe-se o controlo à saída calculando  $H_w$  através da expressão (3.1), em que a perda de carga total,  $\Delta H$ , se obtém dos ábacos das Figuras B3 e B4 do Anexo B, ou então através da expressão (3.8). No entanto, o valor de  $h_o$  deve ser obtido da seguinte forma:
    - se  $T_w \geq D \Rightarrow h_o = T_w$ ;
    - se  $T_w < D \Rightarrow h_o = T_w$  ou  $h_o = (h_c + D)/2$ , conforme o que tiver valor mais elevado;
  - c) a altura de água a montante,  $H_w$ , será o maior dos valores calculados nas alíneas a) e b).
- iv) De forma a encontrar a solução técnico-economicamente mais vantajosa devem considerar-se outras formas e tipos de aquedutos.
- v) Cálculo da velocidade à saída para o caudal de dimensionamento atendendo à secção que controla o funcionamento do aqueduto:
- a) quando o controlo do escoamento é a montante, a velocidade na extremidade de jusante pode ser calculada recorrendo a uma fórmula de regime uniforme (*e.g.* Manning-Strickler);
  - b) para o controlo à saída, a velocidade pode ser calculada por

$$U = \frac{Q_d}{A_o} \quad (3.12)$$

em que  $A_o$  é a secção de escoamento à saída do aqueduto;

- c) se, tendo em atenção as condições locais, o valor da velocidade de saída for superior ao máximo aconselhado no Quadro 3.6 deve prever-se uma estrutura de dissipação de energia à saída, ou então diminuir a inclinação do aqueduto.

Quadro 3.6 – Velocidades máximas em canais (adaptado de **U.S. Corps of Engineers, 1970**).

Tipo de material do canal	Velocidade máxima (m/s)
Areias finas ou limos (pouca ou nenhuma argila)	0,20 – 0,60
Siltes arenosos ou argilosos, areias argilosas duras ou margas duras	0,60 – 0,90
Terrenos parcialmente cobertos de vegetação	0,60 – 1,20
Canais de terra revestidos com relva ( $i < 5\%$ )	1,50
Argilas	1,50 – 1,80
Rochas brandas (arenitos e xistos brandos)	1,20 – 2,40
Rochas duras	3,0 – 4,5
Cimento ou betão	4,5 – 6,0

### 3.7.3 – Procedimento proposto por Chow

**Chow (1959)** considera os seis tipos de escoamentos através de aquedutos descritos na secção 3.3, diferindo apenas a sua numeração.

De forma a facilitar o processo de cálculo de aquedutos, **Chow (1959)** propõe um dimensionamento simplificado pelos ábacos da Figura 3.10, para secções rectangulares e circulares, com estruturas de entrada de bordos em aresta viva. Para estruturas de entrada com bordos arredondados, os valores de  $H_w/D$  devem ser corrigidos de acordo com as indicações do Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Estruturas de entrada com bordos arredondados. Correções a efectuar no valor de  $H_w/D$  (adaptado de **Chow, 1959**).

Tipo de aqueduto	$H_w/D < 1,00$	$1,00 < H_w/D < 1,50$	$H_w/D > 1,50$
Rectangular	0,87 $H_w/D$	0,87 $H_w/D$	1,09+0,10 $H_w/D$
Circular	1,00 $H_w/D$	0,36+0,64 $H_w/D$	0,62+0,46 $H_w/D$

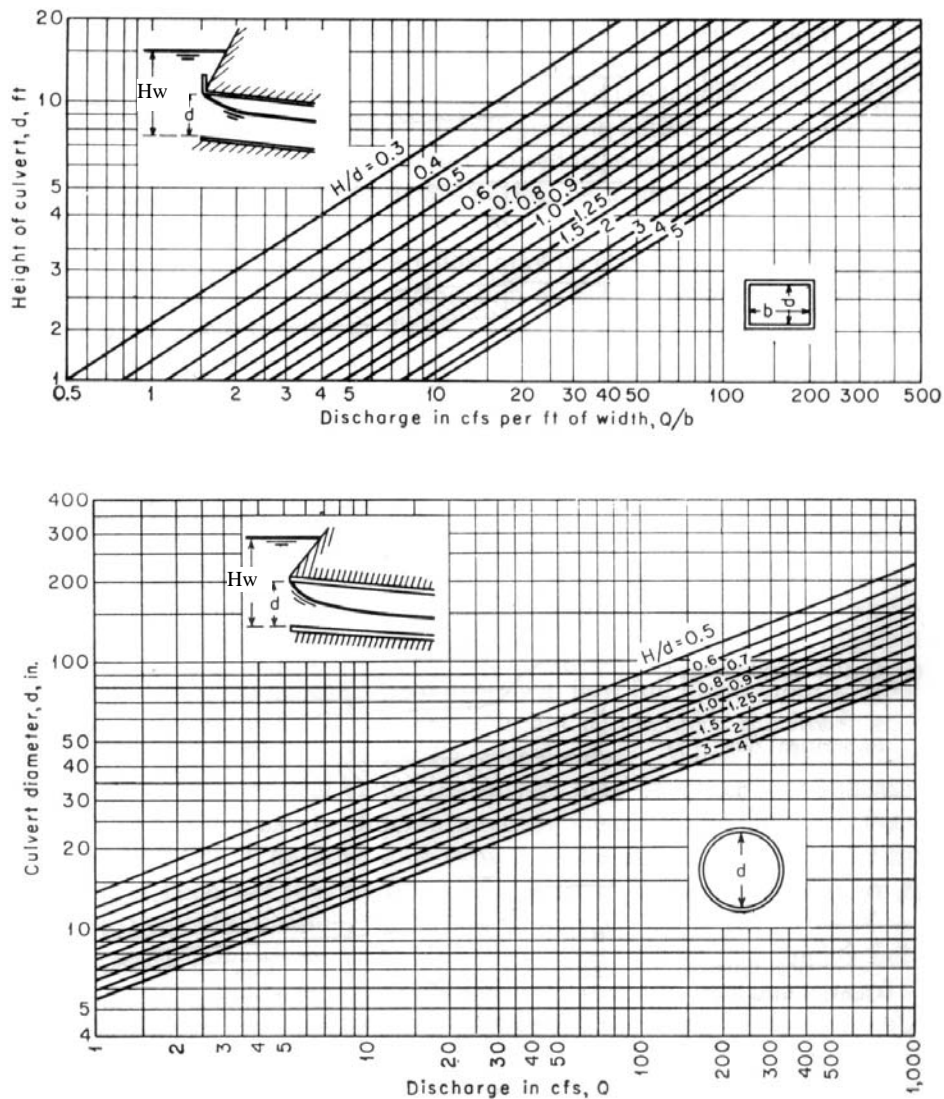


Figura 3.10 – Dimensionamento de aquedutos circulares e rectangulares. Estrutura de entrada com bordos em aresta viva (extraído de **Chow, 1959**).

No que se refere à metodologia de dimensionamento, **Chow (1959)** considera o seguinte:

- nos casos do escoamento com entrada e saída submersa (*escoamento tipo IV*) e do escoamento com secção cheia e saída livre (*escoamento tipo VI*), uma vez que são escoamentos em pressão, o dimensionamento hidráulico pode ser efectuado utilizando a lei de resistência que se julgue mais adequada;
- para o escoamento com superfície livre e entrada afogada (*escoamento tipo V*), o dimensionamento hidráulico pode ser efectuado da mesma forma que o escoamento por orifícios, em que o coeficiente de vazão do orifício,  $C_D$ , pode ser determinado pelo Quadro 3.8;

- nos outros tipos de escoamentos com superfície livre [escoamento em regime lento ao longo do aqueduto (*escoamento tipo III*), escoamento com altura crítica à saída (*escoamento tipo II*) e escoamento com altura crítica à entrada (*escoamento tipo I*)], o dimensionamento pode ser efectuado como se de um descarregador se tratasse, considerando um coeficiente de vazão,  $C_D$ , cujo valor pode ser determinado pelos ábacos das Figuras 3.11, 3.12 e 3.13.

Quadro 3.8 – Coeficiente de vazão. Escoamentos tipo V (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

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

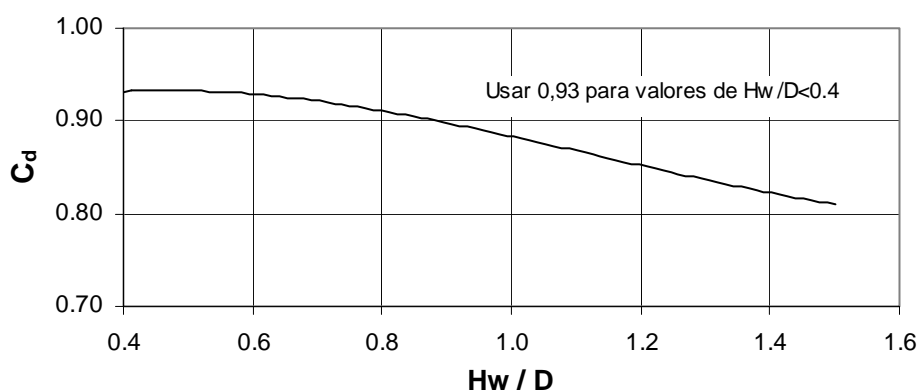


Figura 3.11 – Coeficiente de vazão para escoamentos dos tipos I,II e III. Estrutura de entrada com os bordos em aresta viva (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

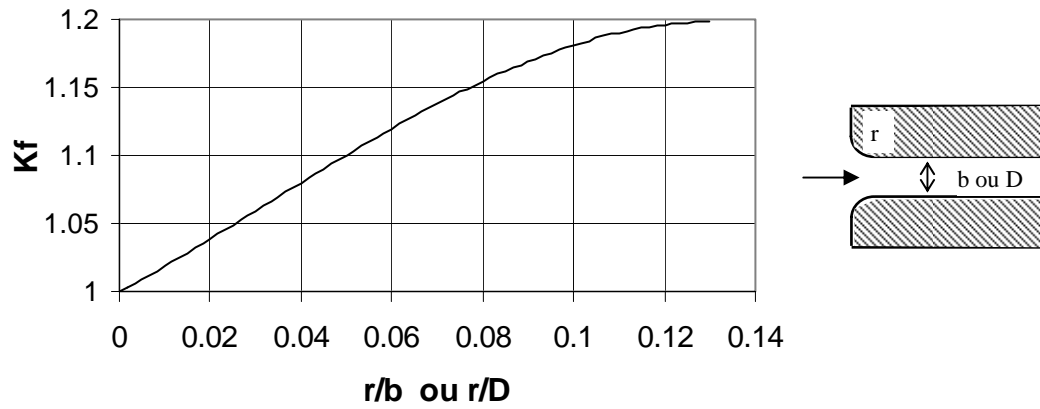


Figura 3.12 – Aqueduto com os bordos de entrada arredondados. Correções ao coeficiente de vazão. (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

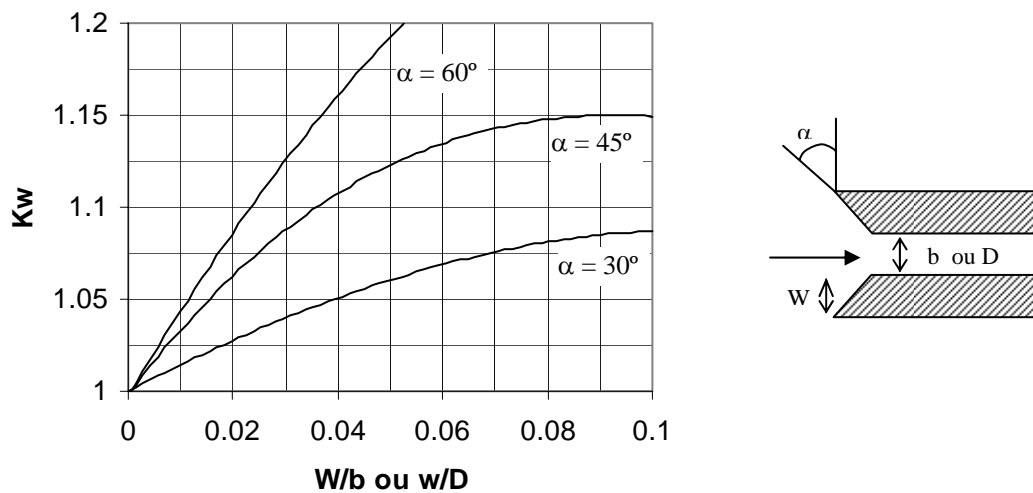


Figura 3.13 – Aqueduto com os bordos de entrada em bisel. Correções ao coeficiente de vazão (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

### 3.7.4 – Procedimento proposto por Bodhaine (1976)

**Bodhaine (1976)** apresenta, para os seis tipos de escoamentos definidos na alínea 3.3, expressões para o cálculo da vazão (Quadro 3.9).

A determinação dos coeficientes de vazão dos escoamentos do tipo I, II e III pode ser efectuada pelo ábaco da Figura 3.11, no caso de estruturas de entrada com muro de testa

vertical. Se os bordos da estrutura de entrada forem arredondados ou em bisel, os valores obtidos pela Figura 3.11 devem ser corrigidos de acordo com as das Figuras 3.12 e 3.13, apresentadas na alínea anterior.

Quadro 3.9 – Tipos de escoamentos. Equações de vazão (adaptado de **Bodhaine, 1976**, in **French, 1986**).

<b>Tipo de escoamento</b>	<b>Equação de dimensionamento</b>
Tipo I – Altura crítica à entrada Hw/D < 1,5   Tw/D ≤ 1,0 Tw/h <sub>c</sub> < 1,0	$Q_d = C_D A_c \sqrt{2g \left( Hw + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - d_c - \Delta H_{1-2} \right)}$
Tipo II – Altura crítica à saída Hw/D < 1,5   Tw/D ≤ 1,0 Tw/h <sub>c</sub> < 1,0	$Q_d = C_D A_c \sqrt{2g \left( Hw + z + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - d_c - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)}$
Tipo III – Esc. em regime lento Hw/D < 1,5   Tw/D ≤ 1,0 Tw/h <sub>c</sub> > 1,0	$Q_d = C_D A_3 \sqrt{2g \left( Hw + z + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} - h_3 - \Delta H_{1-2} - \Delta H_{2-3} \right)}$
Tipo IV – Saída submersa Hw/D < 1,0   Tw/D > 1,0	$Q_d = C_D A \left[ \frac{2g(Hw - Tw)}{1 + (29C^2 n^2 L / R^{4/3})} \right]^{\frac{1}{2}}$
Tipo V – Saída submersa Hw/D ≥ 1,5   Tw/D ≤ 1,0	$Q_d = C_D A \sqrt{2g Hw}$
Tipo VI – Secção cheia e saída livre Hw/D ≥ 1,5   Tw/D ≤ 1,0	$Q_d = C_D A \sqrt{2g(Hw + z - h_3 - \Delta H_{2-3})}$

Para os escoamentos dos tipos IV e VI, o coeficiente de vazão pode ser determinado por interpolação dos valores do Quadro 3.10. Em função da geometria da estrutura de entrada os coeficientes de vazão do Quadro 3.10 devem ser corrigidos de acordo com as Figuras 3.12 e 3.13.

Quadro 3.10 – Escoamentos tipo IV e VI. Coeficiente de vazão. (adaptado de **Bodhaine, 1976**).

<b>Valores de r/D ou w/D</b>	<b>Coeficiente de vazão, C<sub>D</sub></b>
0,00	0,84
0,02	0,88
0,04	0,91
0,06	0,94
0,08	0,96
0,10	0,97
0,12	0,98

Se o escoamento for do tipo V, o coeficiente de vazão pode ser determinado a partir do Quadro 3.8.

### 3.7.5 – Dimensionamento segundo a Hydraulic Design Series (HDS) Nº 5

O dimensionamento hidráulico de aquedutos, de acordo com as indicações do documento Hydraulic Design Series nº 5 (HDS 5), **Norman *et al* (1985)**, tem por base o cálculo das alturas de água a montante e a jusante nos tipos de escoamentos descritos na alínea 3.3. Este procedimento de cálculo está também bastante divulgado, sendo recomendado pela FHA (U.S. Federal Highway Administration) e pela CIRIA (Construction Industry Research and Information Association).

O procedimento de cálculo pode ser resumido nos seguintes passos:

- i) determinar a secção de controlo do escoamento
  - controlo a montante  $\Rightarrow$  ir para o passo ii)
  - controlo a jusante  $\Rightarrow$  calcular a altura de água a montante,  $H_w/D$ , de acordo com:

$$H_w = \Delta H + h_0 - L \times S_0 \quad (3.1)$$

$$\Delta H = \left( 1 + k_e + \frac{124,6 n^2 L}{D^{4/3}} \right) \frac{U^2}{2g} \quad (3.8)$$

- ii) cálculo da intensidade de descarga, definida por

$$TLIM = \frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} \quad (3.13)$$

sendo:

$Q_d$  - caudal de dimensionamento;

$k_Q$  - parâmetro que assume o valor de  $1,811 \text{ s/m}^{0,5}$  ( $1,0 \text{ s/ft}^{0,5}$ );

$A$  - área da secção transversal do aqueduto;

$D$  - altura ou diâmetro do aqueduto.

- se  $\frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} \leq 3,5 \Rightarrow$  ir para passo iii)
- se  $\frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} \geq 4,0 \Rightarrow$  ir para passo iv)
- se  $3,5 < \frac{k_Q Q_d}{A D^{0,5}} < 4,0 \Rightarrow$  é aconselhado um dimensionamento mais cuidado, nomeadamente utilizando os procedimentos do USBPR, expostos na alínea 3.7.3.

- iii) calcular  $H_w/D$  utilizando a equação (3.14), ou (3.15), a definir pelo Quadro 3.11, para escoamentos com superfície livre e entrada livre

$$\frac{H_w}{D} = \frac{E_c}{D} + K \left( \frac{k_b Q_d}{A D^{0,5}} \right)^M + k_s S_0 \quad (3.14)$$

$$\frac{H_w}{D} = K \left( \frac{k_b Q_d}{A D^{0,5}} \right)^M \quad (3.15)$$

sendo:

$H_w$  - altura de água acima da soleira na secção de montante (m);

$S_0$  - inclinação da soleira do aqueduto;

$K, M$  - constantes empíricas (Quadro 3.11);

$k_s$  - parâmetro que toma o valor de 0,7 para estruturas de entrada chanfradas e de -0,5 nas restantes;

$E_c$  - energia crítica (m).

Quadro 3.11 – Dimensionamento de aquedutos segundo HDS nº 5. Constantes empíricas a utilizar nas expressões (3.14) ou (3.15) e (3.16) (adaptado de **Ramsbottom e Rickard, 1997**).

Tipo de aqueduto	Material	Tipo de estrutura de entrada / tipo de bordos	Eq.	$K$	$M$	$c$	$Y$
Circular	Betão	Muro de cabeceira / bordos verticais	3.14	0,0098	2,0	0,0398	0,67
		Muro de cabeceira / bordos arredondados	3.14	0,0078	2,0	0,0292	0,74
		Extremo saliente / bordos arredondados	3.14	0,0045	2,0	0,0317	0,69
	Metal corrugado	Muro de cabeceira / bordos verticais	3.14	0,0340	1,50	0,0553	0,54
		Chanfrado de acordo com o talude	3.14	0,0018	2,50	0,0300	0,74
		Extremo do aqueduto saliente	3.14	0,0018	2,50	0,0243	0,83
Rectangular	Betão	Muro de cabeceira e muros de ala com ângulo de 30° a 70° / bordos verticais	3.14	0,026	1,0	0,0385	0,81
		Muro de cabeceira com/sem muros de ala com ângulo de 30° a 70° / bordos verticais	3.14	0,061	0,75	0,0400	0,80
		Muro de cabeceira e muros de ala sem inclinação / bordos verticais	3.14	0,061	0,75	0,0423	0,82
		Muro de cabeceira com chanfros de 20mm	3.15	0,515	0,667	0,0375	0,79
		Muro de cabeceira / Bordos em bisel a 45°	3.15	0,495	0,667	0,0314	0,82
		Muro de cabeceira / bordos verticais	3.14	0,0083	2,0	0,0379	0,69
	Metal corrugado	Muro de cabeceira espesso e extremo do aqueduto saliente	3.14	0,0145	1,75	0,0419	0,64
		Muro de cabeceira pouco espesso e extremo do aqueduto saliente	3.14	0,0340	1,5	0,496	0,57
		Muro de cabeceira / bordos verticais	3.14	0,0083	2,0	0,0379	0,69
Abobadado	Metal corrugado	Chanfrado de acordo com o talude	3.14	0,0300	2,0	0,0463	0,75
		Muro de cabeceira pouco espesso e extremo do aqueduto saliente	3.14	0,0340	1,5	0,0496	0,57
		Muro de cabeceira / bordos verticais	3.14	0,0083	2,0	0,0379	0,69

- iv) calcular  $H_w/D$  utilizando a seguinte expressão para escoamentos com superfície livre e entrada afogada

$$\frac{H_w}{D} = c \left( \frac{k_b Q_d}{A D^{0,5}} \right)^2 + Y + k_s S_0 \quad (3.16)$$

em que  $c$  e  $Y$  são constantes empíricas definidas no Quadro 3.11.

### 3.7.6 – Fórmula de Talbot

Embora de interesse reduzido para Portugal, julgou-se oportuno apresentar a fórmula de Talbot para dimensionamento hidrológico e hidráulico de aquedutos, utilizada quando não se dispõe de dados que permitam estimar a precipitação intensa de dimensionamento. Segundo **Bustamante (1996)**, a fórmula de Talbot foi estabelecida com base num grande número de precipitações intensas, com valores que atingiram 100 mm/h, na zona oeste dos Estados Unidos. A fórmula de Talbot é

$$A = 0,1832 C_T \sqrt[4]{A_b^3} \quad (3.17)$$

sendo:

- A - área da secção transversal do aqueduto (m<sup>2</sup>);
- A<sub>b</sub> - área da bacia hidrográfica (ha);
- C<sub>T</sub> - coeficiente dependente do tipo de solos.

Em terrenos de permeabilidade elevada os valores do coeficiente da fórmula de Talbot, apresentados no Quadro 3.12, devem ser reduzidos em 50 %.

Quadro 3.12 – Coeficientes da fórmula de Talbot ( adaptado de **Bustamante, 1996**).

Tipo de solo	Coefficiente $C_T$
Terrenos montanhosos e escarpados	1,00
Terrenos quebrados com pendentes moderadas	0,65
Bacias irregulares e muito largas	0,50
Terrenos agrícolas ondulados	0,33
Terrenos planos não afectados por inundações	0,20

## 3.8 – DISSIPACÃO DE ENERGIA

### 3.8.1 – Considerações gerais

Sempre que o escoamento na extremidade de jusante de um aqueduto apresenta velocidade não compatível com a capacidade de resistência do leito à erosão (Figuras C13 e C14 do Anexo C), há que tomar medidas para evitar ou limitar tal erosão.

Os tipos de estruturas de dissipação de energia mais frequentemente utilizadas a jusante de aquedutos são:

- bacias de dissipação por ressalto hidráulico;
- estruturas de queda;
- bacias de dissipação por impacto;
- canais com soleira em degraus;
- canais com macrorugosidades;
- bacias de dissipação com gabiões;
- estruturas com macrorugosidades;

Para velocidades à saída de aquedutos superiores a 4,5 m/s é usual utilizarem-se enrocamentos de protecção.

No caso de canais não revestidos com betão, as estruturas referidas estão normalmente associadas a protecções com enrocamentos que dependem da geologia do terreno de jusante. A escolha do tipo de estrutura a adoptar depende de factores como o caudal de dimensionamento, a topografia e a geologia da linha de água, para além de aspectos relacionados com o custo da obra.

Para que o canal seja estável a jusante de qualquer estrutura de dissipação, a tensão tangencial ao longo do perímetro molhado deve ser inferior à tensão tangencial crítica de arrastamento,  $\tau_{cr}$ , do material do leito. No Quadro 3.13 são apresentados valores da tensão tangencial crítica e velocidades máximas admissíveis para diferentes tipos de materiais.

No caso de canais largos e escoamento em regime uniforme, a tensão tangencial actuante sobre as partículas que constituem o leito pode ser calculada por

$$\tau = \gamma_w h S_0 \quad (3.18)$$

sendo:

- $\tau$  - tensão de arrastamento;
- $\gamma_w$  - peso volúmico da água;
- $h$  - altura de escoamento;
- $S_0$  - inclinação da soleira do canal.

Quadro 3.13 – Velocidades e tensões tangenciais críticas de arrastamento (adaptado de **U.S. Corps of Engineers, 1970**, e de **United Nations, 1973**).

Material do canal	Diâmetros (mm)	V (m/s)	$\tau_{cr}$ (N/m <sup>2</sup> )
Areia lodosa (não coloidal) .....	-	0,50	2,0
Silte lodoso (não coloidal) .....	-	0,60	2,5
Aluvião siltoso (não coloidal) .....	-	0,60	2,5
Lodo comum consistente .....	-	0,75	3,6
Aluvião siltoso (coloidal) .....	-	1,15	12,0
Argila rija (muito coloidal) .....	-	1,15	12,0
Argila xistosa .....	-	1,85	31,2
Areia fina .....	0,602 – 0,25	0,45	1,2
Areia média .....	0,25 – 0,5	0,50	1,7
Areia grossa .....	0,5 – 2,0	0,60	2,5
Seixo fino .....	4,0 – 8,0	0,75	3,6
Seixo grosso .....	8,0 – 64,0	1,25	14,4
Calhau rolado e seixo achatado .....	64,0 – 256,0	1,25	43,2
Canais revestidos com relva (incl.< 5%)	-	1,50	-

### 3.8.2 – Enrocamento de protecção

A protecção com enrocamento é frequentemente utilizada quando a velocidade do escoamento à saída de aquedutos é inferior a 4,5 m/s, pois, para estas situações, é mais económica de que a construção de estruturas de dissipação de energia.

O dimensionamento do enrocamento de protecção pode ser efectuado de acordo com os critérios apresentados e analisados em **Samora (1993)**:

- O diâmetro médio da pedra a colocar no tapete de enrocamento, para escoamentos com elevada intensidade de macroturbulência é calculado por

$$D_{50} = \frac{U^2}{2,5g} \quad (3.19)$$

em que  $D_{50}$  (m) é o diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica e  $U$  é a velocidade média do escoamento à saída do aqueduto (m/s);

- O maior bloco ( $D_{100}$ ) e o menor bloco ( $D_0$ ) deverão pesar, respectivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco médio (**Taylor, 1973**). Admitindo que o peso dos blocos é proporcional ao cubo do diâmetro, obtêm-se

$$\frac{D_{100}}{D_{50}} = \sqrt[3]{4} \cong 1,58 \quad (3.20)$$

$$\frac{D_0}{D_{50}} = \sqrt[3]{\frac{1}{4}} \cong 0,63 \quad (3.20a)$$

- A espessura mínima do tapete de enrocamento é  $1,5D_{100}$ .

O diâmetro médio do enrocamento de protecção,  $D_{50}$ , também pode ser calculado pela expressão de Izbash citada em **Debo e Reese (1995)**

$$D_{50} = \frac{U^2}{2g} \frac{1}{C^2} \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} \right) \quad (3.21)$$

sendo:

$D_{50}$  - diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica;

$\gamma_w$  - peso volúmico da água;

$\gamma_s$  - peso volúmico do material dos blocos de enrocamento;

$U$  - velocidade média do escoamento à saída do aqueduto;

$C$  - coeficiente de Izbash igual a 0,86 para escoamentos altamente turbulentos e a 1,20 para escoamentos de turbulência normal.

É frequente adoptar-se para peso volúmico do material dos blocos de enrocamento um valor de  $2650 \text{ N/m}^3$  (**Samora, 1993**).

A extensão do enrocamento de protecção pode ser calculada pela seguinte expressão apresentada em **Debo e Reese (1995)**

$$L = 4,5 Fr_1 h_1 \quad (3.22)$$

em que  $Fr_1$  e  $h_1$  são, respectivamente, o número de Froude e altura de água a jusante da estrutura de saída do aqueduto. Os valores correntemente utilizados em projectos da JAE e da BRISA são apresentados nos Quadros 3.14.

Quadro 3.14 – Extensão do tapete (m) a adoptar em aquedutos de secção circular (extraído de LNEC, 1996).

Diâmetro da conduta, $D$ (m)	Velocidade, $U$ (m/s)		
	< 2,5	2,5 a 3,5	3,5 a 4,5
0,60	2,0	2,5	3,0
0,80	2,5	3,0	3,5
1,00	3,0	3,5	4,0
1,20	3,5	4,0	4,5
1,25	3,5	4,0	4,5
1,50	4,0	4,5	5,0
1,80	4,5	5,0	5,0

### 3.8.3 – Bacias de dissipação de energia por ressalto

#### 3.8.3.1 – Considerações prévias

As alturas conjugadas do ressalto hidráulico podem ser obtidas pela aplicação do teorema de Euler ao volume limitado pelas secções da primeira e da segunda altura conjugada. No caso de secções rectangulares obtém-se a seguinte expressão

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (3.23)$$

sendo:

$h_1, h_2$  - alturas conjugadas;

$Fr_1$  - número de Froude na secção de montante do ressalto.

A perda de carga provocada pelo ressalto entre as alturas conjugadas pode ser calculada utilizando o teorema de Bernoulli. Considerando as cotas  $z_1 = z_2$ , obtém-se

$$\Delta H_{12} = \left( \frac{U_1^2}{2g} + h_1 \right) - \left( \frac{U_2^2}{2g} + h_2 \right) \quad (3.24)$$

que, no caso de secções rectangulares, se pode escrever

$$\Delta H_{12} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_2h_1} \quad (3.24a)$$

**Peterka (1964)** refere que o comprimento do ressalto varia entre  $4,4h_2$  e  $6,0h_2$ , quando o número de Froude estiver compreendido entre 2,0 e 5,0. Para valores do número de Froude superiores a 5,0, o comprimento do ressalto pode considerar-se como sendo sensivelmente igual a  $6,0h_2$ . Para canais de secção trapezoidal, **Pozey e Hsing (1941)** apresentam a seguinte fórmula aproximada para o cálculo do comprimento do ressalto,  $L_R$

$$\frac{L_R}{h_2} = 5 \left( 1 + 4 \sqrt{\frac{b_2 - b_1}{b_1}} \right) \quad (3.25)$$

em que  $h_2$  é a altura a jusante do ressalto e  $b_1$  e  $b_2$  são, respectivamente, as larguras da superfície livre a montante e a jusante do ressalto.

Em geral, verifica-se que as bacias de dissipação mais económicas e eficazes correspondem a números de Froude compreendidos entre 4,5 e 9,0, em que a perda de carga é da ordem de 45 a 75%.

### 3.8.3.2 – Bacia tipo PWD

Este tipo de bacia, utilizado a jusante de condutas de secção circular com diâmetros compreendidos entre 450 mm e 1850 mm e para cargas inferiores a três vezes o diâmetro da conduta (Figura 3.14), foi desenvolvido pelo Public Works Department, na Austrália.

**Argue (1961)** refere que este tipo de bacias, só deve ser utilizada a jusante de condutas em que a velocidade média não seja superior ao valor definido pela seguinte expressão

$$U < 2\sqrt{g D} \quad (3.26)$$

em que  $U$  e  $D$  são expressos em m/s e em m, respectivamente.

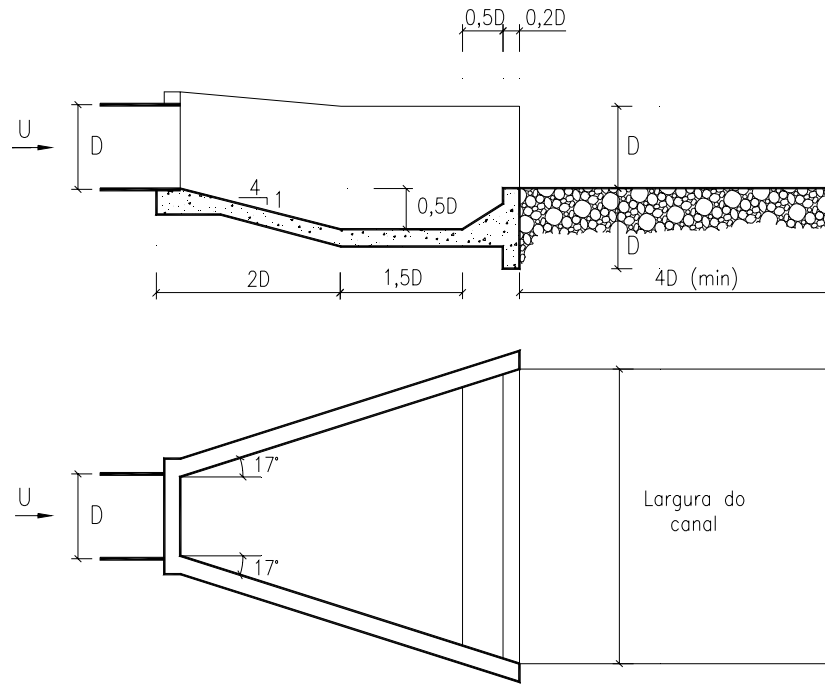


Figura 3.14 – Bacia tipo PWD (extraído de **Argue, 1961**).

### 3.8.3.3 – Bacia tipo WES

As bacias tipo WES, descritas em **Fletcher e Grace (1972)**, diferem essencialmente das bacias tipo PWD por as paredes laterais apresentarem um ângulo de divergência inferior (cerca de  $7^\circ$ ) e serem mais alongadas.

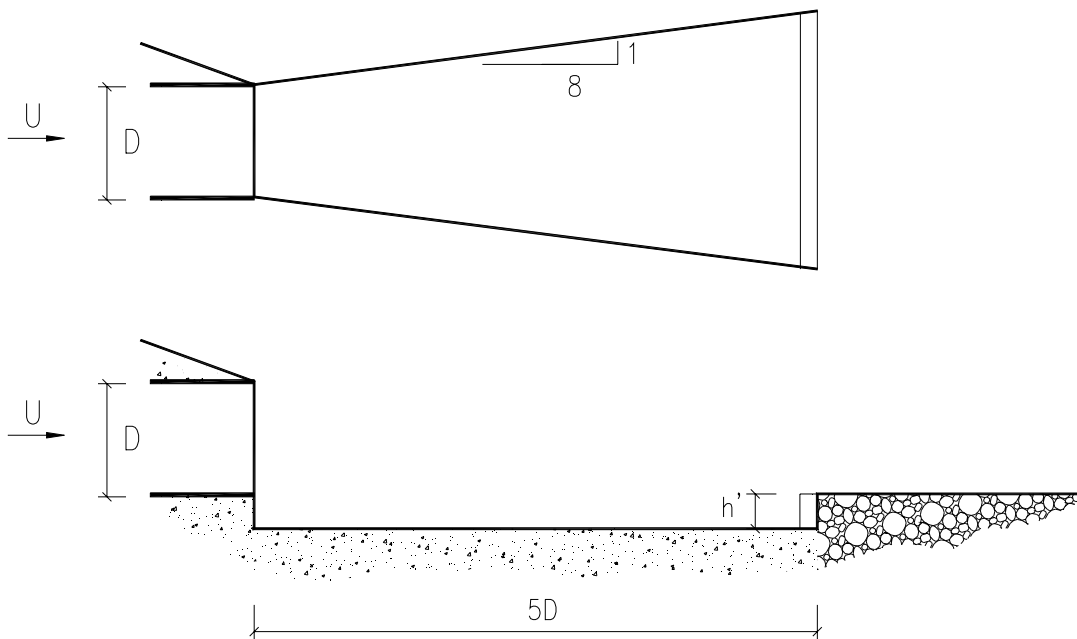


Figura 3.15 – Bacia tipo WES (adaptado de **U. S. Corps Engineers, 1991**).

O dimensionamento hidráulico destas bacias deve ser efectuado de acordo com

$$\frac{Q_d}{D^{5/2}} \leq 2,90 \frac{h_3}{D} \left( \frac{L}{D} \right)^{0,4(D/h_3)^{1/3}} \quad (3.27)$$

sendo:

- $Q_d$  - caudal de dimensionamento ( $m^3/s$ );
- $D$  - diâmetro da conduta (m);
- $L$  - comprimento da bacia, em geral igual a  $5D$  (m);
- $h_3$  - altura de água a jusante da bacia (m).

### 3.8.3.4 – Bacia tipo SAF

Este tipo de bacia foi desenvolvido pelo Laboratório de Saint Anthony Falls (**Wilken, 1978**), cujas simbologia e dimensões tipo se apresentam na Figura 3.16.

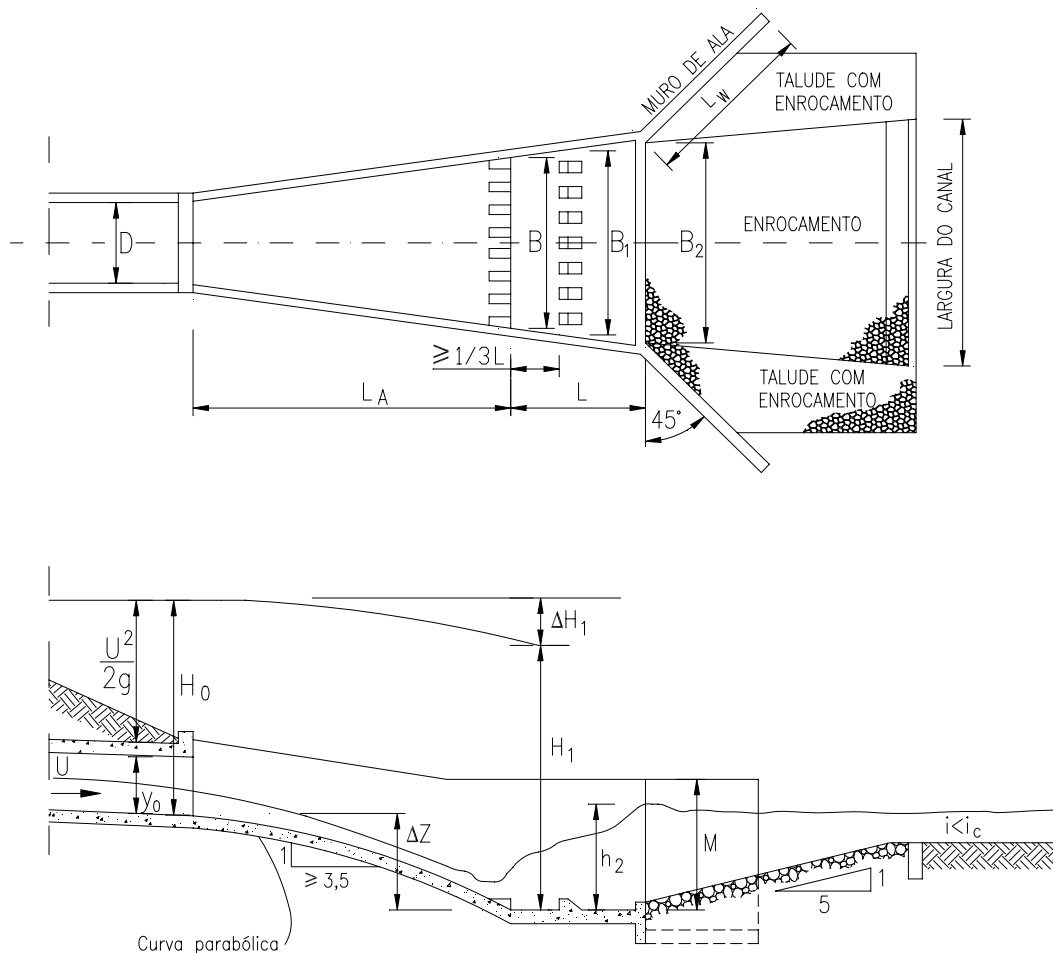


Figura 3.16 – Bacia tipo SAF (extraído de **Wilken, 1978**).

O dimensionamento hidráulico destas bacias deve ser efectuado de acordo com as seguintes indicações:

- calcular o valor de  $H_0 = y_0 + \frac{V_0^2}{2g}$  e o respectivo número de Froude,  $Fr_0$ ;
- fazer  $B_1 = 2D$  para  $V_0$  da ordem de 6 m/s e igual a  $2,5D$  a  $3D$  para valores superiores e até 12 m/s;
- adoptar um valor para o desnível,  $\Delta z$ , por forma a ter em conta a curva de vazão natural no canal de jusante, não devendo ser considerado inferior a  $\frac{H_0 B_1}{D}$ ;
- fixar o comprimento do divergente,  $L_A$ , tendo em consideração as relações do Quadro 3.15;
- calcular o valor da primeira altura conjugada,  $h_1$ , e da velocidade  $V_1$  sendo  $H_1 = H_0 + \Delta z - \Delta H$ , em que  $\Delta H$  é a perda de carga no divergente;
- calcular o valor de  $Fr_1$ , referente à secção da primeira altura conjugada, e o valor da segunda altura conjugada,  $h_2$ ;
- determinar o comprimento da bacia,  $L$ , através da expressão  $L = \frac{7,5h_2}{Fr_1}$  devendo este comprimento ser superior a  $1,4h_2$ .

Quadro 3.15 – Valores para o comprimento do divergente em bacias tipo SAF (extraído de Ramos, 1996).

$Fr_0$	$B_1/D$			
	2,0	2,5	3,0	4,0
2	2,5	3,1	3,7	5,2
3	3,6	4,5	5,4	7,3
4	4,6	5,8	7,0	9,8
5	5,5	7,0	8,5	12,0
6	6,5	8,1	9,9	14,0

Os blocos de queda e de amortecimento e a soleira terminal devem ser definidos da seguinte forma:

- os blocos de queda devem ter uma altura igual a  $h_1$  e uma largura igual ao espaçamento, de  $0,75h_1$ ;
- os blocos de amortecimento devem ter uma altura compreendida entre  $1,0h_1$  e  $1,2h_1$  devendo ser colocados a uma distância do início da bacia de  $0,33L$  a  $0,45L$ . A largura destes blocos deve ser igual ao espaçamento e com valor igual a  $0,75h_1$ . Os blocos próximos da parede devem ser afastados desta de uma distância igual a  $0,5h_1$ ;

- a largura dos blocos deverá ser igual ao espaçamento, devendo a soma da largura de todos os blocos ser igual a um valor compreendido entre  $0,4B_1$  e  $0,5B_1$ . Estes blocos devem ter a face de montante vertical e a de jusante inclinada a 1:1. A sua espessura deve ser igual a  $0,2h_1$ , com um valor mínimo de 0,45 m;
- a soleira terminal deve ter a face de montante vertical e uma altura igual a  $0,07h_2$ ;
- os muros de ala devem ser inclinados a  $45^\circ$  em relação ao eixo da conduta;
- a inclinação do fundo a jusante da bacia deve ser igual a  $1V/5H$ .

### 3.8.3.5 – Bacia tipo III do USBR

As bacias de dissipação do tipo III do USBR, representadas na Figura 3.17, são de planta rectangular e fundo horizontal e apresentam blocos de amortecimento e soleira de jusante contínua.

Este tipo de bacias só deve ser utilizado quando a montante do ressalto ocorrerem velocidades não superiores a 18 m/s e caudais por unidade de largura iguais ou inferiores a  $18 \text{ m}^2/\text{s}$ . Com este tipo de bacias consegue-se reduzir para cerca de 45% o comprimento da bacia, em relação a uma bacia rectangular simples (Lencastre, 1991).

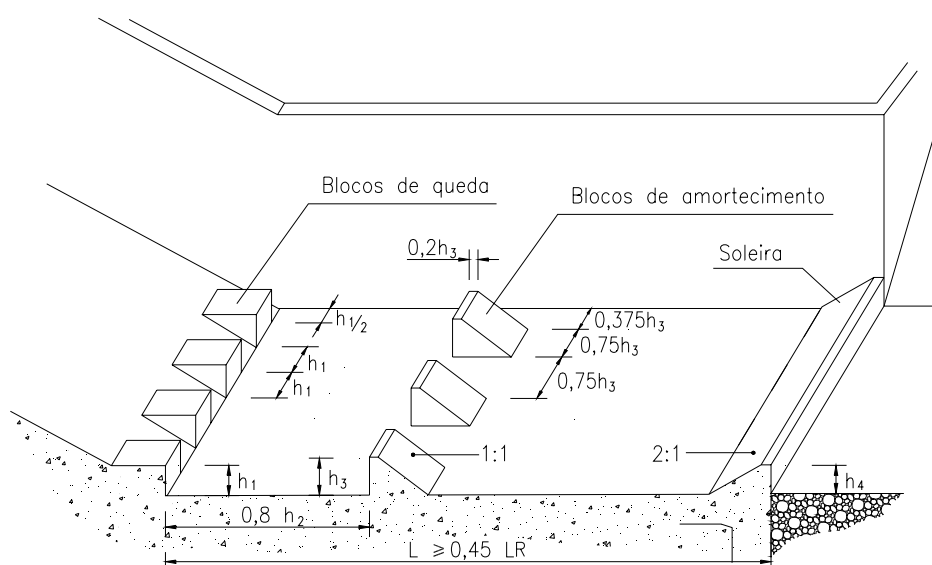


Figura 3.17 – Bacia tipo III do USBR.

Os valores da altura dos blocos de amortecimento,  $h_3$ , e da altura da soleira terminal,  $h_4$ , podem ser calculados recorrendo ao ábaco da Figura 3.18.

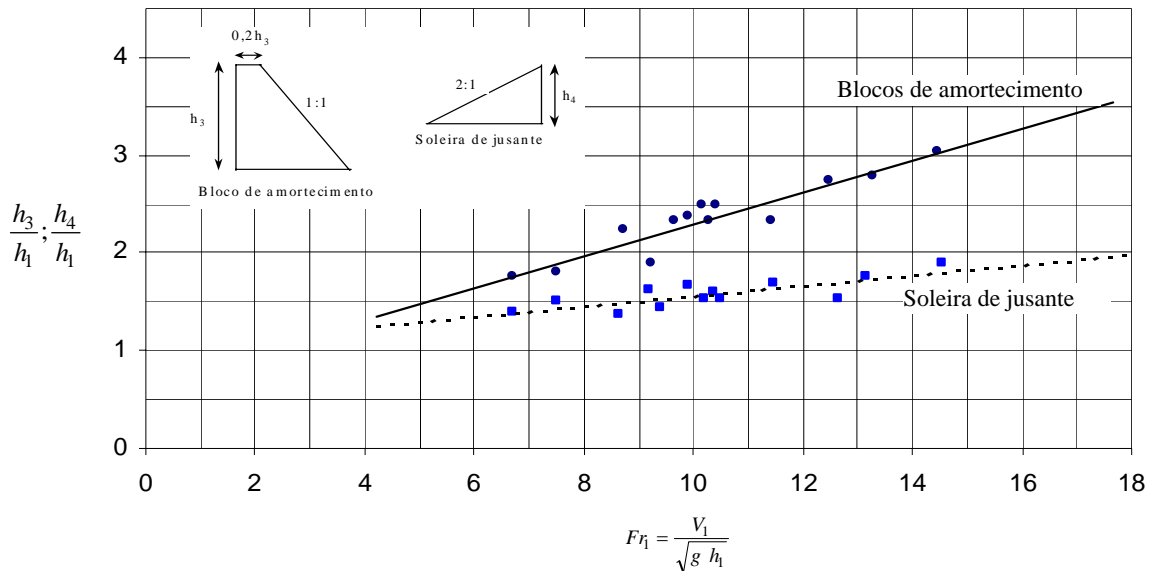


Figura 3.18 – Alturas dos blocos de amortecimento e da soleira de jusante em bacias tipo III do USBR (adaptado de **Simon e Korom, 1997**).

A função dos blocos de queda é dividir a lâmina líquida em jactos diferenciados, sendo desviados do fundo ao passarem sobre os blocos, dando origem a um grande número de turbilhões dissipadores de energia. A acção destes permite reduzir o comprimento da bacia e diminuir a tendência para o ressalto se deslocar para jusante.

Os blocos de amortecimento recebem o impacto do escoamento, criando grandes turbilhões que dissipam energia, originando flutuações de pressão importantes. No caso de velocidades elevadas a montante essas flutuações de pressão podem provocar fenómenos de cavitação e darem origem a erosão nos blocos de amortecimento e no fundo da bacia.

A finalidade da soleira de jusante é dirigir as correntes do fundo para o alto, afastando-as do fundo à saída da bacia. O nível mínimo de jusante, compatível com a fixação do ressalto, é correspondente a  $0,83h_2$ .

### 3.8.3.6 – Bacia tipo IV do USBR

As bacias de dissipação tipo IV do USBR, representadas na Figura 3.19, possuem deflectores e soleira terminal contínua. Estas bacias são adequadas para os casos em que o ressalto é oscilante, o que acontece quando o número de Froude na secção de montante estiver compreendido entre 2,5 e 4,5 (Lencastre, 1991). No entanto, devido ao seu grande comprimento, por questões económicas, este tipo de bacia é pouco utilizado a jusante de aquedutos.

A eficiência deste tipo de bacias reside no efeito dos blocos de queda que atenuam de forma significativa as ondulações formadas. De referir que este tipo de onda é de difícil amortecimento, pois ao embater em obstáculos pode ser amortecida ou ampliada causando danos em estruturas de jusante como canais de terra e protecções de betão.

O comprimento a dar a este tipo de bacias deve ser igual ao de uma bacia sem acessórios, podendo ser calculado, por exemplo, através da expressão 3.25. Os restantes elementos deveram ser dimensionados de acordo com a Figura 3.19.

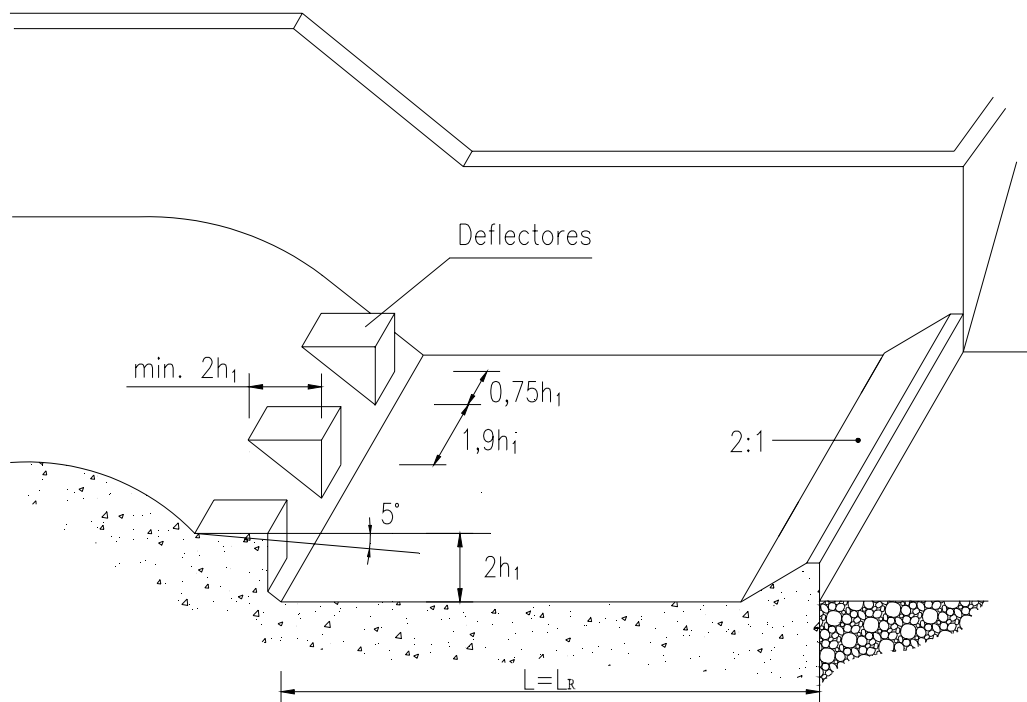


Figura 3.19 – Bacia tipo IV do USBR.

### 3.8.4 – Estruturas de queda

Nas estruturas de queda a dissipação de energia é feita, fundamentalmente, por impacto do jacto no colchão de água existente e sobre a soleira. Na Figura 3.20 representa-se uma estrutura de queda simples, bem como gráficos que permitem calcular as suas dimensões em função das características do regime crítico.

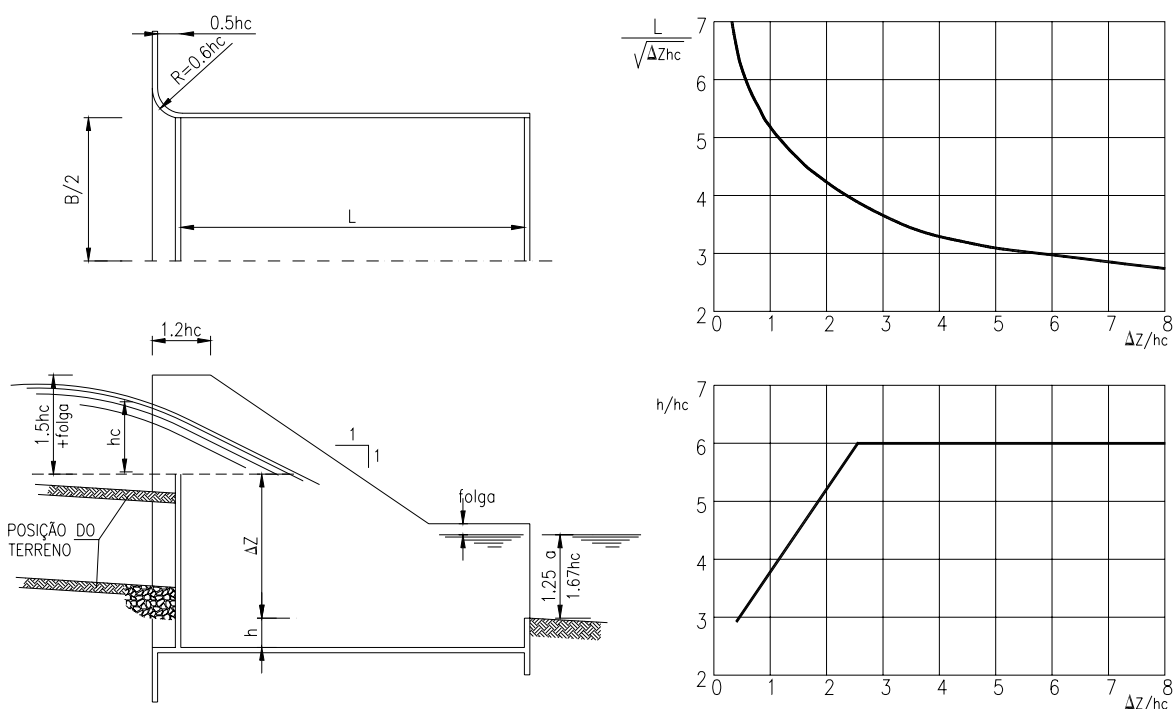


Figura 3.20 – Estrutura de queda simples (adaptado de *U. S. Corps of Engineers, 1991*).

Com o objectivo de reduzir o comprimento deste tipo de bacias foram introduzidos blocos de amortecimento. A geometria deste tipo de estrutura, que se representa na Figura 3.21, é definida com base nos seguintes critérios apresentados pelo **USBR (1977)**:

- comprimento total da bacia  $L = L_d + 2,55h_c$ ;
- altura dos blocos  $a = 0,8h_c$ ;
- largura e espaçamento dos blocos  $= (0,40 + 0,15)h_c$ ;
- altura da soleira terminal  $= 0,40 h_c$ ;
- altura mínima das paredes laterais  $= h_2 + 0,85 h_c \geq 3 h_c$ .

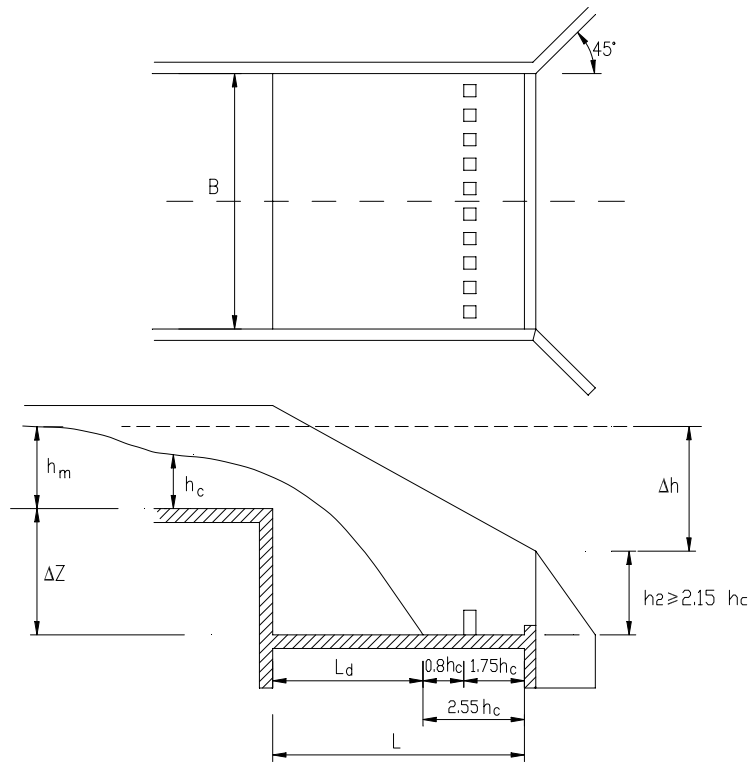


Figura 3.21 – Estrutura de queda com blocos de amortecimento (adaptado de **USBR, 1977**).

O valor do comprimento  $L_d$  é definido com base no gráfico apresentado na Figura 3.22, em que  $N$  é um parâmetro adimensional, designado por *número de queda*, calculado por:

$$N = \frac{q^2}{g \times \Delta z^3} \quad (3.28)$$

em que  $\Delta z$  é a queda e  $q$  é o caudal por unidade de largura.

Os blocos, paralelepípedicos, deverão ocupar uma largura de cerca de 50% a 60% da largura da bacia.

Para garantir a fixação do escoamento macroturbulento no interior da bacia, o nível de jusante deve ser igual ou superior ao da segunda altura conjugada. O valor da segunda altura conjugada pode ser obtido com base na seguinte expressão

$$\left(\frac{h_2}{h_c}\right)^2 + \frac{2h_c}{h_2} = 2,777 \left(\Delta z + h_m + \frac{V_m}{2g}\right) \quad (3.29)$$

em que  $h_m$  e  $V_m$  representam, respectivamente, a altura de água e a velocidade a montante da bacia.

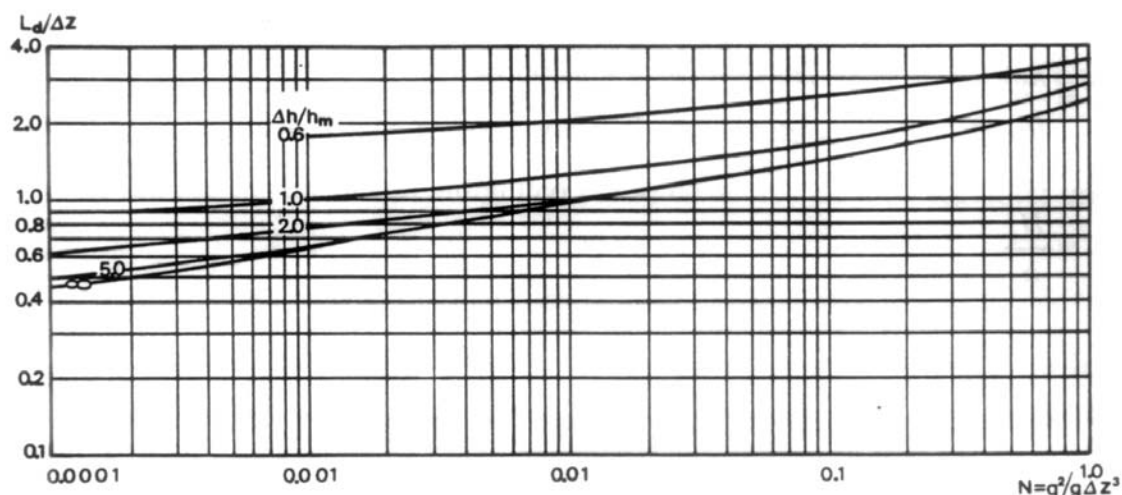


Figura 3.22 – Valores de  $L_d / \Delta z$  (extraído de **Ramos, 1996**).

Caso o canal a montante seja erodível, é necessário verificar a sua estabilidade na zona próxima da estrutura de queda. **Ramos (1996)** refere que se for adoptada uma protecção com enrocamento, a sua extensão deverá ser pelo menos igual a duas vezes o valor da energia específica do escoamento em regime uniforme.

Independentemente da estrutura de queda que se adopte, deve ser assegurada a entrada de ar para a cavidade sob a face inferior da veia líquida, por forma a se evitar a formação de depressões e consequentemente instabilidades da veia líquida.

### 3.8.5 – Bacias de dissipação por impacto

As bacias de dissipação de energia por impacto são estruturas compactas, em que a energia do escoamento é essencialmente dissipada por impacto dum jacto contra uma parede vertical e a restante por acção dos turbilhões que se formam após o impacto no interior da estrutura. De uma forma geral, o elemento de impacto é uma laje de betão em forma de L invertido.

De entre este tipo de bacias, as mais frequentes são as desenvolvidas pelo USBR, (**Peterka, 1964**). São também utilizáveis a jusante de condutas em pressão de secções circulares, ou aproximadamente quadradas.

O dimensionamento hidráulico de bacias de impacto com blocos é feito tendo por base a Figura 3.23. A velocidade de entrada não deve exceder 9 m/s, podendo o diâmetro da conduta atingir 1,80 m. De referir que este tipo de estrutura não necessita de enrocamento de protecção a jusante.

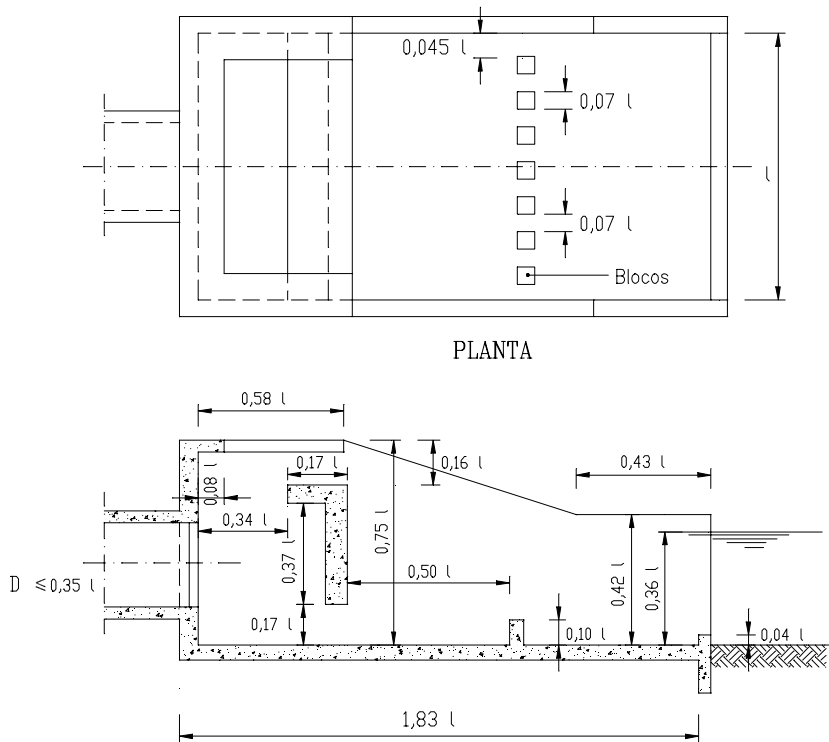


Figura 3.23 – Bacia de dissipação por impacto (adaptado de **Smith e Korolischuk, 1973**).

Embora não apresentem exigências de nível a jusante, o seu funcionamento melhora com uma pequena altura de água acima do bordo da caixa. O nível de jusante não deve exceder o da face inferior da laje horizontal do elemento de impacto, para que o escoamento não galgue esse elemento.

Este tipo de estrutura também pode ser utilizado sem os blocos de amortecimento, desde que se coloque um enrocamento de protecção a jusante com comprimento igual à largura da bacia, de acordo com a Figura 3.24. O diâmetro do material de enrocamento,  $D_{50}$ , a jusante destas bacias de dissipação pode ser determinado através do Quadro 3.16, ou utilizando a expressão proposta por **Samora (1993)**

$$D_{50} = \frac{U^2}{2,5g} \quad (3.19)$$

em que  $D_{50}$  (m) é o diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica e  $U$  é a velocidade média do escoamento à saída do aqueduto (m/s).

Quadro 3.16 – Diâmetro do enrocamento de protecção em bacias de dissipação por impacto sem blocos (adaptado de **Lencastre, 1991**).

Diâmetro da conduta, $D$ (m)	Diâmetro do enrocamento, $D_{50}$ (m)
0,45	0,10
0,60	0,18
0,75	0,20
0,90	0,23
1,05	0,24
1,20	0,26
1,35	0,30
1,50	0,33
1,80	0,35

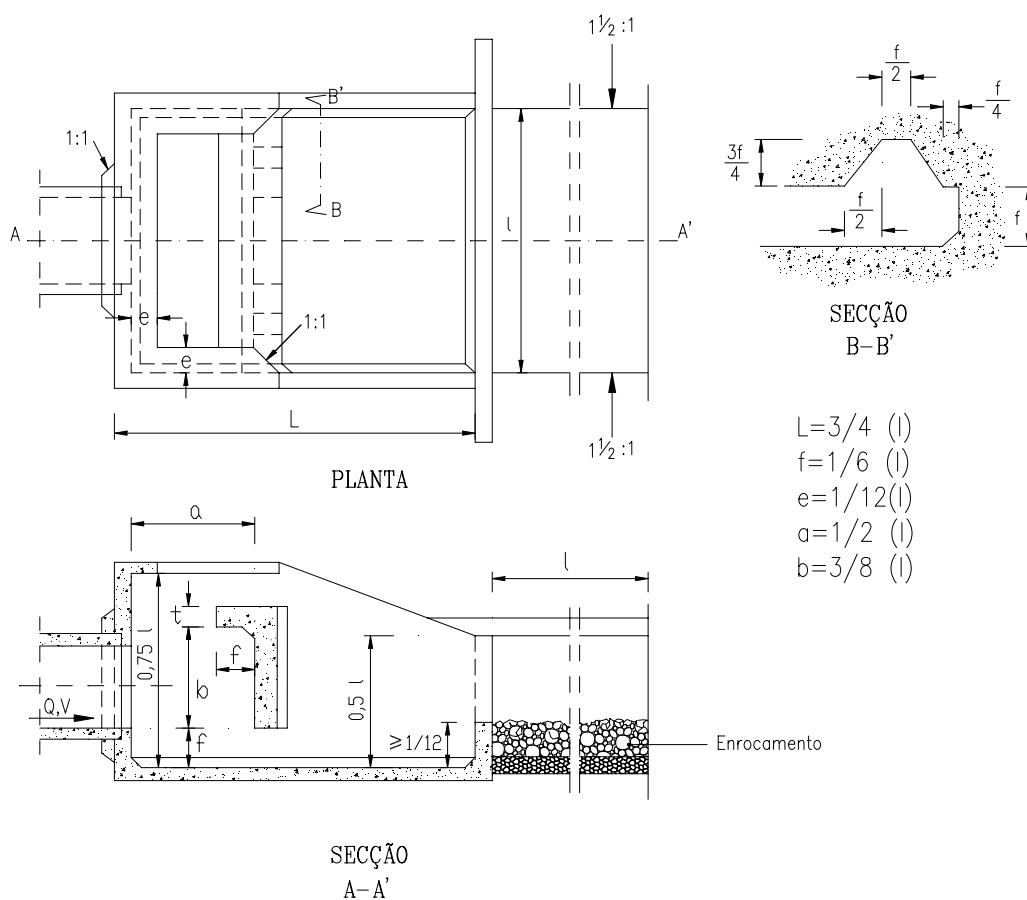


Figura 3.24 – Bacia de dissipação por impacto sem blocos (extraído de **Beichley, 1971 in Lencastre, 1991**).

A largura mínima destas bacias pode ser calculada pela expressão citada por **Debo e Reese (1995)**

$$\frac{\ell_{min}}{D} = 2,88 Fr_1^{0,566} \quad (3.30)$$

sendo:

- $\ell_{min}$  - largura mínima da bacia de dissipação por impacto;
- $Fr_1$  - número de Froude na secção de montante do ressalto;
- D - diâmetro ou altura do aqueduto.

**Fletcher e Grace (1972)** propõem a seguinte expressão alternativa:

$$\frac{\ell_{min}}{D} = 1,60 \left( \frac{Q_d}{D^{5/2}} \right)^{0,55} \quad (3.31)$$

### 3.8.6 – Estruturas de dissipação de energia com gabiões

No que se refere a obras hidráulicas fluviais, as estruturas de dissipação de energia com gabiões têm sido bastante utilizadas no controlo da dissipação à saída de colectores, na protecção e controlo das erosões em canais e em pequenas obras transversais de correcção fluvial. As estruturas de queda, referidas na alínea 3.8.4, podem ser executadas com este material.

A aplicação de gabiões a jusante de condutas está condicionada aos valores da velocidade à saída. **Ramos (1996)** sugere que, para velocidades superiores a 4,5 m/s, se adoptem bacias de dissipação revestidas com betão. No Quadro 3.17 apresentam-se indicações relativas à utilização de gabiões como estruturas de dissipação de energia.

Quadro 3.17 – Utilização de estruturas de gabiões na dissipação de energia (adaptado de **Ramos, 1996**).

Velocidade à saída da conduta (m/s)	Comprimento de protecção (m)	Espessura dos gabiões (m)
2,1 a 3,0	3,0	0,30
3,0 a 4,5	4,0 a 7,0	0,45

**Agostini et al (1988)** propõem as que as estruturas de dissipação com gabiões apresentem as características indicadas no Quadro 3.18.

Quadro 3.18 – Espessuras dos gabiões em função da velocidade do escoamento (adaptado de **Agostini et al, 1988**).

Espessura dos gabiões (m)	Pedra de enchimento		Velocidade crítica do escoamento (m/s)	Velocidade máxima de escoamento (m/s)
	Calibre (mm)	$D_{50}$ (m)		
0,15 – 0,17	70 - 100	0,085	3,5	4,2
	70 - 150	0,110	4,2	4,5
0,23 – 0,25	70 - 100	0,085	3,6	5,5
	70 - 150	0,120	4,5	6,1
0,30	70 - 120	0,100	4,2	5,5
	100 - 150	0,125	5,0	6,4
0,50	100 - 200	0,150	5,8	7,6
	120 - 250	0,190	6,4	8,0

### 3.8.7 – Canais com soleira em degraus

#### 3.8.7.1 – Considerações prévias

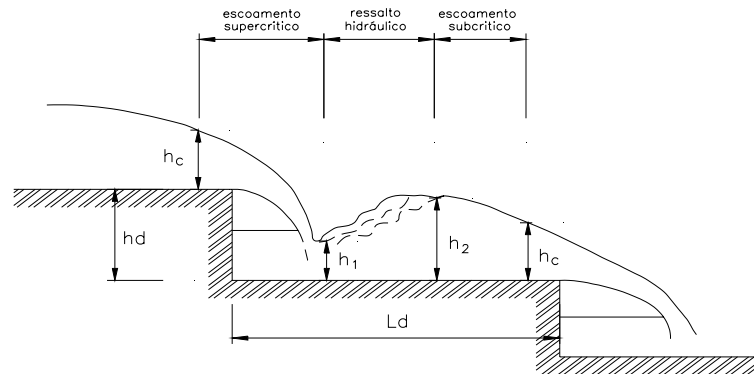
Os canais com soleira em degraus podem ser construídos em betão ou em gabiões, existindo ainda a possibilidade de serem escavados em rocha, caso a qualidade desta assim o permita. O escoamento que ocorre sobre uma soleira em degraus pode processar-se segundo dois tipos:

- quedas sucessivas (*nappe flow*);
- deslizante sobre turbilhões (*skimming flow*).

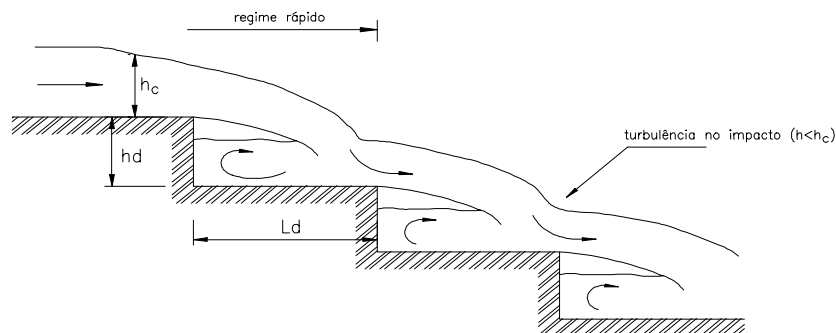
#### 3.8.7.2 – Escoamento em quedas sucessivas

**Matos e Quintela (1997)** referem que o escoamento em quedas sucessivas pode ser subdividido em três subtipos diferentes, representados na Figura 3.25:

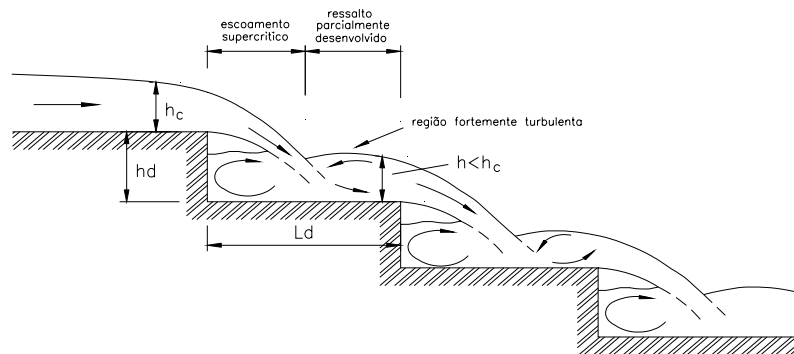
- escoamento em quedas sucessivas com formação do ressalto hidráulico na soleira do degrau (Figura 3.25a);
- escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto na soleira do degrau (Figura 3.25b);
- escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau (Figura 3.25c).



a) Escoamento em quedas sucessivas com ocorrência de ressalto hidráulico na soleira do degrau.



b) Escoamento em quedas sucessivas com impacto parcial do jacto na soleira do degrau.



c) Escoamento em quedas sucessivas com impacto total do jacto na soleira do degrau.

Figura 3.25 – Escoamento em quedas sucessivas (*nappe flow*).

No primeiro subtipo, o escoamento atinge o regime crítico na secção de jusante de cada degrau, exceptuando o último degrau da estrutura. Nos dois últimos subtipos definidos, o escoamento ocorre sempre em regime rápido a partir do primeiro degrau.

**Chanson (1994)** refere que o escoamento em quedas sucessivas com formação do ressalto hidráulico ocorre quando se verifica a expressão

$$\frac{h_c}{h_d} \leq 0,0916 \times \left( \frac{h_d}{\ell_d} \right)^{-1,276} \quad (3.32)$$

sendo:

- $h_d$  - altura dos degraus (m);
- $\ell_d$  - comprimento dos degraus (m);
- $h_c$  - altura crítica do escoamento (m).

que foi obtida para degraus cuja geometria verificava a seguinte condição  $0,2 \leq h_d/\ell_d \leq 6,0$

Na situação de escoamento em quedas sucessivas, a dissipação de energia pode calcular-se pela expressão proposta por **Chamani e Rajaratnam (1994)**

$$\frac{H_0 - \Delta H}{H_0} = \frac{(1 - \beta)^N \left[ \left( \frac{h_d}{h_c} \right) + 1,5 \right] + \left( \frac{h_d}{h_c} \right) \sum_{i=1}^{N-1} (1 - \beta)^i}{\frac{N \times h_d}{h_c} + 1,5} \quad (3.33)$$

$$\beta = \left[ 0,30 - 0,35 \left( \frac{h_d}{\ell_d} \right) \right] - \left[ 0,54 - 0,27 \left( \frac{h_d}{\ell_d} \right) \right] \log \left( \frac{h_c}{h_d} \right) \quad (3.33a)$$

sendo:

- $H_0$  - energia específica correspondente ao escoamento potencial no pé do degrau inferior ( $H_0 = N \times h_d + \frac{3}{2} h_c$ );
- $\Delta H$  - perda de carga total sobre os degraus;
- $N$  - número total de degraus;
- $h_d$  - altura dos degraus;
- $\ell_d$  - comprimento dos degraus;
- $\beta$  - perda de carga por degrau, adimensionalizada pela carga hidráulica do escoamento imediatamente a montante do degrau.

### 3.8.7.3 – escoamento deslizante sobre turbilhões

No escoamento deslizante sobre turbilhões (Figura 3.26), a água escoar-se pela face da soleira em degraus como uma massa coerente, sobre os quais parte da lâmina líquida fica presa formando vórtices de recirculação. Os vórtices de recirculação, responsáveis pela perda de carga, são mantidos pela transmissão de tensões tangenciais da água que se escoar sobre os degraus.

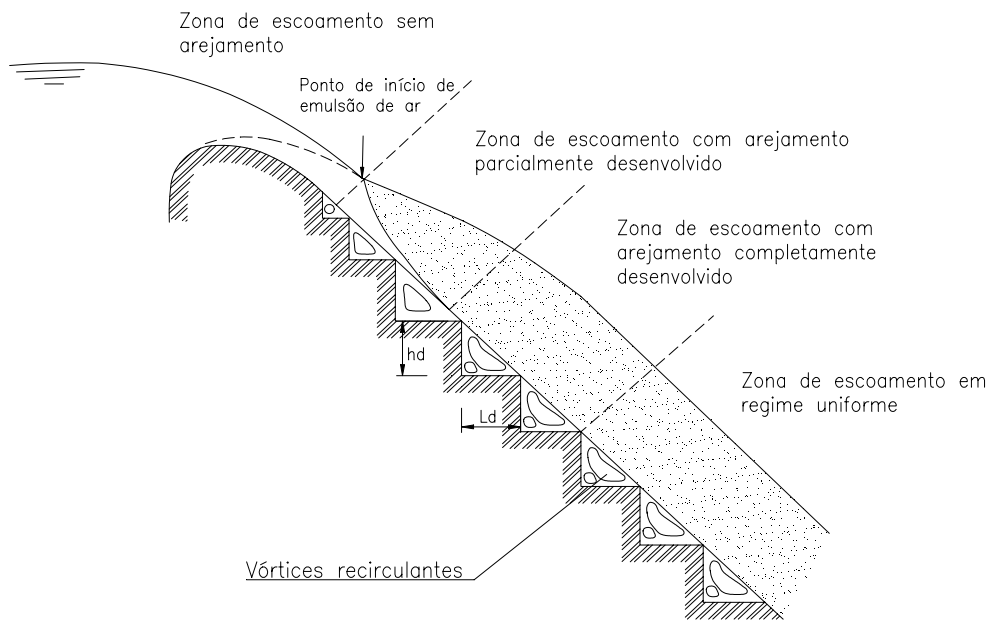


Figura 3.26 – Escoamento deslizante sobre turbilhões (*Skimming flow*).

No escoamento deslizante sobre turbilhões os degraus actuam como macrorugosidades. Considerando que se atinge o regime uniforme antes de chegar ao último degrau da estrutura, **Chanson (1994a)** propõe a seguinte expressão para calcular a perda de carga total

$$\frac{\Delta H}{H_0} = 1 - \frac{\left(\frac{\psi}{8 \sin \theta}\right)^{1/3} \times \cos \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{\psi}{8 \sin \theta}\right)^{-2/3}}{\frac{3}{2} + \frac{N \times h_d}{h_c}} \quad (3.34)$$

em que  $\psi$  é o factor de resistência do escoamento e  $\theta = \arctg \frac{h_d}{\ell_d}$ . Segundo **Chanson (1994a)**, com base em resultados experimentais, o valor de  $\psi$  varia entre 0,5 e 4,0, com um valor médio de 1,3.

### 3.8.8 – Estruturas com macrorugosidades

#### 3.8.8.1 – Rampas com blocos

As rampas de blocos são fundamentalmente utilizadas em canais com inclinação  $1V/2H$  ou inferior. Apesar de serem utilizadas, com frequência, em diversos sistemas de drenagem, a sua utilização deve-se limitar a pequenos caudais por unidade de largura, e a regiões onde não se forme gelo, nem se preveja material flutuante com dimensões significativas. A limitação do caudal máximo admissível resulta da possibilidade de ocorrência de cavitação nos blocos.

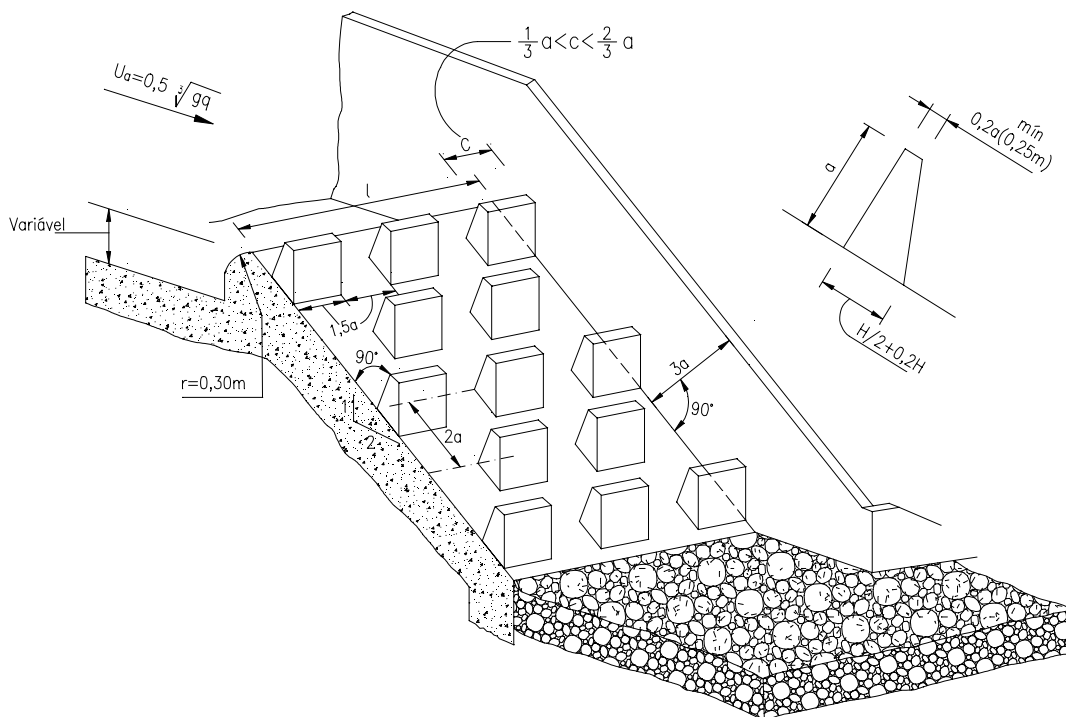


Figura 3.27 – Rampa com blocos (adaptado de **Peterka, 1964**).

O dimensionamento hidráulico de uma estrutura de dissipação por rampa com blocos pode fazer-se de acordo com a representação esquemática da Figura 3.27, tendo em consideração os seguintes critérios:

- o caudal descarregado por unidade de largura,  $q$ , em funcionamento normal, não deve exceder  $5,6 \text{ m}^2/\text{s}$ , verificando-se condições menos severas na base da rampa para  $3,3 \text{ m}^2/\text{s}$  e um escoamento relativamente tranquilo para  $1,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ ;
- a altura dos blocos deve ser igual a 80% da altura crítica;
- a velocidade de aproximação,  $U_a$ , deve ser inferior a  $0,5 \sqrt[3]{g q}$

A partir da quarta fila de blocos o escoamento passa a apresentar características constantes devendo, portanto, ser este o número mínimo de filas a adoptar no dimensionamento.

### 3.8.8.2 – Rampas com travessas

A utilização das rampas com travessas deve também limitar-se a regiões onde não se forme gelo, nem se preveja material flutuante com dimensões significativas, nem material sólido que colmate as travessas. **Morris (1968)** refere que os elementos transversais, conhecidos por travessas, devem ser dimensionados de forma a que resulte um escoamento com ressaltos sucessivos (*tumbling flow*).

O escoamento com ressaltos sucessivos, representado na Figura 3.28, é caracterizado pelo desenvolvimento, entre duas travessas consecutivas, de um escoamento rápido, de um ressalto hidráulico e de um escoamento lento.

Segundo **Morris (1968)**, as características geométricas e cinemáticas de uma rampa com travessas devem atender aos seguintes critérios:

- o espaçamento das travessas deve ser igual a 10 vezes a sua altura,  $a$ , apesar de se poderem utilizar valores compreendidos entre 7,5 e 12,5;
- a altura das travessas é calculada por

$$a = \frac{1}{(3 - 3,7S_0)^{2/3}} h_c \quad (3.35)$$

em que  $h_c$  é a altura crítica do escoamento e  $S_0$  o declive do canal;

- a altura de água sobre as travessas,  $h_a$ , é

$$h_a = 0,52 q^{2/3} \quad (3.36)$$

em que  $q$  é o caudal por unidade de largura;

- a velocidade média de aproximação,  $U_a$ , é

$$U_a = \frac{q}{a + h_a} \quad (3.37)$$

em que  $a$  é a largura e altura da travessa.

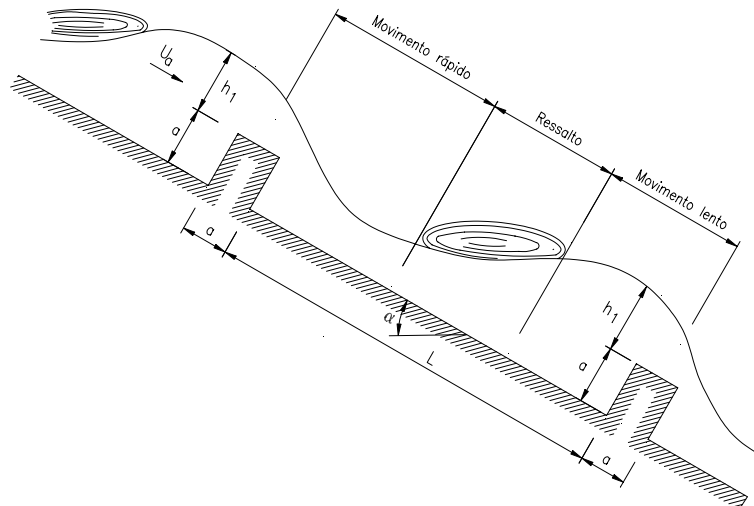


Figura 3.28 – Escoamento com ressalto sucessivos (*tumbling flow*).

Os elementos transversais devem ser dimensionados para resistirem à acção hidrodinâmica do escoamento, cujo valor por unidade de largura é

$$\frac{F_D}{b} = \frac{1}{2} \rho C_D a U_a^2 \quad (3.38)$$

em que  $\rho$  é a massa volúmica da água e  $C_D$  é o coeficiente de arrastamento.

O valor do coeficiente de arrastamento de travessas espaçadas de pelo menos  $7,5a$  pode ser calculado pela seguinte expressão

$$C_D = 1,33 \left[ \left( \frac{a}{h_1} \right)^3 + 4 \left( \frac{a}{h_1} \right)^2 + 2,2 \left( \frac{a}{h_1} \right) + 0,6 \right] \quad (3.39)$$

### 3.9 – ESTRUTURAS DE ENTRADA E DE SAÍDA

As estruturas de entrada e de saída em aquedutos, vulgarmente conhecidas por bocas de entrada e de saída, têm como funções:

- estruturas de entrada
  - reduzir a perda de carga à entrada;
  - evitar ou reduzir a formação de zonas de separação;
  - proteger, contra a erosão, a zona imediatamente a montante do aqueduto;
- estruturas de saída
  - assegurar a transição para a linha de água;

- proteger, contra a erosão, a zona imediatamente a jusante do aqueduto.

Na Figura 3.29 apresentam-se os tipos de estrutura de entrada recomendadas pelo **U. S. Corps of Engineers (1991)**:

- estrutura com muro de testa;
- estrutura em L;
- estrutura em U;
- estrutura com muros de ala;
- estrutura com muros de ala não alinhados com o eixo da linha de água.

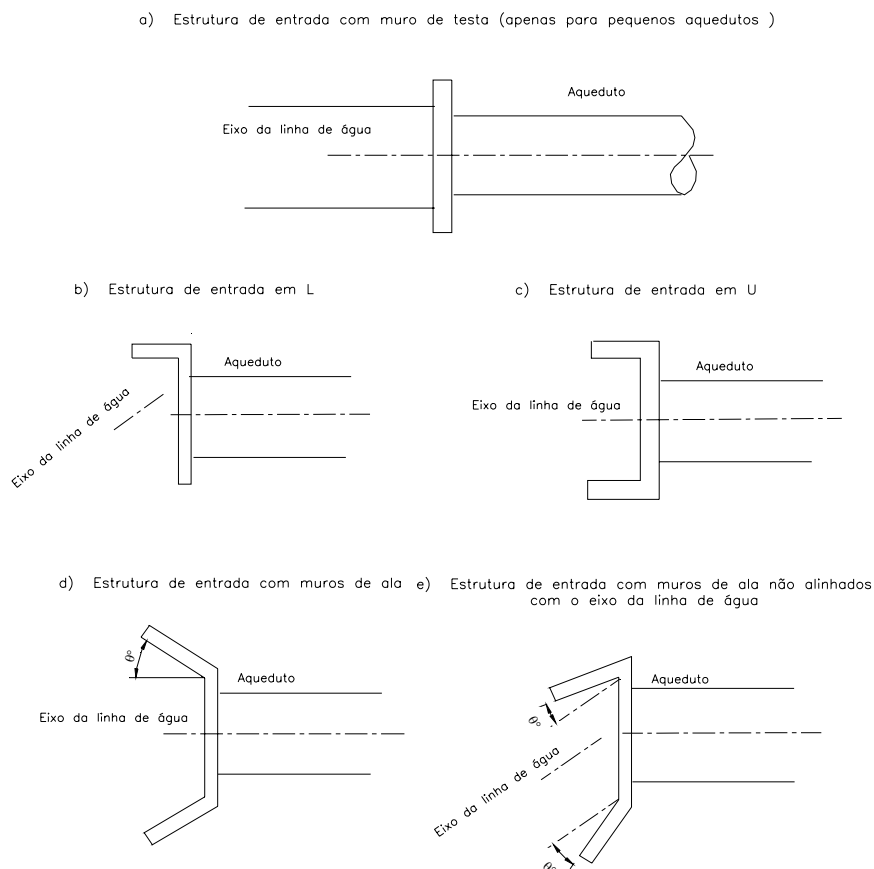


Figura 3.29 –Estruturas de entrada recomendadas por **U. S. Corps of Engineers (1991)**.

As estruturas de entrada apenas com muro de testa (Figura 3.29a) são utilizadas em aquedutos de pequeno diâmetro e para baixas velocidades de aproximação. As estruturas de entrada em L (Figura 3.29b) são utilizadas quando existe, à entrada do aqueduto, uma significativa mudança de direção do escoamento. As estruturas de entrada com muros de

ala são recomendadas para elevadas velocidades de aproximação e o ângulo  $\theta$  (Figura 3.29) é definido por (Novak *et al*, 1996)

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2 F_r}\right) \quad (3.40)$$

Quando o tipo de escoamento através de aquedutos implicar a submersão da estrutura de entrada, para aumentar a sua capacidade de vazão, é recomendado que os bordos da estrutura sejam arredondados ou em bisel. No caso particular de aquedutos de secção rectangular, Novak *et al* (1996) recomendam que os bordos da estrutura de entrada sejam dimensionados de acordo com as indicações da Figura 3.30.

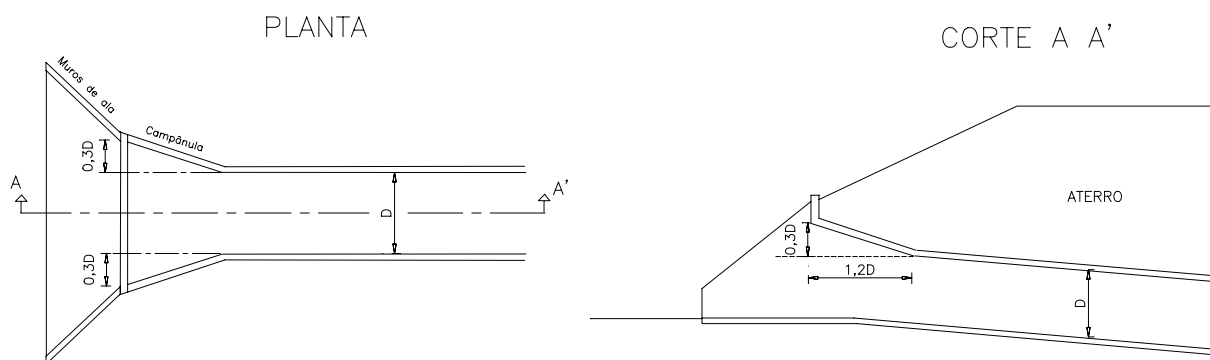


Figura 3.30 – Aqueduto rectangular com estrutura de entrada com transição em campânula (adaptado de Novak *et al*, 1996).

As estruturas de saída têm como principal função evitar fenómenos erosivos a jusante do aqueduto, nomeadamente no leito e paredes laterais do canal de jusante ou linha de água. As estruturas de saída normalmente utilizadas são as bocas com muros de ala.

As estruturas de entrada e saída normalmente utilizadas em projectos da BRISA e da JAE são:

- estruturas de entrada ou saída com muros de ala, utilizadas na base de aterros quando o corpo da passagem hidráulica intersecta taludes de aterro na sua base (Figura C11 do Anexo C);
- estruturas de saída com muros de ala em taludes de aterro, utilizadas quando o corpo da passagem hidráulica intersecta o talude de aterro e faz a ligação a uma descida em talude;

- estruturas de entrada em recipiente (Figura C12 do Anexo C), quando o corpo do aqueduto intersecta taludes em escavação ou a cota de soleira da entrada é inferior à cota do terreno natural.

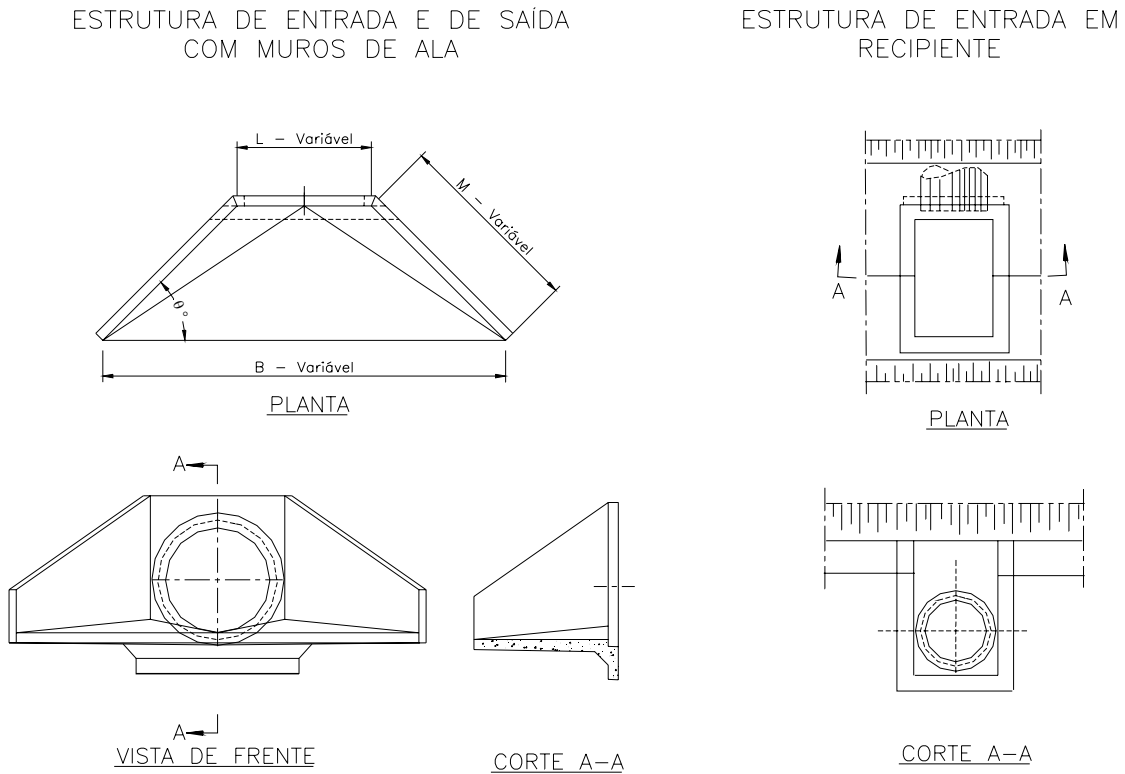


Figura 3.31 – Estruturas de entrada e saída mais utilizada em vias de comunicação pela BRISA e pela JAE (Figuras C11 e C12 do Anexo C).

### 3.10 – ESTRUTURAS DE TRANSIÇÃO

Em passagens hidráulicas é, por vezes, necessário recorrer a transições entre canais e condutas, ou vice-versa, para manutenção de boas condições de escoamento a montante e a jusante da obra. Os tipos mais comuns de transições entre canais de secção trapezoidal e rectangular são as transições em geratriz cilíndrica, em cunha e em curva, representadas na Figura 3.32. As duas primeiras são adequadas para escoamentos com  $F_r \leq 0,5$ . A transição em cunha é recomendável para escoamentos com  $0,5 < F_r < 0,9$  (Wilken, 1978).

Para estruturas de pequenas dimensões é recomendável, sob o ponto de vista construtivo, transições em geratriz cilíndrica, muitas vezes também designadas por transições em

quadrante de círculo. Em estruturas maiores recomenda-se a transição em cunha (**Wilken, 1978**).

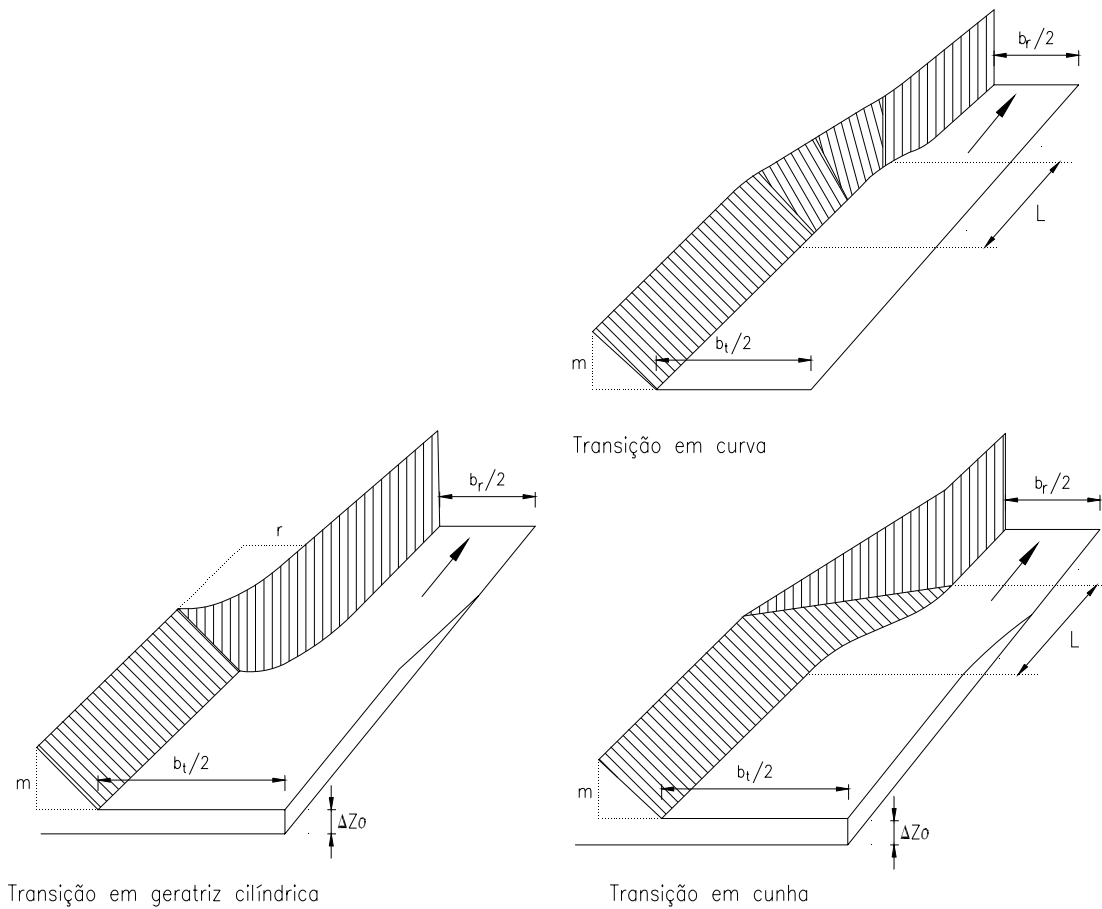


Figura 3.32 – Tipos de transições em canais.

Os valores dos coeficientes de perda de carga na contracção,  $C_c$ , e na expansão,  $C_e$ , para os três tipos de transições, são definidos no Quadro 3.19.

Quadro 3.19 – Coeficientes de contracção e expansão em transições (**U. S. Corps of Engineers, 1970**).

Tipo de transição	$C_c$	$C_e$
Geratriz cilíndrica	0,25	0,25
Em curva	0,30	0,50
Em cunha	0,10	0,20

Quando o escoamento se processa em regime rápido, as transições dão origem à formação de ondas transversais oblíquas, que podem apresentar inconvenientes devido à distribuição

irregular das velocidades e ao aumento das alturas de escoamento junto às paredes do canal.

Para atenuar os referidos inconvenientes devem adoptar-se transições rectilíneas em cunha, em que a variação angular das paredes laterais é função da velocidade média do escoamento, como se indica no Quadro 3.20, aplicável tanto para paredes convergentes, como divergentes.

Quadro 3.20 – Transições em cunha. Critérios de dimensionamento (adaptado de **U. S. Corps of Engineers, 1970**).

Velocidade média (m/s)	Variação angular (transversal/longitudinal)
3,0 – 4,5	1 : 10
4,5 – 9,0	1 : 15
9,0 – 12,0	1 : 20

**Wilken (1978)** refere os seguintes passos para o cálculo das transições:

- determina-se a diferença entre as alturas cinéticas,  $\Delta h_v$ , nos dois canais, sendo conhecida a cota do nível da água no extremo de montante da transição;
- fixa-se o comprimento da transição de tal modo que uma linha recta unindo os pontos extremos forme um ângulo de  $12^\circ 30'$ , aproximadamente, com o eixo da estrutura;
- no cálculo da perda de carga total, estima-se perda de carga localizada em 10% da diferença de alturas cinéticas, em estreitamentos, e em 20% em alargamentos. Em geral a perda de carga contínua ao longo da transição é desprezada.

**PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO**



#### **4.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS E OBJECTIVOS**

Com o objectivo de proceder ao dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores para águas pluviais e, simultaneamente, obter soluções economicamente vantajosas, desenvolveu-se um programa de cálculo automático, tendo por base os procedimentos de cálculo que, em função da análise bibliográfica efectuada, se julgam mais adequados a utilizar em projecto.

O dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas inclui numerosos processos iterativos, envolvendo cálculos morosos se não se recorrer ao cálculo automático. Deste modo, a simulação computacional constitui um procedimento aconselhável na análise do comportamento de passagens hidráulicas existentes e no dimensionamento de novas obras.

Neste capítulo, para além da descrição do programa de cálculo automático e das diversas rotinas que o compõem, descrevem-se também as formulações de base dos modelos hidrológico, hidráulico e técnico-económico, bem como os métodos de cálculo que não tenham sido desenvolvidos em capítulos anteriores.

Os critérios de dimensionamento hidrológico utilizados encontram-se descritos no Capítulo 2. No que diz respeito ao dimensionamento hidráulico, desenvolveu-se um modelo de cálculo baseado na integração da equação diferencial das curvas de regolfo.

O programa de cálculo automático permite também estimar o custo total de um atravessamento de uma linha de água, incluindo o aqueduto propriamente dito, os órgãos complementares e os trabalhos necessários à sua execução. O estudo técnico-económico que o programa efectua baseia-se em custos unitários de mão-de-obra, materiais e equipamento, tendo também em consideração os preços unitários em empreitadas de drenagem transversal executadas para a BRISA e para a JAE.

## 4.2 – DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO PROGRAMA HIDROPAS

Ao programa de cálculo automático desenvolvido atribuiu-se a designação de HIDROPAS (Dimensionamento **HIDRO**lógico e Hidráulico de **PAS**sagens Hidráulicas). A linguagem de programação utilizada para desenvolvimento do programa foi o FORTRAN 77.

O programa HIDROPAS compreende três módulos ou sub-programas principais, correspondentes ao dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico. Cada um dos módulos é constituído por vários sub-programas, a que mais à frente se fará referência.

Na Figura 4.1 apresenta-se o fluxograma sumário do programa HIDROPAS, incluindo os três módulos ou sub-programas que o constituem.

O programa HIDROPAS pode ser utilizado para estudos hidrológicos de pequenas e médias bacias hidrográficas, rurais ou urbanas, ou para o dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas.

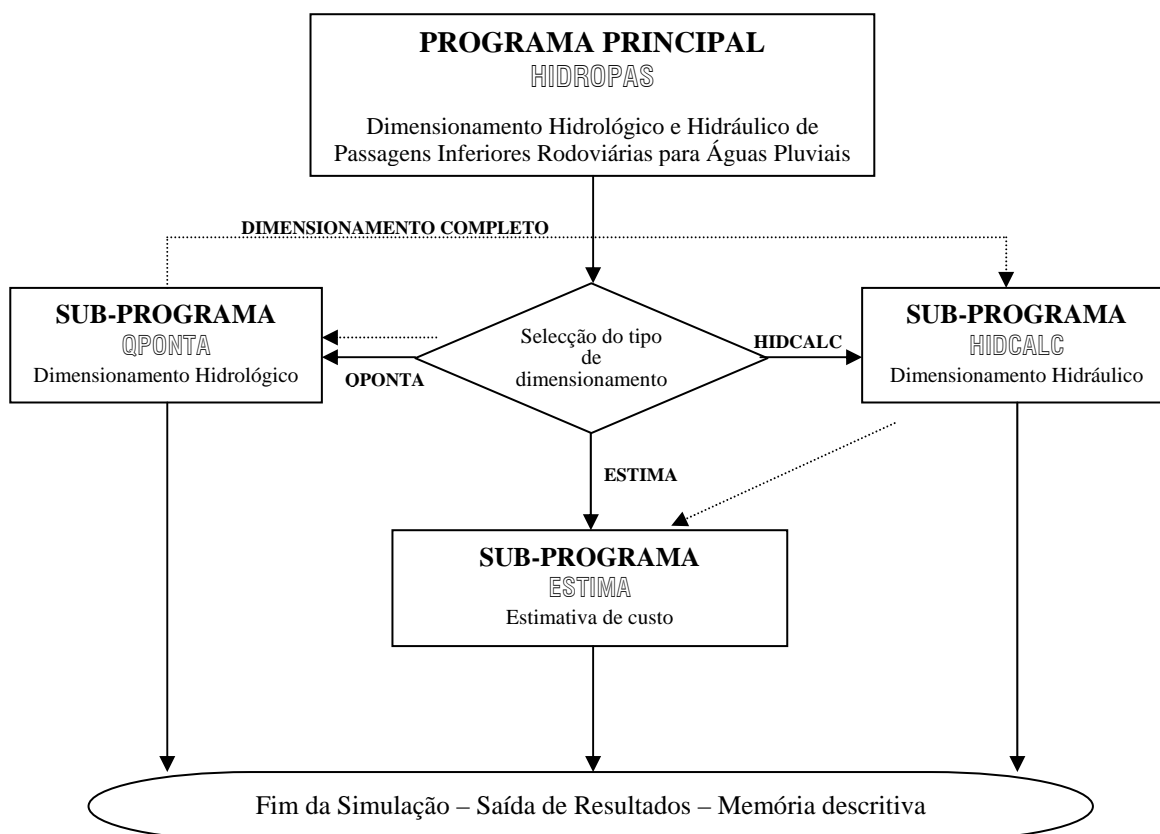


Figura 4.1 – Programa de cálculo automático *HIDROPAS*. Fluxograma sumário.

As saídas de resultados incluem um ficheiro com os principais resultados referentes ao dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico, e um outro com uma memória descritiva pormenorizada do dimensionamento de cada passagem hidráulica, tendo em vista a sua inclusão na memória descritiva do projecto. No Anexo D apresenta-se como exemplo uma memória descritiva de uma passagem hidráulica de secção circular.

O programa requer os seguintes dados de entrada:

- dimensionamento hidrológico
  - área da bacia hidrográfica ( $A_b$ );
  - comprimento da linha de água principal ( $L_b$ );
  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal ( $\Delta h$ );
  - número de escoamento de acordo com as especificações do SCS ( $CN$ );
  - coeficiente de escoamento a utilizar na fórmula racional ( $C$ );
  - região pluviométrica onde se localiza a bacia hidrográfica ( região A,B ou C);
  - período de retorno, caso não se opte por um estudo comparativo ( $T$ );

- tempo de concentração da bacia, caso o utilizador opte por uma análise comparativa entre as diferentes metodologias para o calcular ( $t_c$ );
- dimensionamento hidráulico
  - altura máxima de água admissível a montante da passagem hidráulica ( $H_{w_{max}}$ );
  - coeficiente de perda de carga à entrada do aqueduto ( $k_e$ );
  - tipo de secção do aqueduto (circular ou rectangular);
  - caudal de dimensionamento, se diferente do caudal de ponta de cheia obtido no decurso do dimensionamento hidrológico efectuado ( $Q_d$ );
  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler ( $n$ );
  - comprimento do aqueduto ( $L$ );
  - cotas de soleira das secções de montante e de jusante do aqueduto ( $Z_1$  e  $Z_2$ ), ou declive do aqueduto ( $S_0$ );
  - diâmetro da secção transversal do aqueduto, tendo por base o pré-dimensionamento efectuado pelo programa ( $DIA$ );
  - largura da base do aqueduto, se este for de secção rectangular ( $b$ );
  - altura do aqueduto tendo em consideração o pré-dimensionamento efectuado pelo programa, se a secção for rectangular ( $D$ );
- dimensionamento técnico-económico
  - classe do aqueduto em função da carga de rotura por compressão diametral, de acordo com a NP 879 (Classe I, II, III ou IV);
  - tipo de aqueduto em função das condições de assentamento (Tipo A ou B);
  - volume de escavação para desvio temporário da linha de água ( $V$ );

A saída de resultados do programa, quer no monitor, quer em ficheiro, inclui os resultados dos principais parâmetros relativos ao dimensionamento hidrológico e hidráulico. Entre os vários parâmetros apresentados destacam-se os seguintes:

- tempo de concentração da bacia considerando, um valor mínimo de 5 min;
- intensidade média de precipitação na bacia;
- caudal de ponta de cheia da bacia;
- tipo de escoamento ao longo do aqueduto;
- pré-dimensionamento da secção do aqueduto;
- alturas de água a montante e a jusante do aqueduto;

- cálculo da curva de regolfo ao longo do aqueduto;
- velocidade do escoamento à saída;
- características do tapete de enrocamento a colocar a jusante da estrutura de saída;
- características de uma eventual estrutura de dissipação de energia;
- quantidades dos trabalhos requeridos para a construção da passagem hidráulica;
- estimativa do custo total da passagem hidráulica.

Nas secções seguintes apresentam-se os módulos de determinação do caudal de ponta de cheia (QPONTA), de dimensionamento hidráulico (HIDCALC) e de estimativa de custos de passagens hidráulicas (ESTIMA). Para cada um destes, referem-se os critérios de dimensionamento utilizados.

## **4.3 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO**

### **4.3.1 – Considerações gerais**

O objectivo do módulo QPONTA é a determinação do caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas de pequena dimensão, como em geral acontece com as bacias das passagens hidráulicas. Este módulo, para além de permitir calcular o caudal de ponta de cheia pelo método que o utilizador julgar mais conveniente, permite também efectuar uma análise comparativa entre os valores obtidos com os diferentes métodos implementados no programa.

Os métodos de dimensionamento implementados são os que, de acordo com a análise bibliográfica efectuada, se revelaram mais frequentes em projectos de passagens hidráulicas rodoviárias, bem como outros que se considerou serem adequados para efeitos comparativos, quer na análise de projectos já efectuados, quer a nível de novos estudos a desenvolver.

Na Figura 4.2 apresenta-se um fluxograma sumário do módulo QPONTA. Como se pode verificar, o módulo QPONTA integra dois submódulos referentes à determinação do tempo de concentração e do caudal de ponta de cheia.

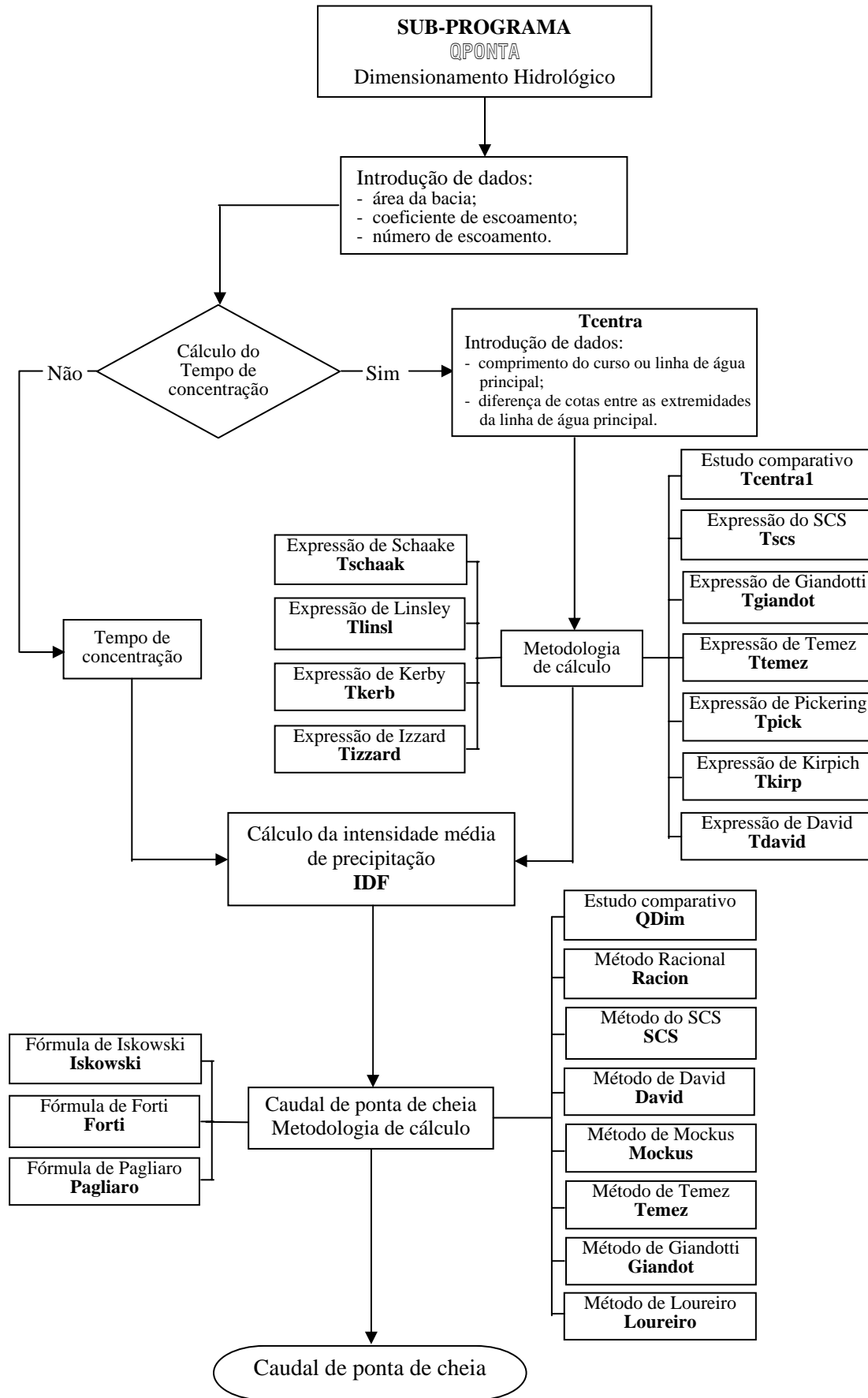


Figura 4.2 – Módulo QPONTA. Fluxograma.

O tempo de concentração da bacia pode ser calculado pela expressão considerada pelo utilizador como a mais adequada às características da bacia, entre as várias programadas, ou então, alternativamente, mediante um estudo comparativo através das expressões mais divulgadas. Neste caso, o valor final a considerar é definido pelo utilizador.

A intensidade média de precipitação é calculada tendo por base as curvas IDF definidas por **Matos e Silva (1986)**. O utilizador deve identificar a região pluviométrica em que a bacia se insere (Figura A2 - Anexo A) e estabelecer o período de retorno de acordo com as considerações da secção 2.5.

O caudal de ponta de cheia pode ser calculado pela metodologia que o utilizador julgue ser a mais adequada, ou, alternativamente, através de um estudo comparativo entre as diversas metodologias propostas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anos.

#### **4.3.2 – Procedimentos utilizados no cálculo do caudal de ponta de cheia**

Nesta alínea pretende-se expor os procedimentos de cálculo a utilizar para quantificar o caudal de ponta de cheia, cujos critérios de dimensionamento já foram apresentados na alínea 2.6.

Como já se referiu, a utilização das fórmulas empíricas para calcular o caudal de ponta de cheia não é muito aconselhável, a não ser que tenham sido deduzidas para regiões equivalentes sob o ponto de vista climático, ou então quando não se dispuser de informações hidrométricas suficientes para utilizar outro método mais adequado. Como estas fórmulas são muito simples, não apresentaremos os respectivos procedimentos de cálculo, pois a sua computação é imediata.

O método estatístico apresentado para calcular o caudal de ponta de cheia é de fácil aplicação mas, no caso particular de passagens hidráulicas não tem grande aplicação pois destina-se a bacias com áreas superiores a 50 km<sup>2</sup>. A sua utilização em bacias mais pequenas traduz-se numa sobreavaliação do caudal de ponta de cheia. Este método encontra-se definido no sub-programa *Loureiro*.

Quanto aos métodos cinemáticos, os mais aconselhados para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias de passagens hidráulicas, são mais completos e com maior dificuldade de aplicação, em particular alguns deles por incluírem processos iterativos, justificando o recurso ao cálculo automático.

Se existirem dados pluviométricos suficientes e as características das bacias assim o justificarem, apesar de não ser habitual nestes tipos de bacias, o projectista poderá recorrer às técnicas dos hidrogramas unitário e unitário sintético para calcular o caudal de ponta de cheia. Se o utilizador recorrer à referida metodologia poderá utilizar o sub-programa *Unitar*, baseado no método da convolução discreta, que procura traduzir os postulados da proporcionalidade e sobreposição pela seguinte expressão matemática

$$Q_t = \sum_{j=1}^t P u_j U_{t-j+1} \quad (4.1)$$

sendo:

- $Q_t$  - caudal correspondente ao escoamento superficial que ocorre durante o t-ésimo intervalo de tempo após o início da chuvada útil;
- $P u_j$  - precipitação útil que ocorre durante o j-ésimo intervalo;
- $U_{t-j+1}$  - ordenada do hidrograma unitário correspondente ao intervalo t-j+1.

Seguidamente, faz-se referência aos procedimentos de cálculo e respectivos fluxogramas para os métodos de Giandotti, Racional, David, SCS, Mockus e Temez.

#### a) Fórmula de Giandotti

A fórmula de Giandotti para calcular o caudal de ponta de cheia, definida no sub-programa *Giandotti*, é normalmente utilizada em bacias com áreas superiores a 300 km<sup>2</sup>. A sua consideração no sub-programa QPONTA julgou-se ser conveniente por ser uma fórmula muito conhecida e por outro lado para pequenas bacias sobreavaliar o caudal de ponta de cheia.

De referir que o tempo de concentração a utilizar deve ser calculado pela expressão de Giandotti, pois esta expressão sobreavalia o tempo de concentração e assim diminui a sobreavaliação do caudal de ponta de cheia em pequenas bacias.

Na figura 4.3a) apresenta-se o fluxograma correspondente ao método de Giandotti para calcular o caudal de ponta de cheia.

**b) Fórmula racional**

A fórmula racional é muito utilizada na quantificação do caudal de ponta de cheia de bacias hidrográficas com áreas inferiores a 25 km<sup>2</sup>, devido à sua fácil aplicação e atender ao mesmo tempo a todas as situações de ocupação do solo com bastante rigor, quando comparada e testada com alguns métodos mais recentes.

Como o coeficiente de escoamento é a variável menos precisa do método, e cuja escolha condicionará consideravelmente o valor do caudal de ponta de cheia, a sua quantificação deve ter em conta os efeitos integrados de factores como a intensidade de precipitação, o período de retorno, o declive da bacia, a tipologia de ocupação e a infiltração, entre outros.

O caudal de ponta de cheia pode ser calculado pela Eq. 2.29 de acordo com o procedimento exposto na Figura 4.4b) depois de calculada a intensidade média de precipitação através do sub-programa *IDF*.

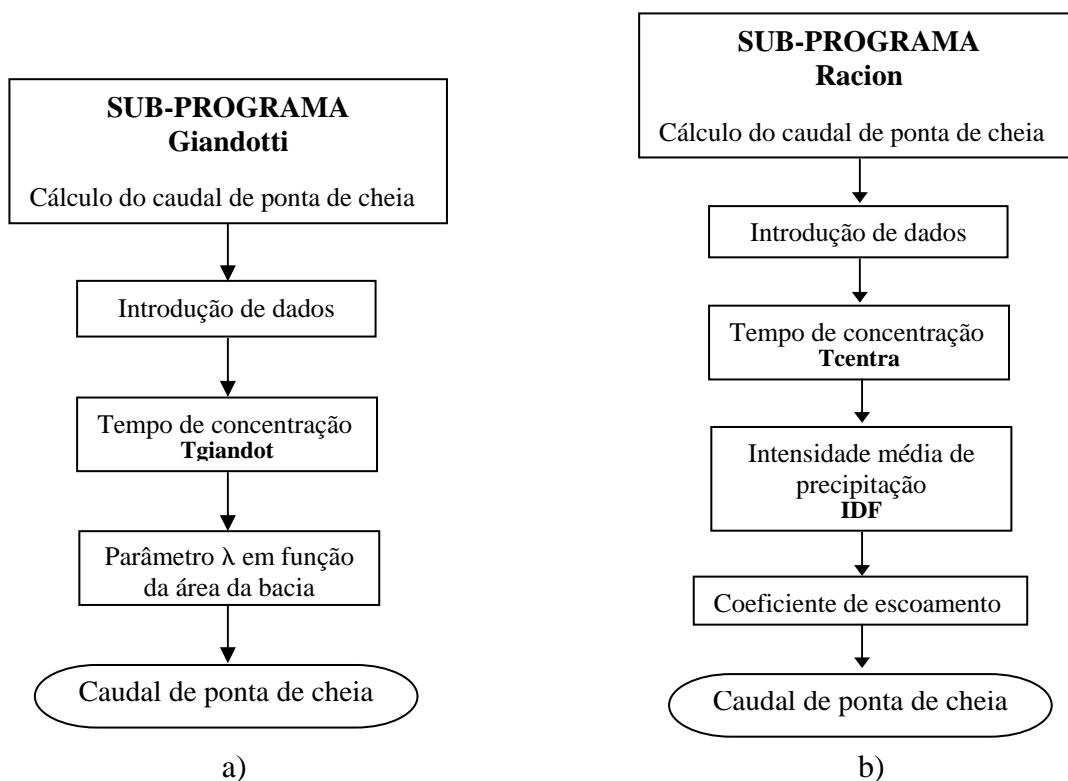


Figura 4.3 – Sub-programas para o cálculo de ponta de cheia utilizando a fórmula de Giandotti e a fórmula racional. Fluxogramas sumários.

c) Método de David

O método proposto por **David (1976)** é um método bastante fiável para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas com áreas inferiores a 25 km<sup>2</sup>. Na Figura 4.4 apresenta-se o fluxograma referente ao procedimento de cálculo referido na secção 2.6.3.

A principal característica deste método é calcular o caudal de ponta de cheia a partir da precipitação útil considerando o tempo de precipitação igual ao tempo de concentração e, em seguida, para valores do tempo de precipitação inferiores, verificar se existem caudais de ponta de cheia superiores.

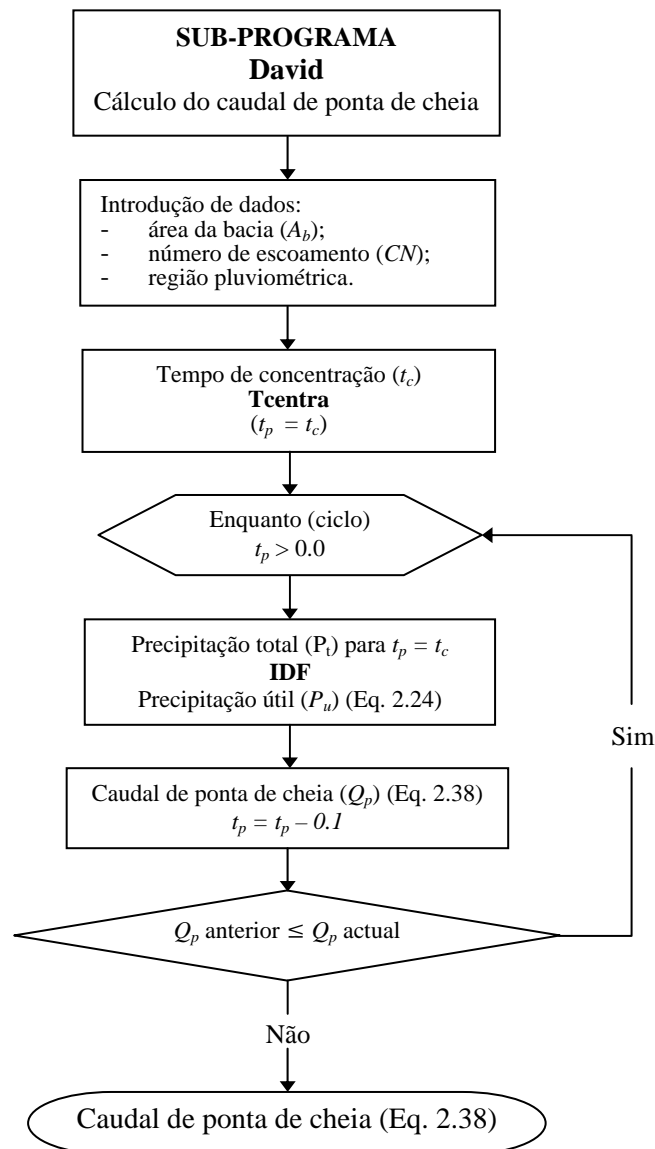


Figura 4.4 – Sub-programa do método de *David*. Fluxograma.

**d) Método do Soil Conservation Service**

Na Figura 4.5 apresenta-se um fluxograma relativo ao método do **SCS (1973)** desenvolvido para pequenas bacias naturais e urbanas com áreas inferiores a 2000 acres. Este método pode ser aplicado no dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas com grande segurança.

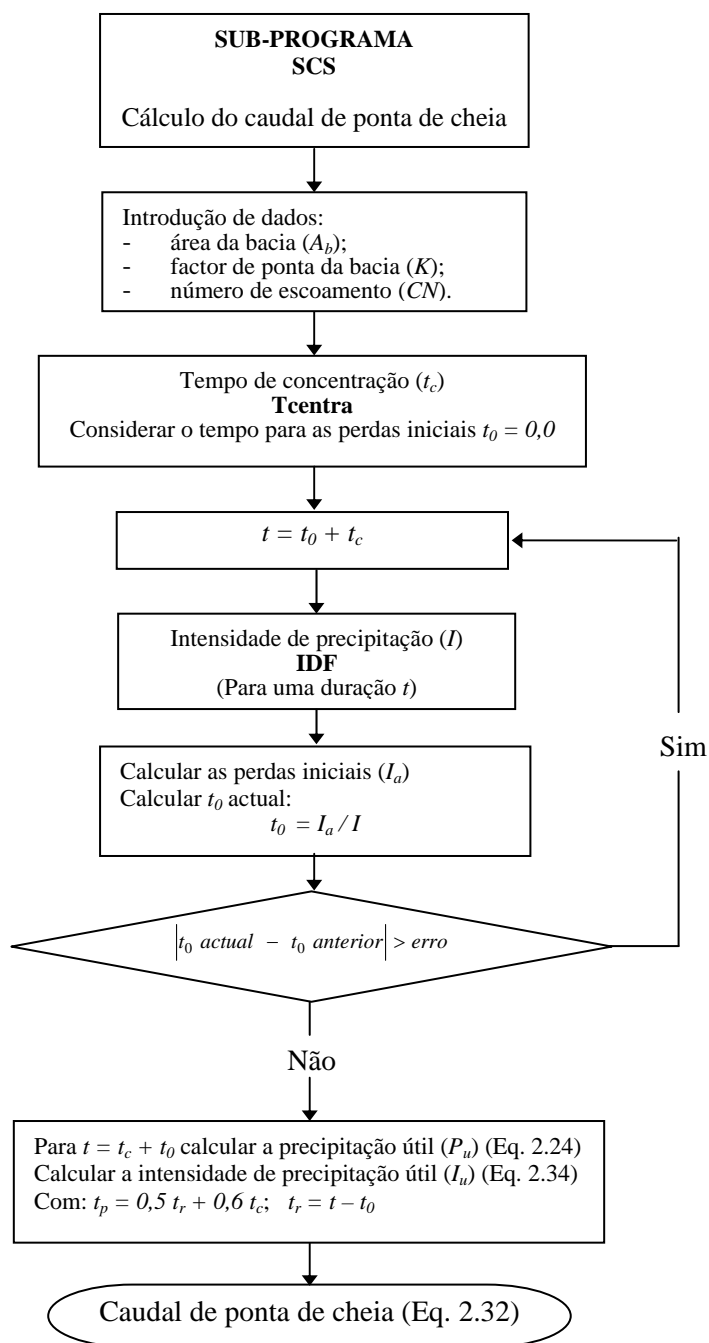


Figura 4.5 – Sub-programa do método do SCS. Fluxograma.

e) Método de Mockus

O procedimento adoptado no método de Mockus para calcular o caudal de ponta de cheia é semelhante ao apresentado para o método do SCS, pelo que o procedimento a adoptar se encontra descrito na Figura 4.5. No entanto, o tempo de precipitação a considerar é diferente do utilizado no método do SCS uma vez que, Mockus considera que o caudal de ponta de cheia máximo ocorre para uma chuvada útil com duração  $t_r = t_c^{1/2}$ .

f) Método de Temez

O método de Temez para calcular o caudal de ponta de cheia aplica-se a bacias naturais com áreas inferiores a  $75 \text{ km}^2$ . O cálculo do coeficiente de escoamento é a parte mais original deste método. Na Figura 4.6 apresenta-se o fluxograma sumário deste método.

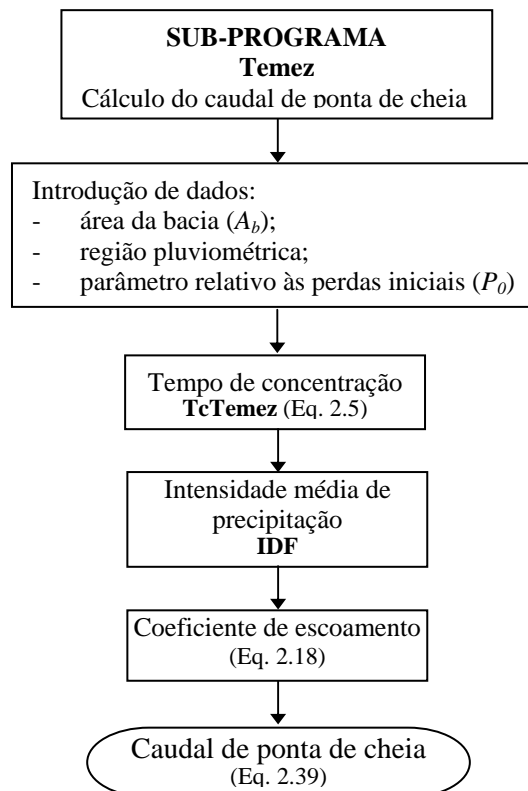


Figura 4.6 – Sub-programa do método de Temez. Fluxograma sumário.

## 4.4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

### 4.4.1 – Considerações gerais

O módulo HIDCALC tem como objectivo o dimensionamento hidráulico de aquedutos de secção circular ou rectangular, conhecido o caudal de dimensionamento. Este sub-programa inclui também o cálculo de estruturas de dissipação de energia a jusante ou enrocamentos de protecção.

Definido o caudal de dimensionamento, o programa efectua o pré-dimensionamento da secção transversal do aqueduto através da fórmula de Manning-Strickler, considerando que o caudal máximo através de uma secção circular ocorre para um valor de 94% do diâmetro da secção (Quintela, 1981).

Tendo em consideração a secção de controlo do escoamento, definida a partir da geometria, declive e rugosidade do aqueduto, são calculadas as alturas de água a montante,  $H_w$ , e a jusante,  $T_w$ , com base no teorema de Bernoulli. Quando a relação  $H_w/D$  é superior a 1,5 e o controlo do escoamento é a jusante, o programa considera o escoamento em pressão e calcula a perda de carga contínua recorrendo à fórmula de Colebrook-White. Se as alturas de água a jusante ou a montante são superiores às admissíveis, a secção do aqueduto deverá ser aumentada.

Para evitar erosões a jusante, a geometria e inclinação do aqueduto devem, sempre que possível, ser tais que a velocidade à saída do aqueduto seja inferior a 4,5 m/s, pois nestas condições o programa dimensiona um tapete de enrocamento, normalmente mais económico que as estruturas de dissipação de energia. Para valores da velocidade superiores a 4,5 m/s deverá considerar-se uma estrutura de dissipação de energia, a dimensionar de acordo com os procedimentos do subcapítulo 3.8. Actualmente, o programa efectua o pré-dimensionamento de estruturas de dissipação de energia do tipo PWD e WES. Na Figura 4.7 apresenta-se o fluxograma do sub-programa HIDCALC.

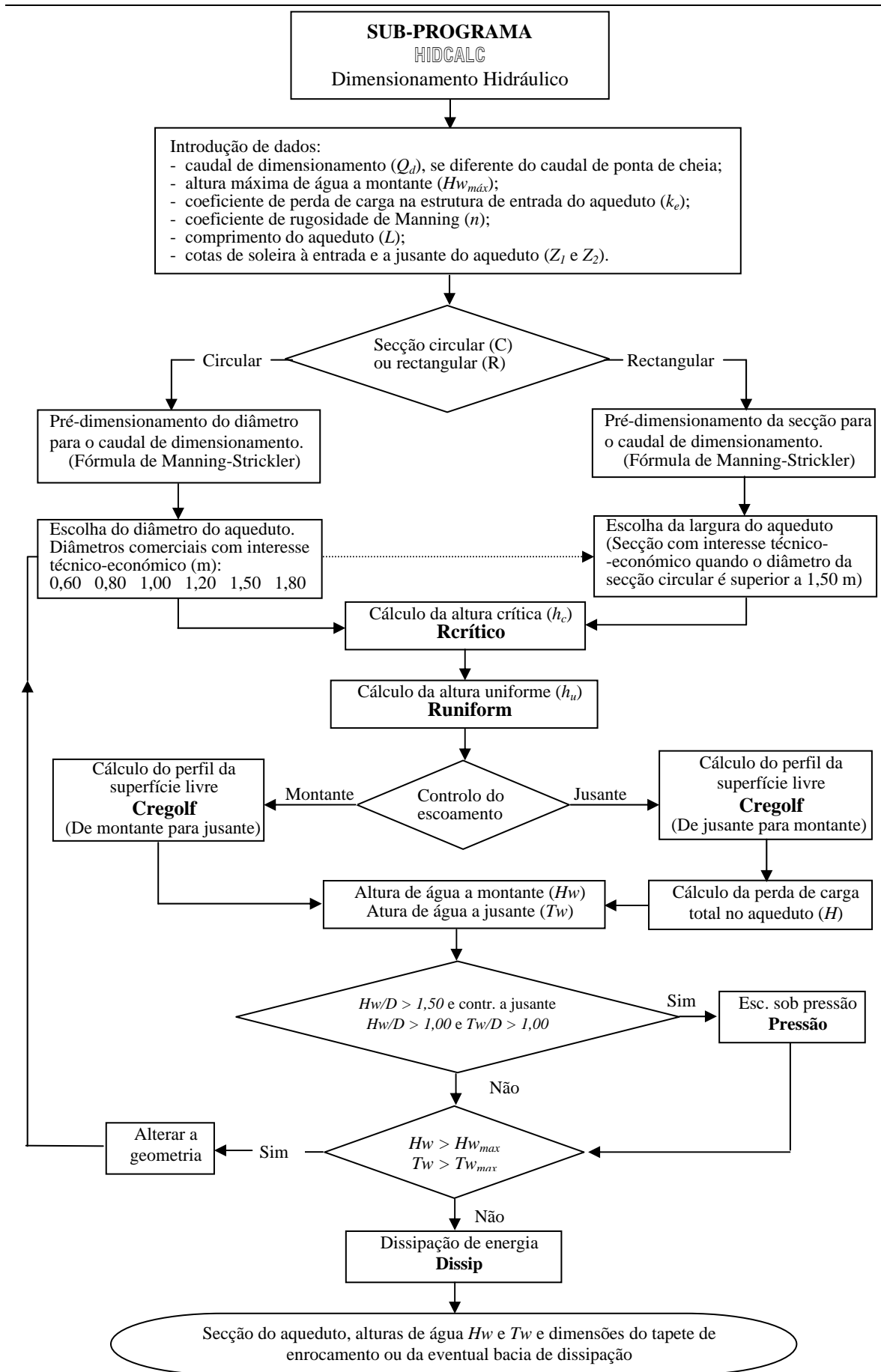


Figura 4.7 – Sub-programa *HIDCALC*. Fluxograma.

#### 4.4.2 – Procedimentos utilizados na definição da secção de controlo

O sub-programa *Rcritico* calcula a altura crítica de um escoamento a partir do ponto mínimo da curva representada na Figura 4.8

$$\frac{dE_0}{dh} = 1 - \frac{Q_d^2}{g A^3} \frac{dA}{dh} = 0 \quad (4.2)$$

considerando,  $b_c$ , a largura superficial correspondente à altura crítica, obtém-se a seguinte expressão

$$\frac{Q_d}{\sqrt{g}} = A_c \times \sqrt{\frac{A_c}{b_c}} \quad (4.3)$$

sendo:

- $Q_d$  - caudal de dimensionamento ( $m^3/s$ );
- $A_c$  - área crítica correspondente à altura crítica ( $m^2$ );
- $b_c$  - largura correspondente à altura crítica (m).

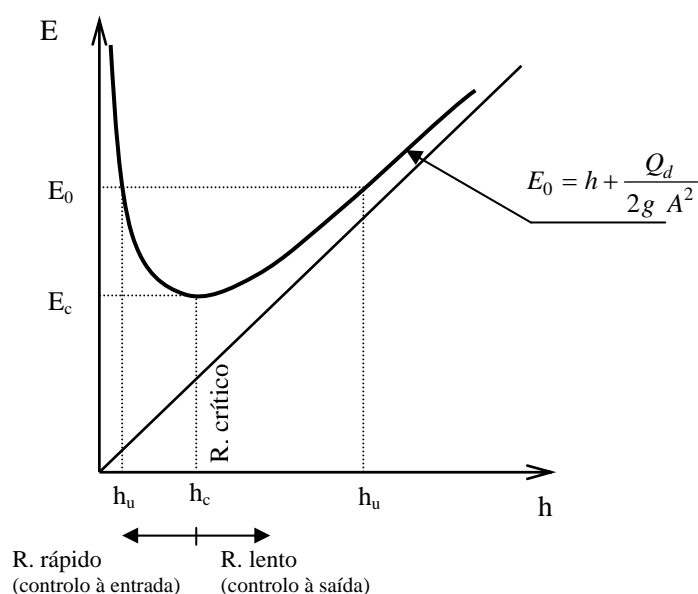


Figura 4.8 – Energia específica em relação ao fundo do aqueduto. Controlo do escoamento.

Em secções rectangulares (trapezoidais ou triangulares), a altura crítica é calculada iterativamente pela seguinte expressão

$$h_c = \left( \frac{Q_d^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \times \frac{(b + 2 \times m \times h_c)^{\frac{1}{3}}}{b + m \times h_c} \quad (3.10)$$

No caso de secções circulares, tem-se

$$\theta = \sin\theta + 8 \times \left(\frac{Q_d^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \times \left(\sin\frac{\theta}{2}\right)^{\frac{1}{3}} \times D^{-\frac{5}{3}} \quad (3.11)$$

$$h_c = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right) \quad (3.11a)$$

O sub-programa *Rcritico* permite também o cálculo do caudal crítico, conhecida a altura crítica (Eq. 4.3).

Através do sub-programa *Runiform* o módulo HIDCALC calcula iterativamente a altura do escoamento em regime uniforme, admitindo um erro máximo de 0,1 %. Para secções rectangulares (trapezoidais ou triangulares) a altura do escoamento é calculada por

$$h_u = \left(\frac{Q_d}{K \sqrt{S_0}}\right)^{0,6} \frac{\left(b + 2h_u \sqrt{m^2 + 1,0}\right)^{0,4}}{(b + m h_u)} \quad (4.4)$$

No caso de secções circulares, utiliza as seguintes expressões

$$\theta = \sin\theta + 6,063 \times \left(\frac{Q_d}{K \sqrt{S_0}}\right)^{0,6} \times D^{-1,6} \times \theta^{0,4} \quad (4.5)$$

$$h_u = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.5a)$$

sendo:

- K - coeficiente da fórmula de Manning-Strickler;
- S<sub>0</sub> - declive da soleira do aqueduto;
- D - diâmetro do aqueduto.

#### 4.4.3 – Cálculo da curva de regolfo no aqueduto

Se o escoamento através de um aqueduto se processar com superfície livre, o módulo HIDCALC, através do subprograma *Cregolf* (Figura 4.9), calcula a curva de regolfo ao longo do aqueduto.

Aplicando o princípio de conservação da energia a um escoamento gradualmente variado de um líquido real e incompressível, considerando o escoamento como unidireccional e

rectilíneo, podemos obter a seguinte equação do movimento

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - S_0 = - J \quad (4.6)$$

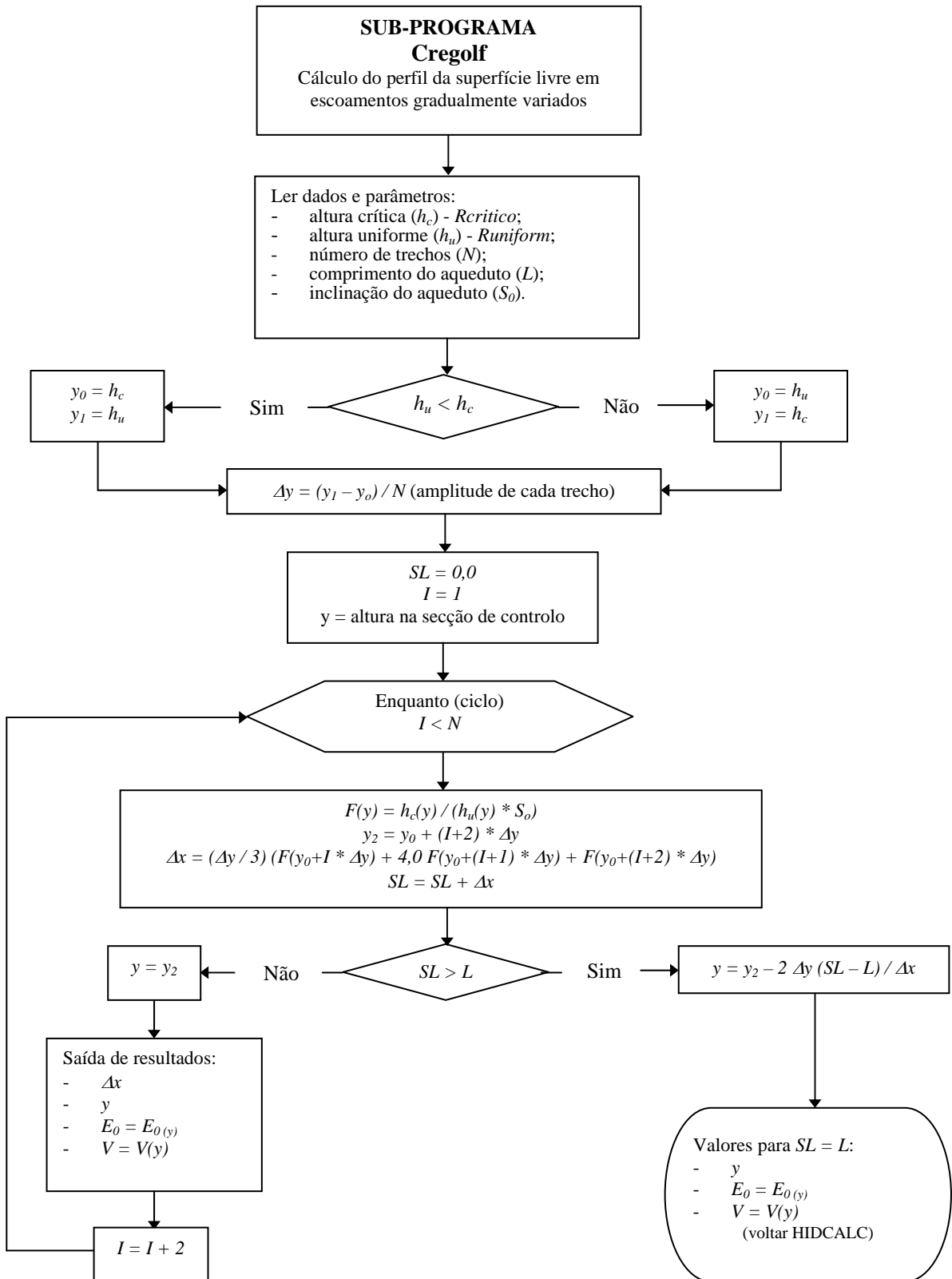


Figura 4.9 – Sub-programa *Cregolf*. Fluxograma.

Tendo em conta que temos um escoamento permanente e que  $S_0 = -(\partial z/\partial x)$ , a expressão anterior pode ser escrita da seguinte forma

$$\frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = -J \quad (4.7)$$

ou ainda

$$\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + A \frac{\partial h}{\partial x} + A \frac{\partial z}{\partial x} = -A \times J \quad (4.8)$$

Sendo o canal prismático a área é função apenas da profundidade,  $h$ , pelo que a equação da curva de regolfo, considerando o coeficiente de Coriolis igual à unidade, é traduzida por

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{S_0 - J}{1 - \frac{b Q_d^2}{g A^3}} = \frac{S_0 - J}{1 - F_r^2} \quad (4.9)$$

Na integração numérica da expressão (4.9), para se conhecer o perfil da superfície, utilizou-se a regra de Simpson. O intervalo de integração, dividido em 30 passos de cálculo, corresponde à diferença entre o valor da altura crítica e a altura uniforme ou vice-versa, consoante o regime do escoamento seja rápido ou lento ao longo do aqueduto.

#### 4.4.4 – Escoamento sob pressão. Procedimento de cálculo

Os escoamentos tipos IV e VI, definidos na secção 3.3, são escoamentos sob pressão e ocorrem quando  $H_w/D > 1,5$  e o controlo é a jusante ou quando a entrada e a saída do aqueduto estiverem submersas ( $H_w/D > 1,0$  e  $T_w/D > 1,0$ ).

Para calcular a perda de carga contínua no escoamento em pressão considera-se a fórmula geral das perdas de carga (Eq. 3.2). Para escoamentos em regime turbulento o factor de resistência,  $f$ , pode ser calculado pela expressão de Colebrook-White (Eq. 3.3). No caso de escoamentos em regime laminar,  $f$ , é calculado por

$$f = \frac{64}{Re} \quad (4.10)$$

O escoamento correspondente à transição entre os regimes laminar e turbulento, ( $2000 < Re < 4000$ ) assume características muito particulares, cujo estudo de pormenor

transcende o âmbito deste texto. Nesta situação, o sub-programa *Pressão* emite uma mensagem advertindo que a fiabilidade do resultado decorrente da presente metodologia poderá não ser satisfatória, optando-se deste modo pela paragem do cálculo.

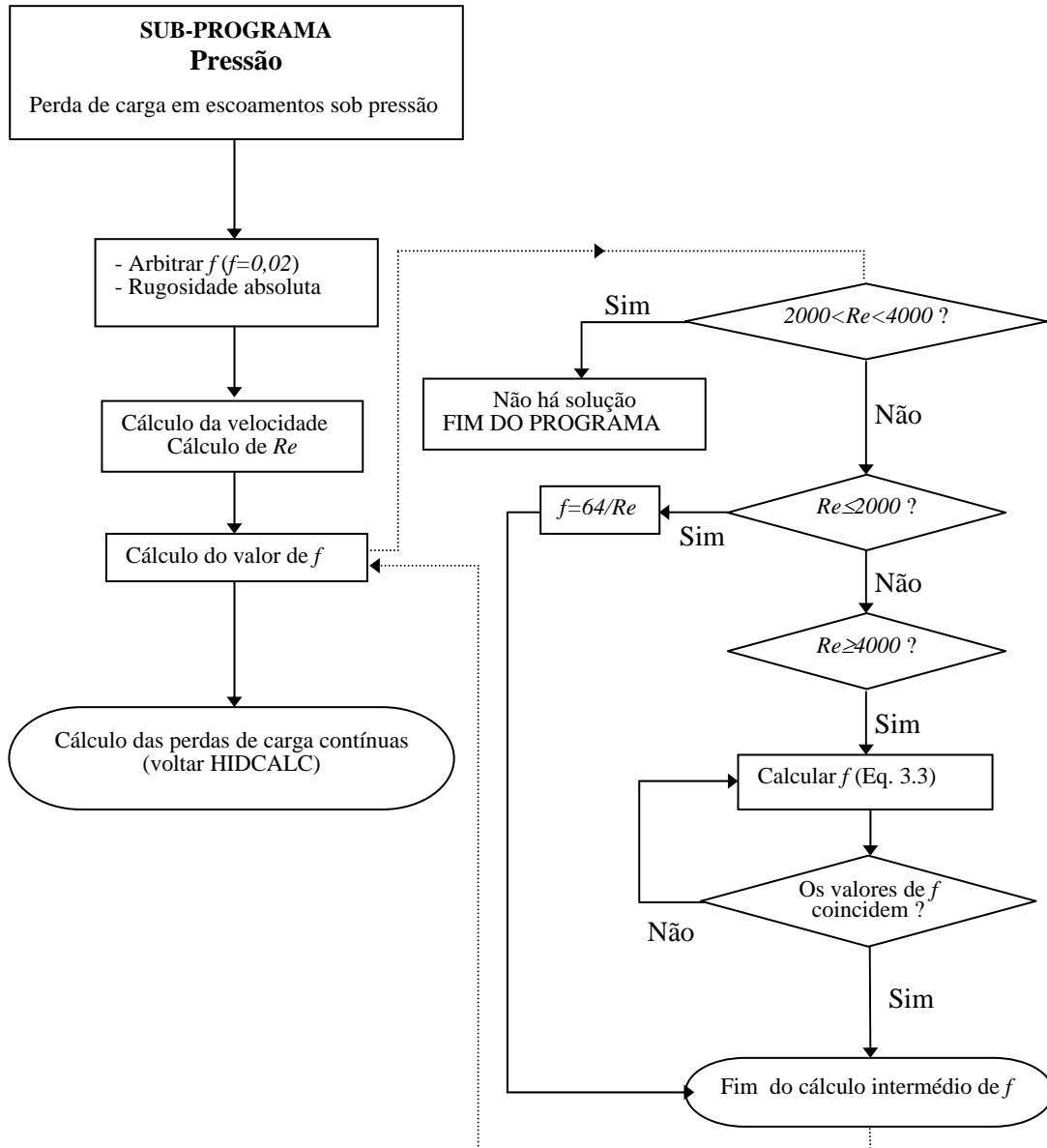


Figura 4.10 – Sub-programa *Pressão*. Fluxograma.

A perda de carga total,  $\Delta H$ , é obtida pelo somatório das perdas de carga contínuas,  $\Delta H_c$ , e perdas de carga localizadas, sendo calculada através da seguinte expressão

$$\Delta H = \Delta H_c + (1 + k_e) \frac{U^2}{2g} \quad (4.11)$$

que considera a perda de carga à entrada, caracterizada pelo coeficiente  $k_e$ , e uma perda de carga à saída igual à altura cinética do escoamento.

Quando a secção transversal do aqueduto não é circular, esta metodologia pode ser utilizada substituindo  $D$ , na fórmula geral das perdas de carga, pelo diâmetro equivalente,  $D_{eq}$

$$D_{eq} = 4 R \quad (4.12)$$

em que  $R$  é o raio hidráulico.

#### 4.4.5 – Dissipação de energia. Procedimentos de cálculo

Quando a velocidade à saída do aqueduto é inferior a 4,5 m/s, o sub-programa *Dissip* dimensiona um tapete de enrocamento de forma a evitar erosões a jusante. Este sub-programa especifica o comprimento, a espessura e o diâmetro médio do enrocamento,  $D_{50}$ . Na Figura 4.11 apresenta-se um fluxograma resumo do sub-programa *Dissip*.

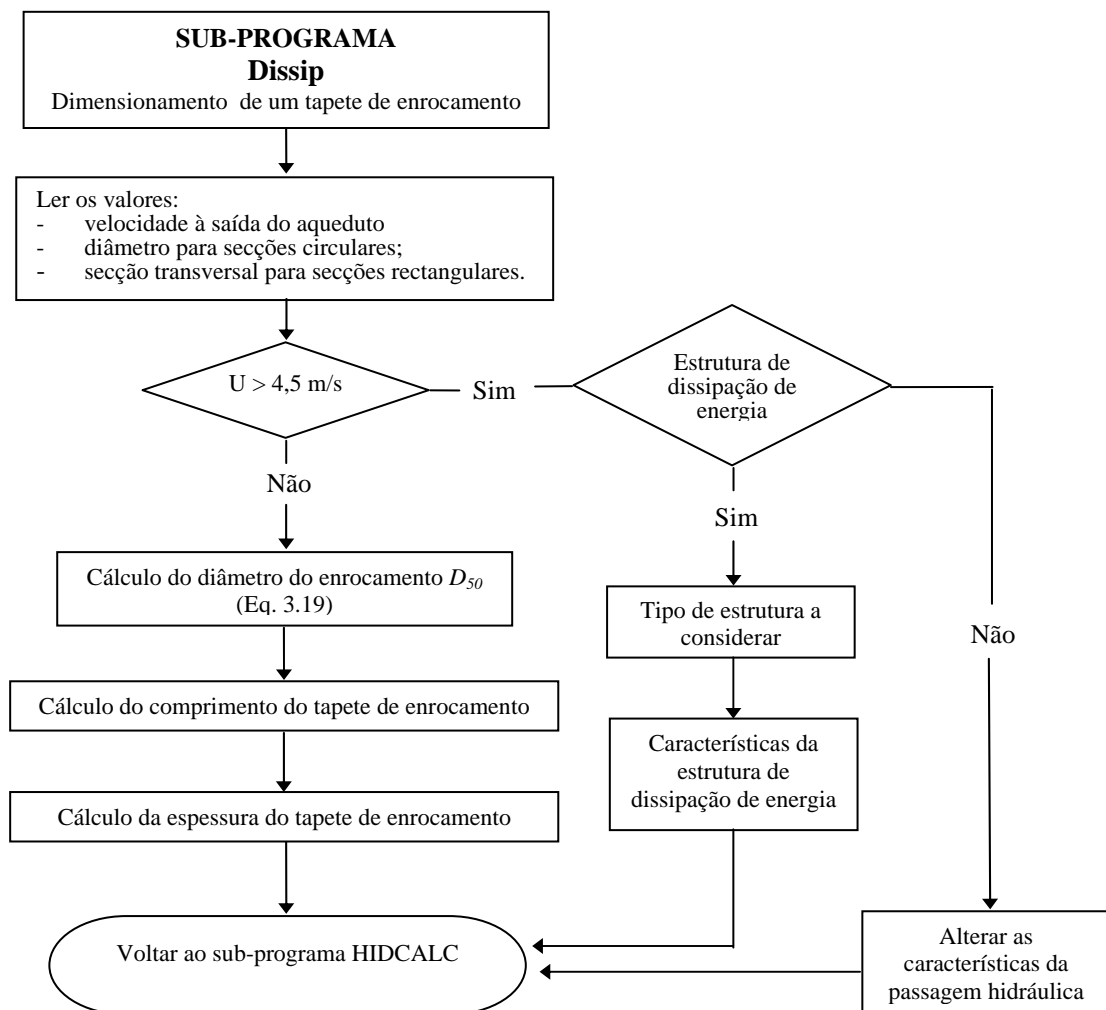


Figura 4.11 – Sub-programa *Dissip*. Fluxograma.

Para velocidades superiores a 4,5 m/s, o tapete de enrocamento deverá ser substituído por uma estrutura de dissipação de energia, a dimensionar de acordo com as indicações da secção 3.8. Por razões económicas, o utilizador deverá, sempre que possível, recorrer ao tapete de enrocamento. Para reduzir a velocidade à saída, o utilizador poderá reduzir o declive até ao valor mínimo admissível e aumentar a secção do aqueduto até valores aceitáveis do ponto de vista técnico-económico.

As estruturas de dissipação de energia consideradas pelo sub-programa *Dissip* são as bacias tipo PWD desenvolvidas na Austrália pelo Public Works Department e as bacias tipo WES desenvolvidas pelo Corps of Engineers Waterways Experiment Station, devido à simplicidade de construção e por serem das mais utilizadas em passagens hidráulicas.

## **4.5 – DIMENSIONAMENTO TÉCNICO-ECONÓMICO**

### **4.5.1 – Considerações gerais**

Com o objectivo de obter estimativas de custo das passagens hidráulicas dimensionadas desenvolveu-se o módulo ESTIMA.

O custo total de uma passagem hidráulica inclui os custos das estruturas de entrada e de saída, do aqueduto, do tapete de enrocamento ou de uma estrutura de dissipação de energia, da movimentação de terras para implantação das obras e da eventual necessidade de desvio temporário da linha de água. Os custos unitários que se apresentam nas alíneas subsequentes, para as diferentes quantidades de trabalho, têm em consideração as disposições construtivas inerentes à construção de passagens hidráulicas.

Por razões técnico-económicas, devem utilizar-se secções circulares até um diâmetro máximo de 1,50 m (Figuras C1, C7 e C8 do Anexo C). Os diâmetros a adoptar devem incluir-se no conjunto dos diâmetros comerciais disponíveis. Quando sejam necessários diâmetros superiores a 1,50 m para a secção transversal de aquedutos, deve recorrer-se a

secções rectangulares em betão armado com larguras entre 1,50 m e 4,00 m, ou recorrer a aquedutos circulares em paralelo (Figuras C2 e C3), se o estudo técnico-económico o aconselhar. Quando se optar por uma secção rectangular (Figuras C4 e C5), para se quantificar o volume de betão armado, o programa efectua o pré-dimensionamento da espessura das paredes.

Na Figura 4.12 apresenta-se o fluxograma correspondente à estimativa de custos de passagens hidráulicas.

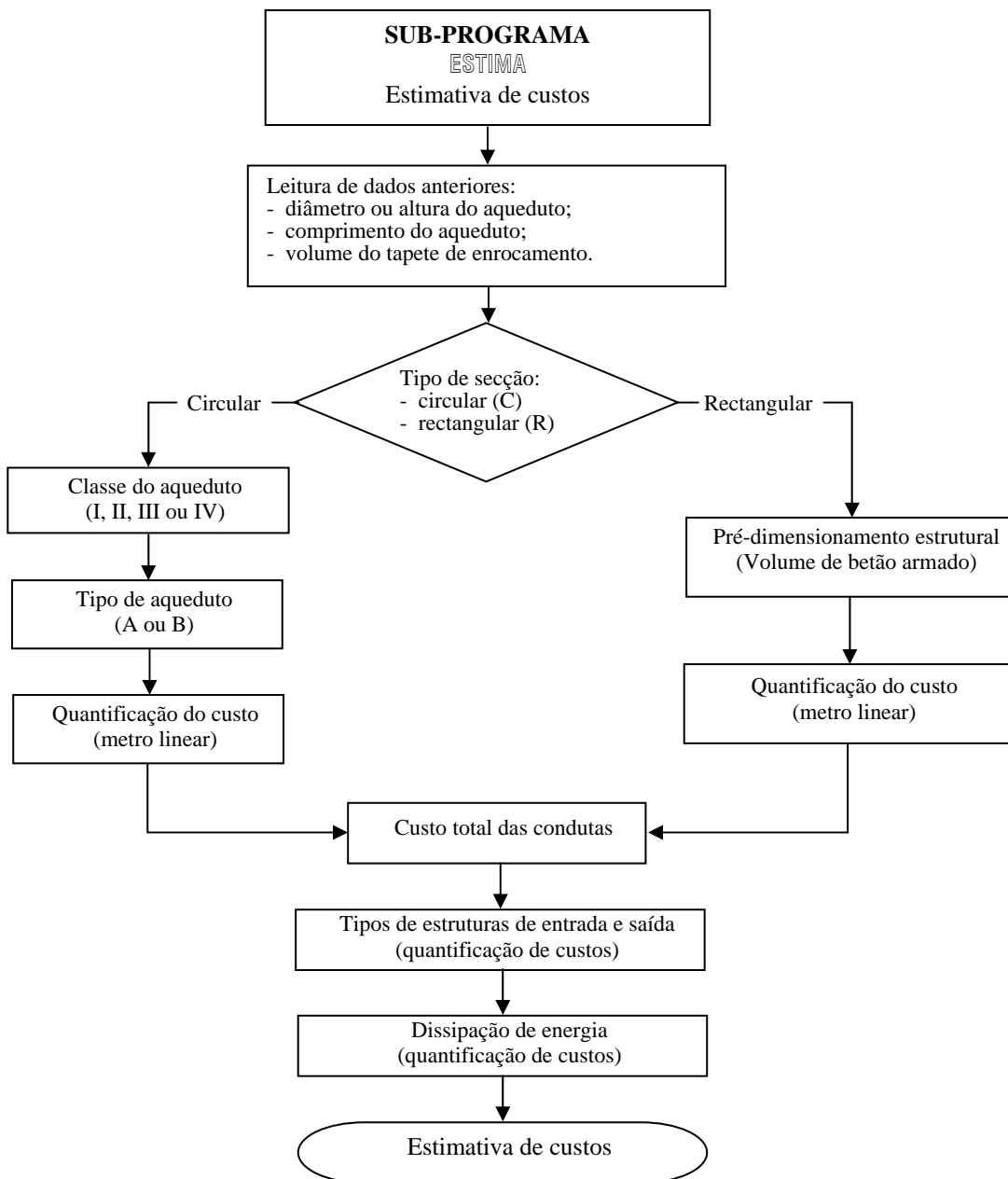


Figura 4.12 – Sub-programa *ESTIMA*. Fluxograma sumário.

Para além da escolha do tipo de secção da conduta, deverá ser definido pelo utilizador o tipo de aqueduto em função das condições de assentamento e, para secções circulares, a sua classe em função das cargas de rotura por compressão diametral.

As estruturas de entrada e de saída foram divididas em estruturas com muros de ala ou de cabeceira e em estruturas de entrada em recipiente. Para quantificação dos custos, é habitual dividirem-se as estruturas de entrada em recipiente consoante a sua profundidade seja inferior ou superior a 2,5 m.

Os custos unitários utilizados no módulo ESTIMA foram definidos tendo por base uma composição de custos, obtida a partir de custos unitários de mão-de-obra, materiais e equipamento, tendo em consideração os custos de diferentes empreitadas de drenagem transversal executadas para a BRISA e para a JAE.

#### **4.5.2 – Classificação dos aquedutos. Classe e tipo**

A BRISA e a JAE (JAE, 1985) adoptam as especificações da NP 879 e classificam os aquedutos em quatro classes em função das cargas de rotura por compressão diametral. Para além da classificação em classes, os aquedutos são classificados em função das condições de assentamento.

De acordo com a Norma Portuguesa NP 879, as forças de rotura por compressão em aquedutos de secção circular não devem ser inferiores aos valores indicados no Quadro 4.1, em função do diâmetro e da cada classe. Os aquedutos de secção rectangular, a executar *in situ*, devem ser dimensionados de acordo com as acções a que estiverem sujeitos.

De referir que a BRISA não utiliza aquedutos correspondentes à classe I, sendo estes apenas utilizados pela JAE em estradas secundárias.

Quadro 4.1 – Cargas de rotura por compressão diametral (adaptado de JAE, 1985).

Diâmetro (mm)	CLASSES			
	CLASSE I (KN/m)	CLASSE II (KN/m)	CLASSE III (KN/m)	CLASSE IV (KN/m)
	Simples	Armados (A)	Armados reforçados (AR)	Armados reforçados especiais (ARR)
300	32,4	-	-	-
400	40,2	-	-	-
500	53,0	-	-	-
600	58,7	-	-	-
800	-	56,9	76,5	114,7
1000	-	71,6	96,1	143,1
1200	-	86,3	114,7	172,5
1500	-	107,8	143,1	215,7
2000	-	143,2	191,2	287,4
2500	-	179,5	239,3	359,0

No que diz respeito ao tipo de assentamento, os aquedutos são classificados em:

- *tipo A*, em que as tubagens são assentes sobre um leito de areia, de modo a garantir um adequado confinamento, evitando o contacto com elementos rígidos da fundação e, conseqüentemente, a possível rotura ou danificação dos tubos por concentração de tensões na área de contacto;
- *tipo B* (Figura C9 do Anexo C), em que as tubagens são assentes sobre um coxim de betão, por forma a aumentar a capacidade de carga dos tubos e/ou solucionar problemas resultantes de condições de fundação deficiente. Utilizam-se sob aterros altos ou muito baixos, onde as cargas transmitidas, respectivamente, pelos aterros ou pelo tráfego são muito elevadas, e/ou ainda, em situações onde as condições de fundação são más.

#### 4.5.3 – Dimensionamento estrutural de aquedutos rectangulares

O estudo de estabilidade e os cálculos de betão armado de aquedutos de secção rectangular ou quadrada devem ser efectuados de acordo com as disposições do Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

A determinação dos esforços actuantes nas diversas secções deverá ser feita para a combinação de acções mais desfavoráveis, sendo habitualmente considerados os seguintes dados de projecto:

- peso volúmico do solo ( $20 \text{ kN/m}^3$ );
- coeficiente de impulso do solo (0,30 a 0,50);
- peso volúmico do betão armado ( $25 \text{ kN/m}^3$ );
- acção decorrente do veículo da classe I do RSA (cap. IX do RSA).

Para o cálculo das secções de betão armado é habitual considerar-se a utilização de betão C20/25 ou C25/30 e aço A400 NR, sendo o seu dimensionamento feito por cálculo à rotura tal como definido no REBAP.

No presente trabalho não se aborda o dimensionamento estrutural dos aquedutos pelo que, para quantificação dos custos, se considera que as paredes dos aquedutos de secção rectangular executados em obra têm espessura constante de 0,20 m.

#### **4.5.4 – Disposições construtivas na execução dos trabalhos**

Para definição dos custos unitários em passagens hidráulicas e, por outro lado, para que os trabalhos sejam executados de acordo com as regras da boa técnica, julga-se importante a apresentação das principais disposições construtivas. As disposições construtivas na execução dos trabalhos, que seguidamente se apresentam, têm por base as especificações da JAE (1997) e as considerações de diversos projectos executados para a BRISA e para JAE (*e.g.* casos de estudo do Capítulo V).

##### **a) Abertura e enchimento de valas**

As valas deverão ser executadas com largura que permita um espaço livre mínimo, de cada lado do tubo, de 0,30 m para tubos com diâmetro menor do que 1,00 m, e de 0,70 m para tubos com diâmetro maior que 1,00 m (JAE, 1997).

Se se verificar que o terreno do fundo da vala não tem deformabilidade compatível com o assentamento dos tubos, a vala terá de ser aprofundada até se encontrar terreno com melhores características, preenchendo-se este aprofundamento com brita de diâmetro nominal de 50 mm, bem compactada. Em caso de necessidade de aprofundamentos superiores a 0,50 m os tubos deverão ser assentes sobre soleira de betão.

A profundidade das valas deve ser tal que o recobrimento total dos tubos seja, pelo menos, igual a vez e meia o seu diâmetro, não podendo em caso algum as camadas do pavimento assentar directamente sobre eles. Quando se torne impraticável o recobrimento preconizado deverá proceder-se ao envolvimento do aqueduto com betão pobre à taxa de  $150 \text{ kg/m}^3$ .

Os materiais a utilizar no enchimento das valas devem ser saibros de boa qualidade ou os produtos da própria escavação quando isentos de matéria orgânica e argilas e não contendo pedras com diâmetro nominal superior a 0,10 m na camada em contacto com os tubos. O enchimento será executado por camadas de 0,15 m a 0,20 m, bem compactadas uniformemente de ambos os lados do tubo. No Anexo H apresentam-se pormenores relativos às condições de instalação de tubagens de secção circular em betão.

#### **b) Assentamento e recobrimento dos tubos**

As tubagens colocadas sobre terreno natural e recobertas por aterro deverão ser instaladas de tal modo que a relação da distância do topo da conduta ao terreno natural pela largura exterior dos tubos não seja superior a 0,70. Lateralmente, e pelo menos até 30% da altura dos tubos, o aterro deverá ser compactado por camadas de espessura não superior a 0,15 m.

No caso particular de fundação em rocha, esta deverá ser escavada e regularizada com solos seleccionados de modo a obter-se um leito com espessura de, pelo menos, 0,04 m por cada metro de altura do aterro suprajacente e com um mínimo de 20 cm, sobre a qual se procederá ao assentamento dos tubos.

No caso de o coxim ser de betão, deve utilizar-se o betão C16/20 e a construção deverá ser monolítica sem quaisquer juntas. As dimensões da fundação em betão serão as indicadas no projecto não podendo, no entanto, a sua espessura ser inferior a 1/4 do diâmetro interno

do tubo e devendo acompanhar a curvatura deste em, pelo menos, o correspondente a 1/4 do diâmetro externo.

Os tubos devem ser assentes segundo linhas rectas, a partir de jusante, entre caixas de visita ou, entre a entrada ou saída de aquedutos com as cotas e inclinações previstas no projecto.

Os tubos de betão serão justapostos nos topos, sendo estes ligados com argamassa de cimento ao traço 1:4 em volume. As extremidades dos tubos devem ser perfeitamente limpas e molhadas antes de se fazer a junta com argamassa colocada a toda a volta do espigão do tubo. O interior da junta deve ser limpo e afagado e o cordão exterior da argamassa deve ser protegido até ficar curado.

Quando as tubagens são colocadas em vala, o envolvimento da conduta pelo material granular deverá ser completo e preencherá a vala até, pelo menos, 0,30 m acima do topo da conduta.

A altura mínima de aterro a executar sobre tubos metálicos (incluindo pavimento) é:

$$H_{min} = \frac{D}{10} + 0,5 \text{ (m)} \quad (4.13)$$

### **c) Contraflecha**

Em terrenos de fundação, susceptíveis de sofrerem assentamentos sob o peso do aterro, deve ser conferido ao fio do aqueduto uma contraflecha suficiente para evitar que este fique côncavo. O valor da contraflecha deve ser determinado tendo em conta a inclinação do aqueduto, a altura do aterro, as características e a espessura da camada de solos compressíveis. Em nenhum caso será de admitir que a contraflecha, por excessiva, não seja totalmente eliminada, terminado o assentamento dos solos de fundação.

### **d) Estruturas de entrada e de saída**

Os aquedutos de secção circular e rectangulares previstos são dotados de estruturas de entrada e de saída em betão C20/25. Os muros de ala e de cabeceira das estruturas de

entrada e de saída devem ser ligeiramente armados com uma malha de A400 NR, como se indica no Anexo H.

### e) **Implantação**

As passagens hidráulicas devem, de uma forma geral, ser inseridas nas respectivas linhas de água, procurando-se desta forma a drenagem natural. No entanto, por razões de ordem técnica, nomeadamente para pequenos caudais e grandes inclinações, o posicionamento dos aquedutos pode sofrer alguma variação.

A reduzida altura dos aterros e a necessidade de garantir os valores mínimos de declive do escoamento e de altura de recobrimento, podem implicar o enterramento dos aquedutos nos locais de intersecção com o eixo da via.

As cotas de soleira devem ser respeitadas, evitando-se rebaixamentos que poderão provocar assoreamentos ou a consequente diminuição da secção de vazão, principalmente nos casos onde as linhas de água apresentem regime torrencial.

O perfil longitudinal do aqueduto depende, por um lado, da inclinação longitudinal da linha de água e, por outro, dos eventuais constrangimentos impostos pelo perfil transversal da estrada. Entre as situações que podem ocorrer destacam-se (**JAE, 1998**):

- a) o perfil longitudinal do aqueduto deve ser idêntico ao da linha de água, quando a sua inclinação variar entre 0,5 e 6% e não existirem constrangimentos;
- b) a inclinação longitudinal do leito da linha de água é superior a 6% - nestes casos apontam-se três soluções para o perfil longitudinal do aqueduto
  - adoptar estruturas de dissipação de energia (*e.g.* bacias de dissipação por ressalto hidráulico) mantendo a inclinação da linha de água;
  - adoptar uma inclinação inferior à da linha de água através da implantação e desenvolvimento da obra em aterro, ou através da inserção da estrutura de entrada a cota inferior à do terreno natural (estrutura de entrada em recipiente);
  - introduzir caixas de queda ao longo do desenvolvimento do aqueduto;

- c) a inclinação do leito do curso de água é muito baixa (inferior a 0,5%) – nestes casos a implantação do perfil do aqueduto deve ser efectuada beneficiando do máximo declive que permite a execução do aprofundamento do leito;
- d) o estabelecimento do perfil longitudinal da via exige um rebaixamento da obra de travessia – nestes casos colocam-se como hipóteses possíveis, entre outras:
  - a adopção de secções de menor altura (rectangular, arco abatido, etc);
  - a adopção de condutas em paralelo;
  - o aprofundamento do terreno natural a jusante;
  - a adopção, em caso extremo, de aquedutos em sifão invertido.

#### **4.5.5 – Estimativa de custos**

Para elaborar a estimativa de custo de uma passagem hidráulica, são avaliadas as quantidades de trabalhos mais significativas e, posteriormente, multiplicadas pelos preços unitários considerados.

As quantidades de trabalho são avaliadas com base nas características das estruturas de entrada e de saída, geometria da secção transversal, comprimento, condições de implantação e características da obra de dissipação de energia a jusante do aqueduto.

Consideram-se as seguintes quantidades de trabalho:

- comprimentos das condutas de betão para cada classe e diâmetro;
- volume de betão armado (C20/25, A400 NR) a utilizar na execução de aquedutos de secção rectangular;
- volume de betão armado (C20/25, A400 NR) a utilizar na execução em estruturas de entrada e de saída e em estruturas de dissipação de energia;
- volume de betão (C16/20) a utilizar no assentamento de aquedutos do tipo B;
- volume do tapete de enrocamento a jusante da estrutura de saída;
- movimento de terras inerente à implantação da passagem hidráulica e eventual desvio da linha de água.

Como parâmetros complementares para avaliar as quantidades de trabalho mais significativas, consideraram-se as disposições construtivas referidas na secção anterior e as indicações dos desenhos tipo que se apresentam no Anexo H.

Para obter a estimativa de custos, são utilizados os seguintes preços unitários estabelecidos com base em valores praticados recentemente em obras similares:

- escavação em terreno natural, incluindo todas as operações necessárias à implantação da passagem hidráulica (considerando no máximo 30% de rocha) .....	1 800\$00/m <sup>3</sup>
- betão armado C20/25 e A400NR na execução de aquedutos de secção rectangular, incluindo cofragens e todos os trabalhos necessários .....	75 000\$00/m <sup>3</sup>
- betão armado C20/25 e A400NR na execução de estruturas de entrada e de saída.....	85 000\$00/m <sup>3</sup>
- betão C16/20 no assentamento de aquedutos do tipo B, incluindo cofragens .....	20 000\$00/m <sup>3</sup>
- tapete de enrocamento colocado a jusante da estrutura de saída	10 000\$00/m <sup>3</sup>
- argamassa ao traço 1:4 para aplicação nas juntas .....	10 000\$00/m <sup>3</sup>
- mão-de-obra de pedreiro .....	1 400\$00/hora
- mão-de-obra de servente .....	1 000\$00/hora
- condutas de betão, não incluindo assentamento .....	Quadro 4.2
- condutas de betão, incluindo assentamento .....	Quadro 4.4

O custo médio de um aqueduto de secção circular depende do diâmetro, do material, da carga de rotura por compressão diametral e do volume e natureza dos movimentos de terra necessários à sua implantação no local previsto. No caso de aquedutos de secção rectangular, geralmente em betão armado, o custo médio depende das características geométricas, da altura de aterro e do volume e natureza dos movimentos de terra necessários.

Quadro 4.2 – Conduatas de betão. Custos médios do metro linear não incluindo assentamento (Dezembro, 1999).

Diâmetros, <i>D</i> (mm)	Classe I	Classe II (A)	Classe III (AR)	Classe IV (ARR)
<b>300</b>	1 400\$00	-	-	-
<b>400</b>	1 950\$00	-	-	-
<b>500</b>	2 600\$00	-	-	-
<b>600</b>	3 400\$00	-	-	-
<b>800</b>	-	8 000\$00	8 800\$00	9 300\$00
<b>1000</b>	-	11 200\$00	13 900\$00	16 300\$00
<b>1200</b>	-	14 700\$00	17 450\$00	21 200\$00
<b>1500</b>	-	28 800\$00	31 000\$00	33 400\$00

Para se obterem os custos totais do metro linear de aquedutos de secção circular, procedeu-se a uma composição de custos, traduzida no Quadro 4.3, com base na experiência do autor. De referir que os custos unitários considerados já incluem as percentagens referentes os custos indirectos e lucro.

Quadro 4.3 – Aquedutos de secção circular das classes I e II. Composição de custos.

<i>D</i> (mm)	Conduata (Esc/ml)	Pedreiro (hora/ml)	Servente (hora/ml)	Escavação, outros trab. (Esc/ml)	Argamassa em juntas (m <sup>3</sup> /ml)	Custo total (Tipo A) (Esc/ml)	C16/20 em coxim (m <sup>3</sup> /ml)	Custo total (Tipo B) (Esc/ml)
<b>300</b>	1 400	0,50	0,50	1 260	0,03	<b>2 760</b>	0,071	<b>4 180</b>
<b>400</b>	1 950	0,60	0,60	1 350	0,04	<b>5 140</b>	0,113	<b>7 400</b>
<b>500</b>	2 600	0,75	0,75	1 530	0,06	<b>6 530</b>	0,164	<b>9 810</b>
<b>600</b>	3 400	0,90	0,90	1 800	0,08	<b>8 160</b>	0,224	<b>12 640</b>
<b>800</b>	8 000	1,00	1,00	2 160	0,10	<b>13 960</b>	0,371	<b>21 380</b>
<b>1000</b>	11 200	1,25	1,25	2 700	0,12	<b>18 100</b>	0,555	<b>29 200</b>
<b>1200</b>	14 700	1,40	1,40	4 500	0,15	<b>24 200</b>	0,775	<b>39 700</b>
<b>1500</b>	28 800	1,75	1,75	5 400	0,20	<b>40 400</b>	1,173	<b>63 860</b>

No Quadro 4.4 apresentam-se os custos unitários de todas as classes e tipos de aquedutos de secção circular, obtidos a partir dos valores do quadro anterior.

Quadro 4.4 – Aquedutos de secção circular. Custos totais médios por metro linear.

<i>D</i> (mm)	Classe I		Classe II (A)		Classe III (AR)		Classe IV (ARR)	
	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B
<b>300</b>	2 760\$00	4 180\$00	-	-	-	-	-	-
<b>400</b>	5 140\$00	7 400\$00	-	-	-	-	-	-
<b>500</b>	6 530\$00	9 810\$00	-	-	-	-	-	-
<b>600</b>	8 160\$00	12 640\$00	-	-	-	-	-	-
<b>800</b>	-	-	13 960\$00	21 380\$00	14 760\$00	22 180\$00	15 260\$00	22 680\$00
<b>1000</b>	-	-	18 100\$00	29 200\$00	20 800\$00	31 900\$00	23 200\$00	34 300\$00
<b>1200</b>	-	-	24 200\$00	39 700\$00	26 950\$00	42 450\$00	30 700\$00	46 200\$00
<b>1500</b>	-	-	40 400\$00	63 860\$00	42 600\$00	66 060\$00	45 000\$00	68 460\$00

Nas Figuras 4.13 e 4.14 representam-se, respectivamente, os custos totais por metro linear de aquedutos de secção circular dos tipos A e B para as classes I, II, III e IV. Com base nos diferentes custos para cada classe, estabeleceu-se uma função de aproximação a utilizar no módulo ESTIMA para calcular os custos em função do diâmetro do aqueduto.

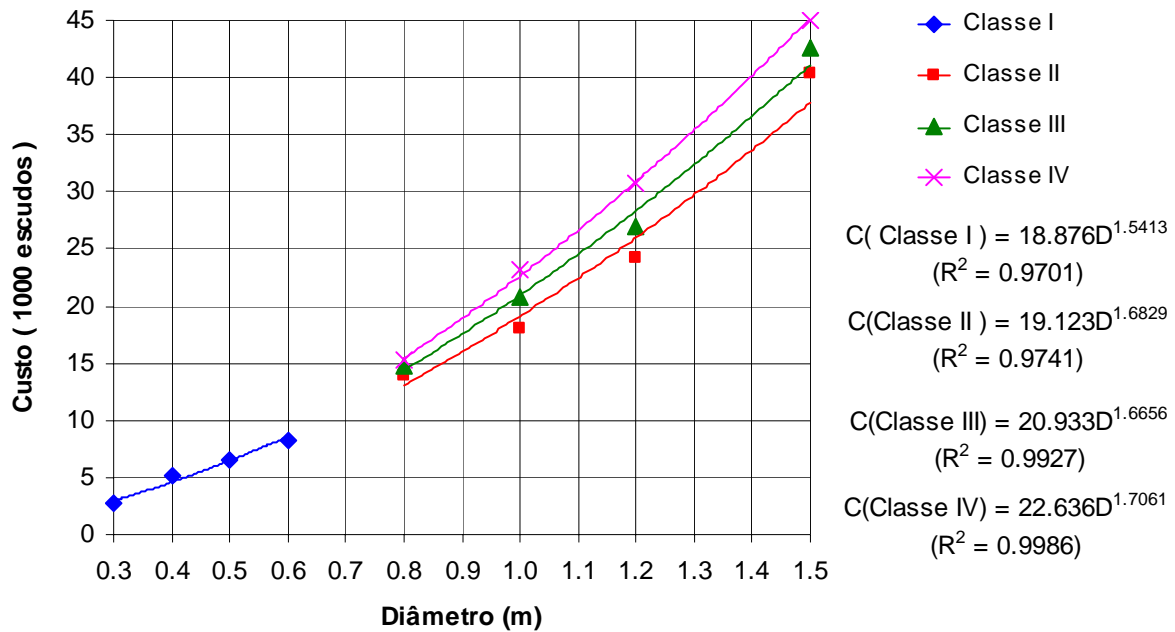


Figura 4.13 – Aquedutos circulares do tipo A. Custos totais por metro linear.

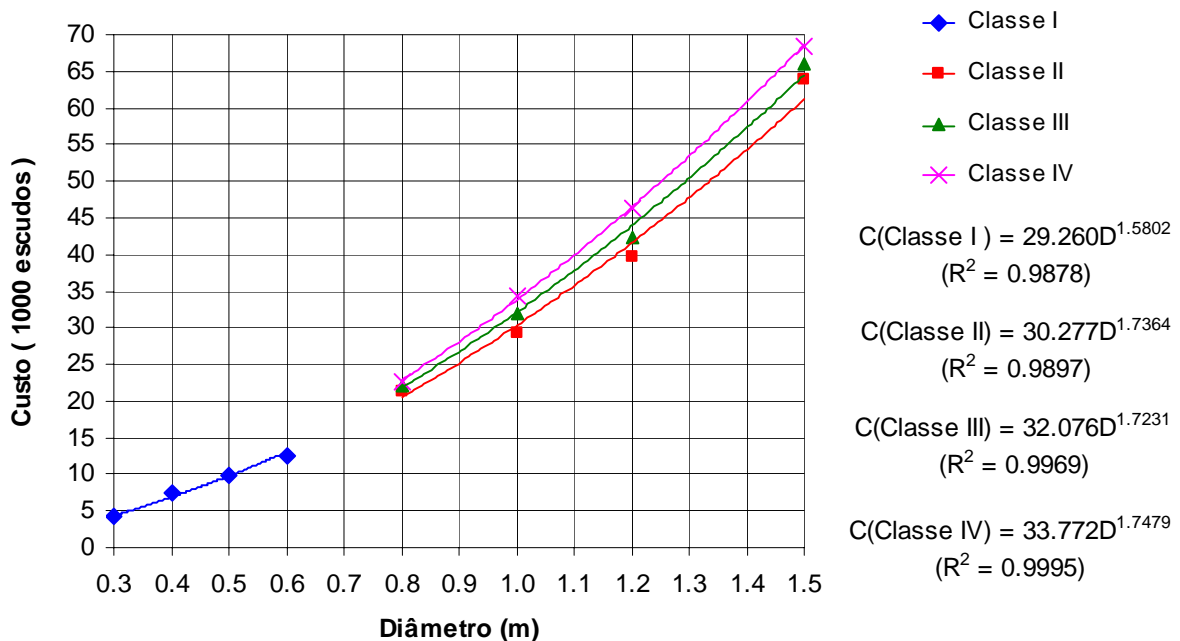


Figura 4.14 – Aquedutos circulares do tipo B. Custos totais por metro linear.

No Quadro 4.5 apresentam-se custos unitários praticados em empreitadas da BRISA, correspondentes à execução de aquedutos de secção circular, em betão, incluindo os trabalhos necessários à sua implantação, nomeadamente a escavação em terreno de qualquer natureza, eventual saneamento, carga, condução a depósito dos produtos saneados ou sobrantes e eventual indemnização por depósito e reposição de solos. Apresentam-se no mesmo quadro os valores propostos no programa HIDROPAS.

Quadro 4.5 – Custos unitários de aquedutos em empreitadas da BRISA.

SUBLANÇO	DATA	Ø	CLASSE II (A)		CLASSE III (AR)		CLASSE IV (ARR)	
			TIPO A	TIPO B	TIPO A	TIPO B	TIPO A	TIPO B
A2 - Alcácer do Sal / / Grândola Norte / / Grândola Sul Lote B	Jun -96	0,80		25 339 \$00	18 582 \$00		19 108 \$00	26 188 \$00
		1,00		31 535 \$00		33 456 \$00		35 074 \$00
		1,20						
		1,50		67 365 \$00				70 843 \$00
A12 – Setúbal / Montijo	Jun -96	0,80	10 762 \$00		11 925 \$00			
		1,00	15 996 \$00		16 344 \$00			
		1,20	22 049 \$00		23 030 \$00		25 670 \$00	
		1,50	29 962 \$00		31 952 \$00			45 980 \$00
A3 – EN 303 / Valença	Mar -96	0,80		17 414 \$00				
		1,00		24 302 \$00				
		1,20						
		1,50		38 396 \$00		46 386 \$00		
A6 – Évora / Estremoz Lote A	Jul -96	0,80			14 143 \$00			
		1,00			17 605 \$00	24 361 \$00	18 805 \$00	25 561 \$00
		1,20	21 244 \$00		22 444 \$00	31 952 \$00	26 884 \$00	36 154 \$00
		1,50	27 310 \$00		35 830 \$00		36 910 \$00	53 338 \$00
A6 – Palmela/ Marateca Lote A1/B1	94	0,80				14 692 \$00		
		1,00				16 267 \$00		
		1,20				20 946 \$00		
		1,50						
A3 – Cruz / Braga	95	0,80		27 715 \$00				
		1,00		23 619 \$00				
		1,20		36 822 \$00				
		1,50		50 122 \$00				
A3 – Braga / EN 201 Lote A	Jun -95	0,80				13 860 \$00		
		1,00			29 300 \$00	21 350 \$00		
		1,20				27 610 \$00		
		1,50			61 380 \$00	46 140 \$		
A3-Ponte Lima /EN 303 Trecho II	Mar -96	0,80		10 195 \$00			18 988 \$00	13 484 \$00
		1,00		17 165 \$00	27 345 \$00	18 869 \$00		20 086 \$00
		1,20						22 947 \$00
		1,50		24 991 \$00				
A4 – Penafiel/Amarante Lote A	95	0,80						
		1,00		18 028 \$00		26 572 \$00		
		1,20		28 837 \$00				
		1,50		39 274 \$00				
A4 – Penafiel/Amarante Lote B	95	0,80		18 075 \$00		26 642 \$00		
		1,00		28 912 \$00		32 156 \$00		
		1,20		39 376 \$00		48 412 \$00		
		1,50						
A6 – Marateca/V.Novas	96	0,80			28 410 \$00	11 541 \$00		
		1,00			31 961 \$00	15 980 \$00		
		1,20				22 195 \$00		
		1,50			46 166 \$00	30 185 \$00		
A9 – Loures / Bucelas	94	0,80		14 514 \$00				
		1,00		20 389 \$00		23 252 \$00		25 772 \$00
		1,20		27 204 \$00		30 640 \$00		33 503 \$00
		1,50		42 050 \$00		44 226 \$00		
<b>Valores propostos</b> (estimativa de custo)	Dez 99	0,80	<b>13 960\$00</b>	<b>21 380\$00</b>	<b>14 760\$00</b>	<b>22 180\$00</b>	<b>15 260\$00</b>	<b>22 680 \$00</b>
		1,00	<b>18 100\$00</b>	<b>29 200\$00</b>	<b>20 800\$00</b>	<b>31 900\$00</b>	<b>23 200\$00</b>	<b>34 300\$00</b>
		1,20	<b>24 200\$00</b>	<b>39 700\$00</b>	<b>26 950\$00</b>	<b>42 450\$00</b>	<b>30 700\$00</b>	<b>46 200\$00</b>
		1,50	<b>40 400\$00</b>	<b>63 860\$00</b>	<b>42 600\$00</b>	<b>66 060\$00</b>	<b>45 000\$00</b>	<b>68 460\$00</b>

No Quadro 4.6 apresentam-se custos unitários praticados em empreitadas da BRISA, correspondentes à execução de estruturas de entrada e de saída, em betão armado, com muros de ala em passagens hidráulicas circulares simples, incluindo os trabalhos necessários à sua implantação, bem como os valores propostos no programa HIDROPAS. No Anexo E indicam-se os custos médios das quantidades de trabalho mais frequentes em projectos de drenagem transversal de vias de comunicação.

Quadro 4.6 – Custos unitários de estruturas de entrada e de saída com muros de ala, em betão, em empreitadas da BRISA.

SUBLANÇO	DATA	Ø	VALOR
A2 - Alcacer do Sal / / Grândola Norte / / Grândola sul Lote B	Jun -96	0,80	51 537\$00
		1,00	66 999\$00
		1,20	
		1,50	103 165\$00
A12 – Setúbal / Montijo	Jun -96	0,80	213 992\$00
		1,00	255 096\$00
		1,20	271 788\$00
		1,50	335 381\$00
A3 – EN 303 / Valença	Mar -96	0,80	94 977\$00
		1,00	143 426\$00
		1,20	
		1,50	194 531\$00
A6 – Évora / Estremoz Lote A	Jul - 96	0,80	86 589\$00
		1,00	117 284\$00
		1,20	154 914\$00
		1,50	216 275\$00
A6 – Palmela/ Marateca Lote A1/B1	94	0,80	52 341\$00
		1,00	65 426\$00
		1,20	
		1,50	
A3 – Cruz / Braga	95	0,80	59 722\$00
		1,00	93 965\$00
		1,20	112 620\$00
		1,50	147 076\$00
A3 – Braga / EN 201 Lote A	Jun - 95	0,80	41 200\$00
		1,00	61 870\$00
		1,20	82 040\$00
		1,50	115 870\$00
A3-Ponte Lima /EN 303 Trecho II	Mar -96	0,80	51 141\$00
		1,00	79 481\$00
		1,20	97 264\$00
		1,50	172 121\$00
A4 – Penafiel/Amarante Lote A	95	0,80	
		1,00	102 336\$00
		1,20	134 909\$00
		1,50	192 675\$00
A4 – Penafiel/Amarante Lote B	95	0,80	79 961\$00
		1,00	115 890\$00
		1,20	
		1,50	
A9 – Loures / Bucelas	94	0,80	43 217\$00
		1,00	64 409\$00
		1,20	84 847\$00
		1,50	108 101\$00
<b>Valores propostos</b> (estimativa de custo)	Out 99	0,80	<b>85 000\$00</b>
		1,00	<b>110 000\$00</b>
		1,20	<b>135 000\$00</b>
		1,50	<b>175 000\$00</b>

**APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA**

**A CASOS DE ESTUDO**



## **5.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS**

Neste capítulo pretende-se comparar o dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores para águas pluviais em projectos efectuados para a BRISA e para a JAE, com os resultados obtidos por aplicação da metodologia de dimensionamento considerada no programa HIDROPAS. Para tal, seleccionaram-se casos de estudo correspondentes a diferentes regiões do país e a diversos projectistas.

Os casos de estudo considerados são:

- Auto Estrada do Norte (A1). Sublanço Pombal-Condeixa (**Brisa, 1988**);
- Auto Estrada Marateca/Elvas (A6). Sublanço Montemor o Novo - Évora (**Brisa, 1995**);
- Auto Estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz - Borba (**Brisa, 1996**);
- CREL Estádio Nacional / Alverca (A9). Sublanço Loures - Bucelas (**Brisa, 1993**);
- A12 Auto Estrada Setúbal / Montijo (**Brisa, 1996a**);
- Ligação IP3-IP5. Variante a Viseu (**JAE, 1996**).

Para a realização do estudo comparativo, consideram-se os dimensionamentos hidrológico e hidráulico separadamente. Para cada caso de estudo, elaboraram-se quadros com as principais características dos projectos correspondentes a cada tipo de dimensionamento, de modo a compará-los com os quadros de resultados obtidos pelo programa HIDROPAS.

Apesar deste programa efectuar também estimativas de custos, nesta análise comparativa não serão incluídos os custos por não se dispor da correspondente informação na maioria dos casos de estudo considerados.

## 5.2 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO. CONDIÇÕES DE PROJECTO

### 5.2.1 – Considerações gerais

O dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas pressupõe a disponibilidade de um conjunto de dados ou elementos de base indispensáveis para a concepção de estudos de drenagem, nomeadamente para o cálculo dos caudais de ponta de cheia. No Quadro 5.1 apresentam-se os principais elementos ou dados utilizados nos diferentes casos de estudo considerados.

Quadro 5.1 – Dimensionamento hidrológico. Elementos de base utilizados nos diferentes casos de estudo.

Nome do projecto	$T$ (anos)	$C$	Fórmula para cálculo de $t_c$	Precipitação	Fórmula para cálculo de $Q_p$
Auto-estrada do Norte (A1). Sublanço Pombal-Condeixa	10 e 20	0,5 a 0,6	Ventura	Função do tipo $I=a/(b+t_c)$ $I(10) = 2840/(27+t_c)$ $I(20) = 3310/(28+t_c)$	racional
Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Montemor o Novo-Évora	50	0,60	Pickering	- Bacias de Montemor o Novo: função do tipo $I=a/(b+t_c)$ $I(50) = 4668/(20+t_c)$  - Bacias de Évora: Curvas IDF $I = a t_c^b$ $a= 349,54$ ; $b = -0,524$	racional
Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz-Borba	50	-	Pickering	Curvas IDF de Lisboa $I = a t_c^b$ $a= 349,54$ ; $b = -0,524$	Mockus
CREL Estádio Nacional / Alverca. Sublanço Loures-Bucelas	10, 20, 50 e 100	0,50 ( $t_r=10$ ) 0,55 ( $t_r=20$ ) 0,55 ( $t_r=50$ ) 0,60 ( $t_r=100$ )	Temez	Curvas IDF de Lisboa $I = a t_c^b$ $a= 290,7$ ; $b = -0,549$ ( $T_r=10$ ) $a= 317,7$ ; $b = -0,538$ ( $T_r=20$ ) $a= 349,54$ ; $b = -0,524$ ( $T_r=50$ ) $a= 365,62$ ; $b = -0,508$ ( $T_r=100$ )	racional
Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12)	50	0,35	Pickering	Curvas IDF de Lisboa $I = a t_c^b$ $a= 349,54$ ; $b = -0,524$	racional
Ligação IP3-IP5. Variante a Viseu	10, 25, 50 e 100	0,45	Ventura	Curvas Intensidade / duração de precipitação para períodos de retorno considerados, obtidas a partir do dados do INMG relativos à estação climatológica de Viseu.	racional

Nas alíneas seguintes abordam-se, de forma detalhada, os principais aspectos relativos aos elementos de base referenciados no quadro anterior.

### 5.2.2 – Auto-estrada do Norte (A1). Sublanço Pombal - Condeixa

A determinação dos caudais de dimensionamento foi feita em função das precipitações registadas e das características físicas das áreas drenadas. Para tal, o projectista utilizou os registos de precipitações máximas nas zonas de Pombal e Condeixa (Estudos de precipitação com aplicação no projecto de sistemas de drenagem pluvial, LNEC 1986), para chuvadas com duração de 15, 30 e 60 min para períodos de retorno de 10, 20 e 50 anos, de acordo com os valores do Quadro 5.2.

Para determinar as intensidades médias de precipitação o projectista utilizou uma função do tipo (2.20) com  $m=1$ ,  $n=0$  e considerando  $t_p = t_c$ , de que resulta

$$I = \frac{a}{b + t_c} \quad (5.1)$$

com  $I$  expresso em mm/h e  $t_c$  em min.

Para o ajuste dos parâmetros  $a$  e  $b$  foi utilizado o método dos mínimos quadrados, obtendo-se as seguintes expressões:

$$I(10 \text{ anos}) = 2840/(27+t_c)$$

$$I(20 \text{ anos}) = 3310/(28+t_c)$$

$$I(50 \text{ anos}) = 3940/(30+t_c)$$

Quadro 5.2 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Precipitações máximas e intensidades máximas utilizadas.

Período de retorno, $T$ (anos)	Precipitações máximas (mm)			Intensidades máximas (mm/h)		
	15 (min)	30 (min)	60 (min)	15 (min)	30 (min)	60 (min)
10	17	24	31	68	47	31
20	19	27	36	77	53	36
50	22	31	42	89	61	42

No dimensionamento hidrológico, apresentado no Quadro F1 do Anexo F, a duração das chuvadas foi considerada igual ao tempo de concentração. O tempo de concentração foi calculado no projecto pela fórmula de Ventura (Eq. 2.9).

Na avaliação dos caudais de ponta de cheia foi utilizada a fórmula racional (Eq. 2.29) com valores do coeficiente de escoamento de 0,50 a 0,60.

### **5.2.3 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Montemor-o-Novo - Évora**

A avaliação dos caudais de ponta de cheia foi feita em função das precipitações registadas e das características físicas das bacias envolvidas. No projecto é referido que se compararam os valores máximos anuais das precipitações nas regiões, obtidos do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica (INMG) para períodos de retorno de 50 anos, com os dados das curvas IDF para a região de Évora. De acordo com os valores obtidos, o projectista optou por considerar os valores das curvas IDF de **Matos e Silva (1986)** para as bacias do concelho de Évora e os valores do INMG para as bacias da região de Montemor-o-Novo.

Para a determinação das intensidades médias de precipitação, adoptou-se uma expressão do tipo (5.1) à série de precipitações máximas em 24 horas do posto udométrico de Montemor-o-Novo. Para um período de retorno de 50 anos obteve-se  $I = 4668 / (20 + t_c)$ . Relativamente às curvas IDF, foram utilizados os parâmetros  $a$  e  $b$  da região de Lisboa para uma cheia cinquentenária.

Para determinar o tempo de concentração das diversas bacias foi considerada a fórmula de Pickering (Eq. 2.7).

Na determinação dos caudais de ponta de cheia foi utilizada a fórmula racional, considerando um coeficiente de escoamento de 0,6, escolhido, segundo o projectista, em

função do tipo de cobertura vegetal e das características topográficas e pedológicas das bacias hidrográficas. No Quadro F2 do Anexo F apresenta-se, resumidamente, o dimensionamento hidrológico das várias bacias hidrográficas constantes do projecto em estudo.

#### 5.2.4 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz - Borba

Para efeito de cálculo dos caudais de ponta de cheia, o projectista tomou, como termo de comparação para obter o tempo de concentração, a fórmula de Temez (Eq. 2.5) e a fórmula de Pickering (Eq. 2.7). Tendo verificado que a fórmula de Temez originava tempos de concentração superiores, considerou, por uma questão de segurança, a fórmula de Pickering para calcular o tempo de concentração.

Na avaliação das intensidades de precipitação, foram consideradas as curvas IDF da região de Lisboa (Matos e Silva, 1986) para períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos. No Quadro 5.3 são apresentadas as intensidades de precipitação para diferentes durações.

Quadro 5.3 – Intensidades de precipitação (mm/h). Auto-estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz-Borba.

Duração (min)	Períodos de retorno, $T$ (anos)		
	10	50	100
5	120,14	150,40	161,42
10	82,11	104,59	113,51
15	65,73	84,57	92,38
30	44,92	58,81	64,96
60	30,71	40,90	45,68

Na escolha dos períodos de retorno a adoptar no dimensionamento das diferentes passagens hidráulicas, o projectista teve em atenção as consequências que poderiam advir de uma deficiente capacidade de escoamento. Deste modo, considerou cheias cinquentenárias em todas as passagens hidráulicas.

Para calcular os caudais de ponta de cheia, apresentados no Quadro F3 e F4 do Anexo F, foi utilizada a fórmula de Mockus, tendo sido consideradas chuvadas com durações iguais a duas vezes o tempo de concentração. O projectista não é explícito quanto às razões porque considerou chuvadas com durações iguais a duas vezes o tempo de concentração.

### **5.2.5 – CREL Estádio Nacional / Alverca. Sublanço Loures - Bucelas**

Após análise dos métodos disponíveis para calcular os caudais de ponta de cheia em bacias com as características e dimensões das interceptadas por este trecho da CREL, o projectista optou pela aplicação do método racional à totalidade das bacias em estudo.

O coeficiente de escoamento foi escolhido de acordo com as características e período de retorno das diferentes bacias. O valor mínimo utilizado foi de 0,50 e o valor máximo de 0,60.

O período de retorno adoptado foi de 10 anos para as bacias mais pequenas, com áreas inferiores a 0,3 km<sup>2</sup>, de 20 anos para bacias com áreas entre 0,3 e 3,0 km<sup>2</sup>, e de 50 anos para áreas superiores.

Para calcular o tempo de concentração das bacias hidrográficas foi utilizada a fórmula de Temez. Os valores da intensidade de precipitação são calculados com base nas curvas IDF da região de Lisboa (**Matos e Silva, 1986**) para os períodos de retorno de 10, 20 e 50 anos.

No Quadro F5 do Anexo F apresentam-se os resultados das diferentes variáveis correspondentes ao dimensionamento hidrológico deste caso de estudo.

### **5.2.6 – Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12)**

Para caracterização do regime das chuvadas na região onde se desenvolve o traçado da auto-estrada Setúbal / Montijo o projectista recorreu às curvas IDF de **Matos e Silva, (1986)**.

Na escolha dos períodos de retorno atendeu-se à importância das linhas de água a atravessar e às consequências que poderiam resultar de deficiente capacidade de vazão dessas obras. Assim, o projectista entendeu considerar períodos de retorno de 50 anos para as bacias hidrográficas com áreas inferiores a 5000 ha e de 100 anos para as restantes. De referir que neste caso de estudo todas as bacias interceptadas pela via têm área inferior a 5000 ha.

Os caudais de ponta de cheia, apresentados no Quadro F6 do Anexo F, foram calculados pela fórmula racional. Atendendo ao facto da generalidade das bacias apresentar uma orografia relativamente plana e os solos serem permeáveis, o projectista refere que utilizou a fórmula racional em detrimento da fórmula de Mockus por entender *não haver razões para admitir a aplicação generalizada dessa fórmula que iria conduzir a uma sobreavaliação dos caudais de ponta de cheia.*

Foi utilizado um valor constante de 0,35 para o coeficiente de escoamento.

### **5.2.7 – Ligação IP3 - IP5. Variante a Viseu**

A determinação dos caudais de ponta de cheias foi efectuada em função das chuvadas características da região. Os valores das precipitações para a região, indicados no Quadro 5.4, foram calculados a partir das séries de precipitações máximas anuais com duração de 24 horas fornecidas pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, relativamente à estação climatológica de Viseu.

Com base naquelas precipitações determinaram-se as intensidades de precipitação, cujos valores também se apresentam no Quadro 5.4, referentes a chuvadas com durações de 5, 10, 20, 30, 40, 50 e 60 min, para períodos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos.

O coeficiente de escoamento foi escolhido de acordo com as características das diferentes bacias, tendo sido adoptados valores compreendidos entre 0,45 para bacias rurais e 0,70 para bacias urbanizadas.

Quadro 5.4 – Precipitações e intensidades de precipitação em função do período de retorno. Estação climatológica de Viseu.

Período de retorno, <i>T</i> (anos)	Precipitações (mm)							Intensidades de precipitação, <i>I</i> (mm/h)						
	Duração (min)							Duração (min)						
	5	10	20	30	40	50	60	5	10	20	30	40	50	60
<b>10</b>	8,4	12,3	18,5	22,4	26,6	26,6	28,0	100,8	73,9	55,5	44,8	40,0	31,9	28,0
<b>25</b>	10,2	14,9	22,4	27,2	29,9	32,3	34,0	122,4	89,8	67,3	54,4	44,9	38,8	34,0
<b>50</b>	11,4	16,7	25,1	30,4	33,4	36,1	38,0	136,8	100,3	75,2	60,8	50,2	43,3	38,0
<b>100</b>	13,1	19,1	28,7	34,8	38,3	41,3	43,5	156,6	114,8	86,1	69,6	57,4	49,6	43,5

Com base nas intensidades máximas de precipitação, o projectista determinou as curvas IDF características da zona, para os períodos de retorno considerados, a fim de determinar as intensidades de precipitação das diferentes bacias hidrográficas interceptadas pela via. Na Figura 5.1 são apresentadas as referidas curvas.

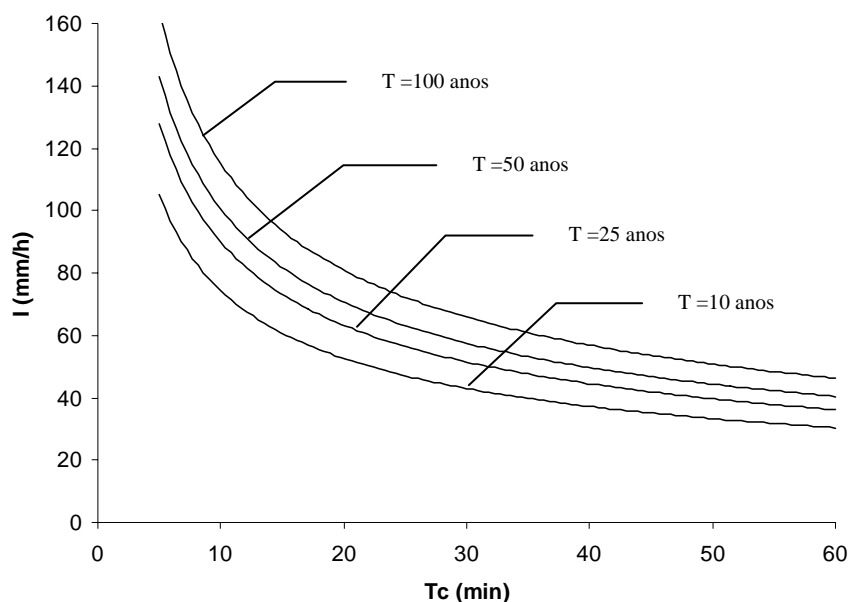


Figura 5.1 – Curvas IDF da estação climatológica de Viseu.

Os caudais de ponta de cheia, apresentados no Quadro F7 do Anexo F, foram calculados pela fórmula racional considerando um coeficiente de escoamento de 0,45. As intensidades

de precipitação foram retiradas da Figura 5.1, considerando chuvadas com durações iguais ao tempo de concentração das respectivas bacias hidrográficas. O tempo de concentração foi calculado recorrendo à fórmula de Ventura (Eq. 2.9).

### **5.3 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO. CONDIÇÕES DE PROJECTO**

Em todos os casos de estudo analisados, os projectistas referem que foi feito o reconhecimento dos locais das diferentes travessias, com o objectivo de avaliar se as condições de escoamento a jusante dos futuros aquedutos poderiam determinar o tipo de funcionamento e, ainda, se a altura máxima de água a montante poderia implicar prejuízos nas propriedades circundantes. A análise dos pontos baixos do perfil longitudinal também foi feita, para verificar se a altura máxima de água a montante do aqueduto viria ou não a interferir com a drenagem da plataforma da via.

Nos projectos analisados, a metodologia utilizada para dimensionamento hidráulico do aqueduto é a preconizada pelos Serviços Técnicos da BRISA (**Brisa, 1974**) e proposta pela AASHTO (**AASHTO, 1991**) e SETRA (**ENPC, 1995**). Desta forma, o dimensionamento e verificação do funcionamento hidráulico tem por base os ábacos publicados pelo U. S. Bureau of Public Roads (**Herr e Bossey, 1965** e **FHA, 1972**), apresentados no Anexo B.

Verifica-se que, em todos os projectos analisados, a secção de controlo é a secção de montante dos aquedutos. Em todos os casos, recorreu-se à fórmula de Manning-Strickler, admitindo um coeficiente  $K$  igual a  $75 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ , dado que apenas são adoptados aquedutos de betão.

O diâmetro mínimo a considerar nos projectos para a BRISA é de 1,00 m, e de 0,80 nos projectos para a JAE. O diâmetro máximo considerado é de 1,50 m. Quando são exigidos diâmetros superiores a 1,50 m utilizam-se aquedutos de secção rectangular ou aquedutos circulares em paralelo.

No dimensionamento hidráulico foram considerados os elementos de base apresentados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Dimensionamento hidráulico. Elementos de base utilizados nos diferentes casos de estudo.

Nome do projecto	Diâmetros, $D$ (m)	Secções rectangulares (m × m)	Metodologia de dimensionamento	Valor máximo de $H_w/D$	Velocidade máxima à saída (m/s)	Quadros de resultados (Anexo F)
Auto-estrada do Norte (A1). Sublanço Pombal-Condeixa	0,80* 1,00 1,20 1,50	2,50 × 2,50 3,50 × 3,50	USBPR	1,35	4,5	F8
Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Montemor o Novo-Évora	0,80* 1,00 1,20 1,50	2,00 × 2,00 2,50 × 2,50 3,50 × 3,50 4,00 × 4,00	USBPR	1,35	4,5	F9
Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz-Borba	0,80* 1,00 1,20 1,50	1,50 × 1,50 2,00 × 2,00 2,00 × 1,30 2,00 × 1,50 3,50 × 1,50 3,50 × 3,00 4,00 × 3,00	USBPR	1,35	4,5	F3
CREL Estádio Nacional / Alverca. Sublanço Loures-Bucelas	1,00 1,20 1,50	2,00 × 2,00	USBPR	Não refere	5,0	F12
Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12)	0,80* 1,00 1,20 1,50	1,80 × 1,80 2,00 × 1,50 2,00 × 2,00 2,50 × 2,50	USBPR	1,10	4,5	F10
Ligação IP3-IP5. Variante a Viseu	0,80 1,00 1,20 1,50	2,00 × 2,00 3,00 × 3,00	USBPR	Não refere ( $H_w < cota$ do pavimento)	4,5	F11

\*Diâmetro utilizado em restabelecimentos.

## 5.4 – APLICAÇÃO DO PROGRAMA HIDROPAS

### 5.4.1 – Considerações gerais

Para aplicação do programa HIDROPAS aos casos de estudo utilizou-se a informação de base existente nos diferentes projectos analisados.

O dimensionamento hidrológico e hidráulico a efectuar pelo programa de cálculo automático tem por base as seguintes considerações:

- uma vez que, na generalidade dos projectos, não existem dados relativos aos tipos de solos e sua utilização ou cobertura, considera-se como número de escoamento o maior dos valores referentes a zonas rurais ( $CN = 91$ );
- considera-se um valor mínimo de 5 min para o de tempo de concentração das bacias hidrográficas;
- no cálculo das intensidades médias de precipitação são utilizadas as curvas IDF (**Matos e Silva, 1986**) correspondentes às regiões pluviométricas das bacias hidrográficas interceptadas nos diferentes casos de estudo considerados;
- os caudais de ponta de cheia são calculados para os períodos de retorno:
  - considerados pelos projectistas;
  - de 50 anos, no caso de bacias hidrográficas com áreas inferiores a 50 km<sup>2</sup>;
  - de 100 anos para as bacias com áreas iguais ou superiores a 50 km<sup>2</sup>;
  - de 100 anos para todas as bacias dos projectos analisados, para atender à versão provisória do Manual de Drenagem da JAE (**JAE, 1998**); este critério inclui as bacias com área superior a 50 km<sup>2</sup>, como indicado na secção 2.5;
- o diâmetro mínimo a considerar é de 1,00 m e o máximo é de 1,50 m; quando são exigidos diâmetros superiores a 1,50 m utilizam-se aquedutos de secção rectangular, com altura e largura mínimas de acordo com o Quadro 3.5;
- a altura de água a montante não deve exceder o valor de  $1,5D$ ;
- a velocidade máxima do escoamento admitida à saída dos aquedutos é de 4,5 m/s, uma vez que na maioria dos casos para valores superiores será necessário recorrer a bacias de dissipação de energia;
- os restantes dados são os considerados no respectivo projecto e indicados no Anexo F;

No Anexo G apresentam-se as saídas de resultados do programa HIDROPAS referentes aos dimensionamentos hidrológico e hidráulico de cada um dos projectos em análise.

#### **5.4.2 – Auto-estrada do Norte (A1). Sublanço Pombal-Condeixa**

Da análise dos Quadros F1, G1 e G2 dos Anexos F e G verifica-se que, nas bacias de pequenas dimensões, os caudais de ponta de cheia do projecto para um período de retorno de 10 anos são superiores aos calculados pelo programa HIDROPAS para um período de

retorno de 50 anos. Por outro lado, nas bacias de maiores dimensões, como por exemplo a bacia nº 11 com área de 10,437 km<sup>2</sup>, os caudais de ponta de cheia são sub-dimensionados no projecto, quando comparados com caudais de ponta de cheia obtidos através do programa HIDROPAS.

A diferença de valores nos caudais de ponta de cheia das pequenas bacias deve-se fundamentalmente ao cálculo do tempo de concentração e da intensidade média de precipitação. Para os tipos de bacias consideradas, a fórmula de Ventura, utilizada pelo projectista para calcular o tempo de concentração, fornece valores excessivos quando comparada com as fórmulas de Kirpich (Pickering e David). Por outro lado, as funções utilizadas para calcular a intensidade média dão origem a valores bastante superiores quando comparadas com as curvas IDF de **Matos e Silva (1986)**, de origem mais recente. Na Figura 5.2 representam-se os caudais de ponta de cheia indicados no projecto e os calculados pelo programa HIDROPAS para iguais períodos de retorno e ainda para os períodos de retorno de 50 anos e 100 anos.

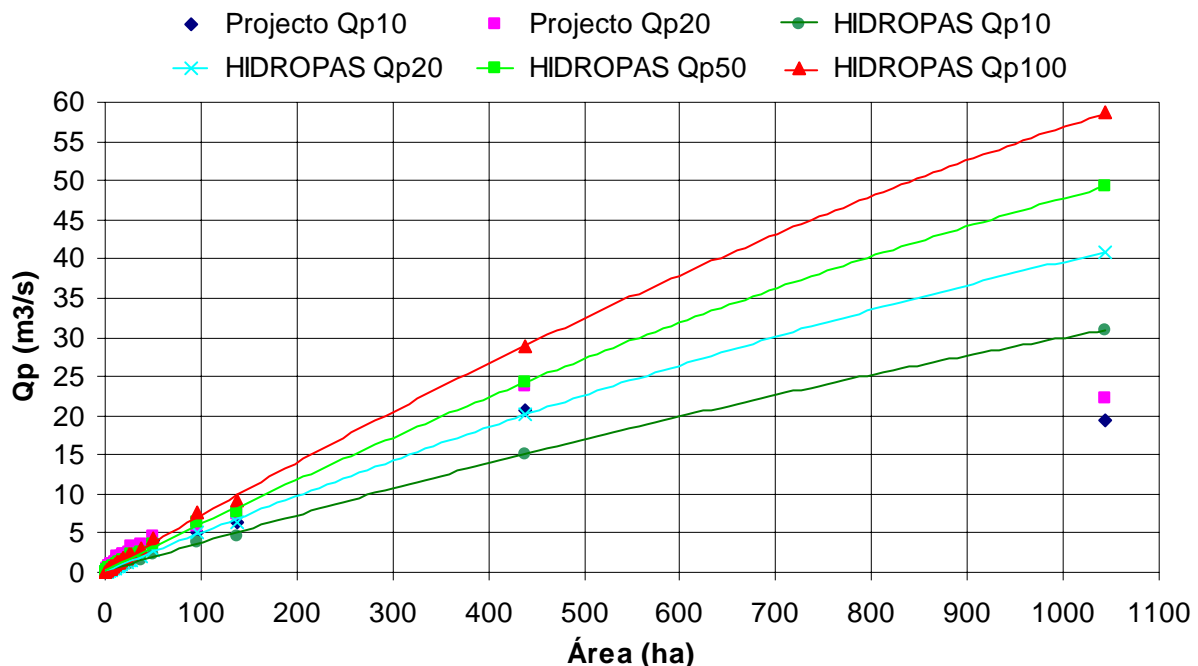


Figura 5.2 – Auto-estrada do Norte (A1). Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo.

No que diz respeito ao dimensionamento hidráulico, utilizando o programa HIDROPAS para caudais de dimensionamento iguais aos utilizados no projecto, são obtidos valores

idênticos para as alturas da água e velocidades à saída dos aquedutos. Para os caudais de dimensionamento correspondentes ao período de retorno de 50 anos, são apresentados os resultados do dimensionamento hidráulico no Quadro G3 do Anexo G.

Como diferença mais saliente, verifica-se que para a PH nº 6-1 (bacia nº 11) o projectista propôs uma secção rectangular de 2,50 m × 2,50 m e, de acordo com o presente estudo, seria necessária uma secção rectangular de 3,50m × 3,00m. Um segundo aspecto a salientar é o de que o aumento do caudal de ponta de cheia nas pequenas bacias, não implica um agravamento significativo de custos, uma vez que o diâmetro mínimo utilizado na maioria dos aquedutos continua a ser suficiente.

#### **5.4.3 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Montemor-o-Novo - Évora**

De acordo com os Quadros F2, G4 e G5 dos Anexos F e G, verifica-se que os caudais de ponta de cheia obtidos através do programa de cálculo automático são significativamente inferiores aos considerados no projecto.

Os tempos de concentração das bacias hidrográficas calculados pelo programa são iguais aos indicados pelo projectista. No entanto, contrariamente ao considerado no projecto, para calcular as intensidades médias de precipitação, o programa HIDROPAS considera que o tempo de concentração mínimo é de 5 min, o que implica que, para pequenas bacias, as intensidades médias de precipitação sejam inferiores às consideradas no projecto.

De referir que as intensidades de precipitação calculadas para durações inferiores a 5 min, em alguns casos superiores a 200 mm/h (Quadro F2 – Anexo F), parecem ser valores bastante elevados. A justificar o possível sobre-dimensionamento, pode tomar-se como exemplo o caudal de ponta de cheia de 58,5 m<sup>3</sup>/s com período de retorno de 50 anos para uma bacia de 4,6 km<sup>2</sup>.

No que diz respeito ao dimensionamento hidráulico, verifica-se uma acentuada diminuição das secções dos aquedutos como resultado dos menores caudais de ponta de cheia.

Em termos económicos, pode-se concluir que existe uma significativa diminuição de custos, pois para além da diminuição do diâmetro na generalidade dos aquedutos, verifica-se que vários dos aquedutos previstos com secção rectangular poderiam ser executados com secções circulares.

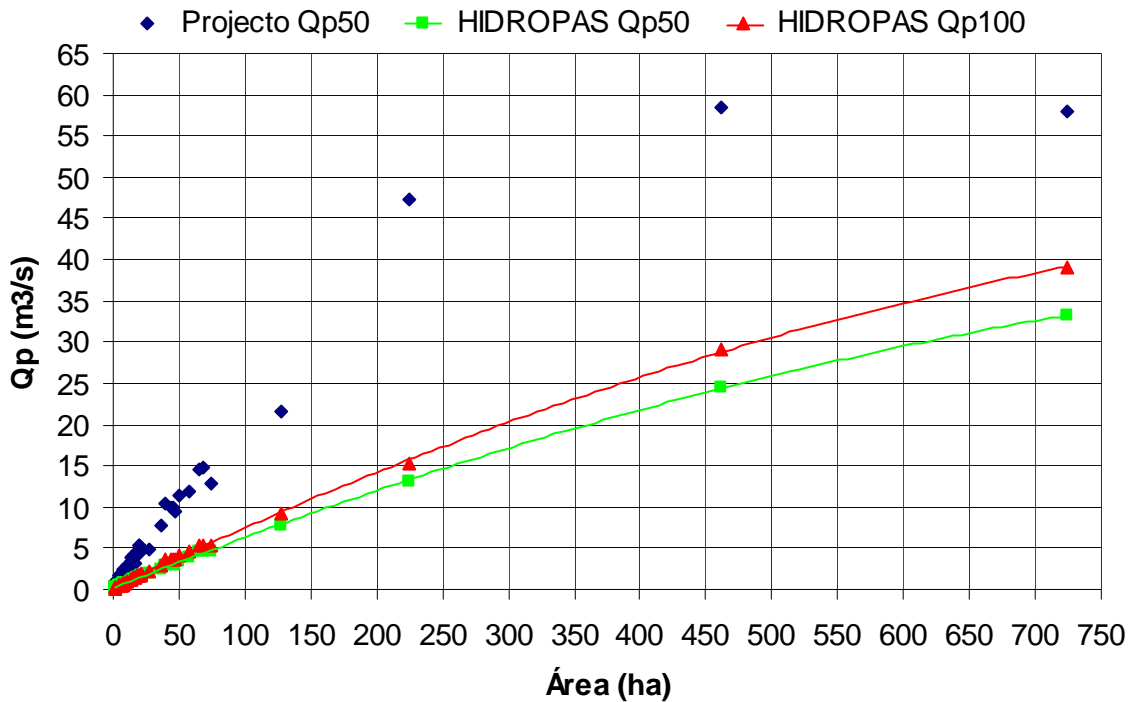


Figura 5.3 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo - Elvas. Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo.

#### 5.4.4 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz - Borba

Da análise dos Quadros F3, F4, G7 e G8 dos Anexos F e G verifica-se que, os caudais de ponta de cheia obtidos através do programa de cálculo automático são significativamente inferiores aos considerados no projecto.

A Figura 5.4 mostra que os caudais de ponta de cheia de projecto, para um período de retorno de 50 anos, são superiores aos caudais calculados pelo programa HIDROPAS para o período de retorno de 100 anos.

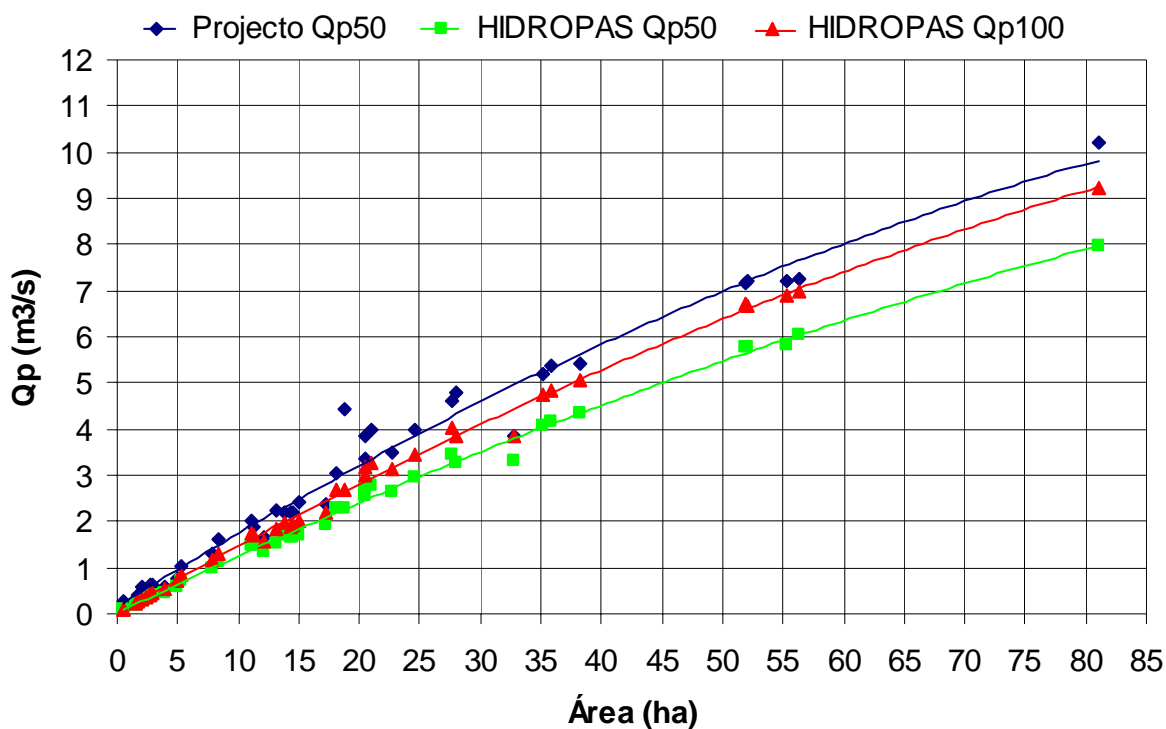


Figura 5.4 - Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba. Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo.

Uma vez que as bacias hidrográficas deste troço de auto-estrada são bastante pequenas, a diferença de valores verificada poderá ser justificada pelo facto das intensidades médias de precipitação terem sido calculadas para durações inferiores a 5 min.

Para os mesmos caudais de dimensionamento, o programa HIDROPAS calcula secções transversais dos aquedutos iguais às apresentadas no projecto. No entanto, utilizando os caudais de ponta de cheia obtidos no presente estudo, para um período de retorno de 50 anos, obtêm-se secções inferiores em apenas algumas passagens hidráulicas (Quadro G9 do Anexo G).

### 5.4.5 – CREL Estádio Nacional / Alverca. Sublanço Loures-Bucelas

Comparando os caudais de ponta de cheia de projecto (Quadro F5) e os que foram obtidos pelo programa HIDROPAS (Quadros G10 e G11), verifica-se que os caudais obtidos pelo projectista, para os mesmos períodos de retorno, são superiores aos obtidos no presente estudo.

Os tempos de concentração considerados no projecto, obtidos pela fórmula de Temez, são superiores aos utilizados no dimensionamento efectuado pelo programa de cálculo automático, implicando que as intensidades médias de precipitação sejam menores. No entanto, os caudais de ponta de cheia do projecto são superiores, pelo facto dos coeficientes de escoamento utilizados serem superiores aos considerados pelo programa HIDROPAS.

Da análise da Figura 5.5, verifica-se que as curvas correspondentes os caudais de ponta de cheia do projecto apresentam valores sempre superiores em relação aos que resultam da metodologia aplicada.

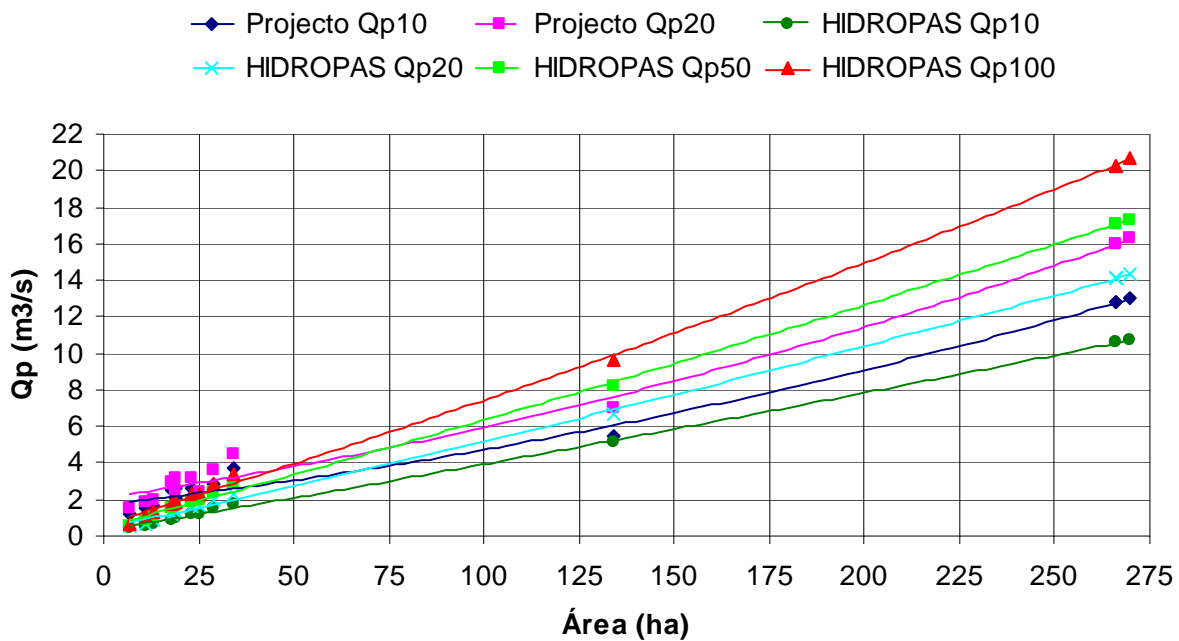


Figura 5.5 – Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas. Caudais de ponta de cheia de projecto e os obtidos no presente estudo.

Com o objectivo de comparar o dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista e pelo programa HIDROPAS, consideraram-se como caudais de dimensionamento os que constam no projecto. Confrontando os Quadros F12 e G12 dos Anexos F e G verifica-se que a altura de água a montante,  $H_w$ , e a velocidade à saída das diferentes passagens hidráulicas são ligeiramente inferiores quando aplicada a metodologia proposta no programa de cálculo automático.

#### **5.4.6 –Auto-Estrada Setúbal / Montijo**

Os estudos hidrológicos apresentados no projecto de drenagem transversal da auto-estrada Setúbal / Montijo utilizam a fórmula racional, considerando intensidades médias de precipitação resultantes das curvas IDF da região A (**Matos e Silva, 1986**) e tempos de concentração calculados pela fórmula de Pickering. Apenas em pequenas bacias hidrográficas, com áreas sensivelmente inferiores a 5 ha, se verifica serem as intensidades médias de precipitação superiores às consideradas no dimensionamento efectuado pelo programa HIDROPAS, pelo facto deste considerar um tempo de concentração mínimo de 5 min.

Com efeito, os caudais de ponta de cheia do projecto são ligeiramente superiores nas bacias de pequenas dimensões. Na Figura 5.6 verifica-se que, em bacias com áreas superiores a 150 ha, os caudais de ponta de cheia do projecto se afastam progressivamente dos caudais obtidos com o programa de cálculo proposto. Esta ocorrência pode ser justificada pelo valor do coeficiente de escoamento adoptado no projecto ( $C=0,35$ ).

O dimensionamento hidráulico efectuado no projecto (Quadro F10 do Anexo F), para os mesmos caudais de dimensionamento, apresenta resultados semelhantes ao dimensionamento hidráulico resultante da aplicação do módulo HIDCALC. De referir que não se apresentam os resultados do dimensionamento efectuado pelo programa de cálculo, por estes serem idênticos aos do Quadro F10 do Anexo F.

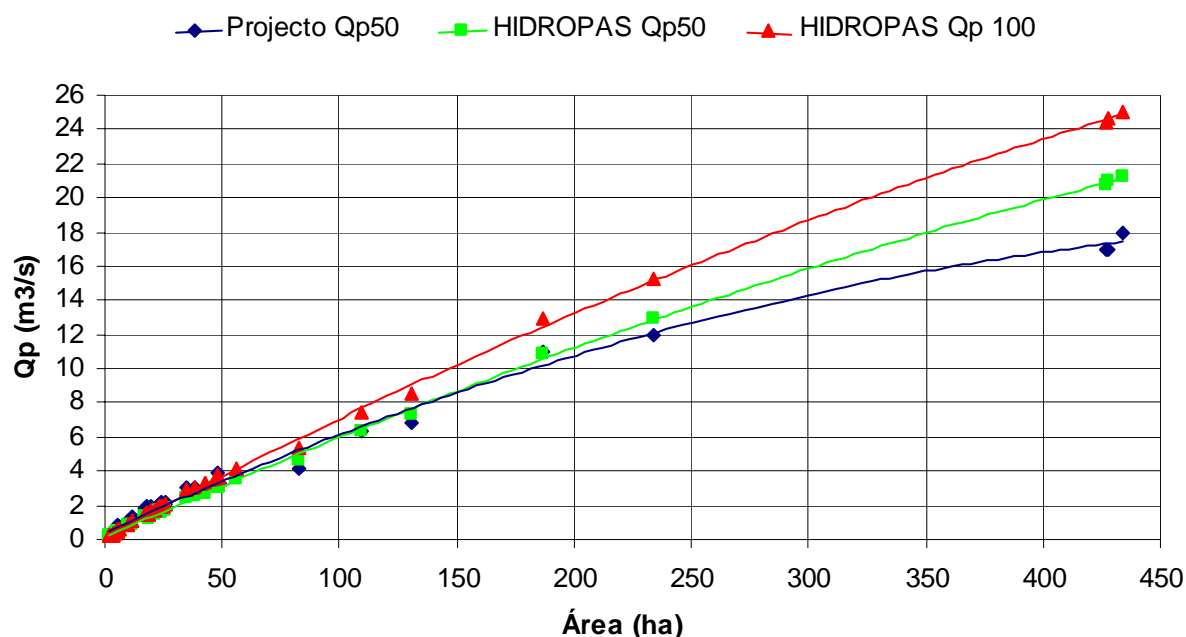


Figura 5.6 – Auto-Estrada Setúbal Montijo (A12). Caudais de ponta de cheia.

#### 5.4.7 – Ligação do IP5 ao IP3. Variante a Viseu

A determinação dos caudais de ponta de cheia foi efectuada a partir dos dados fornecidos pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica relativos à estação climatológica de Viseu. As intensidades médias de precipitação utilizadas pelo projectista no cálculo dos caudais de ponta de cheia foram retiradas das curvas IDF para a região de Viseu (Figura 5.1).

Da análise dos Quadros F7 e G15, verifica-se que os caudais de ponta de cheia considerados no projecto são próximos dos caudais de ponta de cheia obtidos no programa HIDROPAS. No entanto, para as bacias de maiores dimensões os caudais considerados no projecto são inferiores aos obtidos no presente estudo, pelo facto da fórmula de Ventura utilizada pelo projectista sobrestimar o tempo de concentração. Na Figura 5.7 apresentam-se curvas correspondentes aos caudais de ponta de cheia para diferentes períodos de retorno.

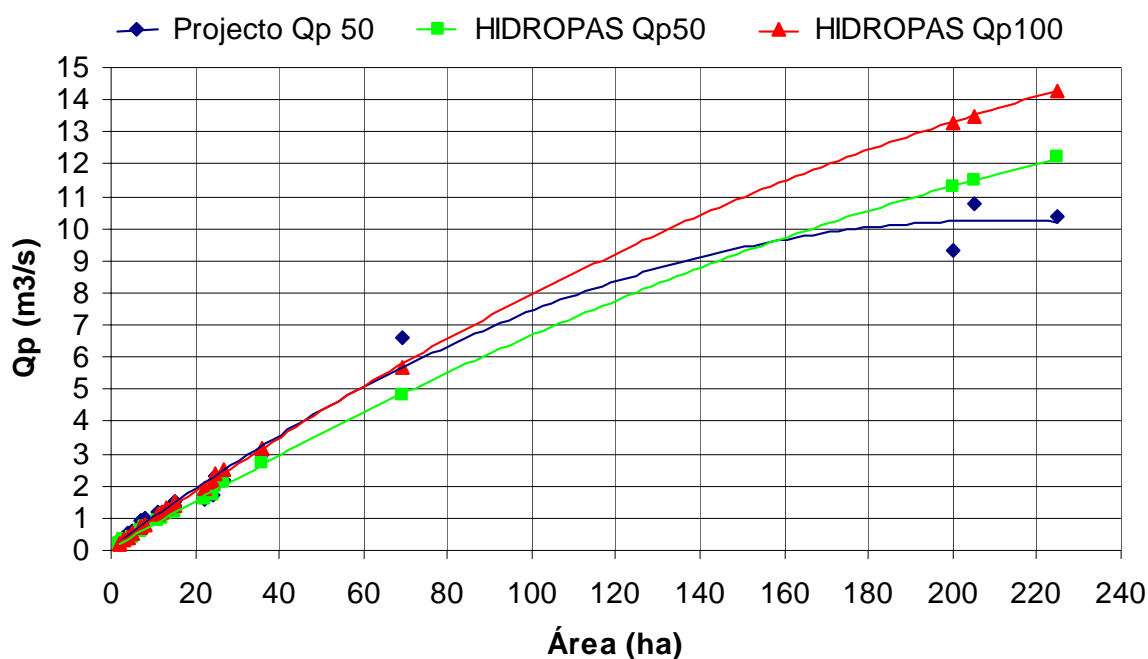


Figura 5.7 – Ligação do IP3 ao IP5. Caudais de ponta de cheia previstos no projecto e os calculados pelo programa HIDROPAS.

O dimensionamento hidráulico efectuado no projecto (Quadro F11 do Anexo F) conduz a secções transversais semelhantes às que resultam do dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDCALC (Quadro G17 do Anexo G).

## 5.5 – CONSIDERAÇÕES GERAIS E CONCLUSÕES

Os resultados obtidos e as análises comparativas efectuadas conduzem às seguintes conclusões:

- para bacias hidrográficas com áreas inferiores a 5 ha, os caudais de pontas de cheia são normalmente sobreavaliados devido às elevadas intensidades médias de precipitação resultantes de considerar tempos de concentração inferiores a 5 min, que correspondem a extrapolações do intervalo de tempo para o qual as curvas foram deduzidas; deste modo, sugere-se que o tempo de concentração mínimo seja limitado a 5 min;

- as fórmulas de Ventura e de Temez sobreavaliam o tempo de concentração na generalidade das bacias hidrográficas, relativamente à fórmula de Kirpich (Pickering e David);
- na maioria dos projectos de drenagem transversal, para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias é utilizada a fórmula racional;
- os caudais de ponta de cheia resultantes da aplicação da fórmula racional nem sempre são similares para bacias semelhantes, pois a escolha do coeficiente de escoamento é frequentemente pouco criteriosa;
- a intensidade média de precipitação é geralmente calculada a partir das curvas IDF de **Matos e Silva (1986)**;
- no presente estudo, os métodos do SCS (Soil Conservation Service), de Mockus e de Temez apresentam valores semelhantes para os caudais de ponta de cheia;
- o dimensionamento hidráulico de aquedutos é, nos diferentes casos de estudo analisados, efectuado a partir dos ábacos do USBPR (Anexo B);
- utilizando o módulo HIDCALC no dimensionamento hidráulico de aquedutos, obtêm-se resultados semelhantes aos fornecidos pelos ábacos do USBPR;
- em todas as passagens hidráulicas analisadas o controlo do escoamento é na secção de montante; esta situação é normalmente aconselhada uma vez que o caudal admitido apenas é condicionado pela altura de água a montante, pelo tipo de estrutura de entrada e pela inclinação do aqueduto;
- no sentido de evitar prejuízos, quer na futura via, quer nas propriedades adjacentes, é considerado, na maioria dos projectos, um valor para a relação entre a altura de água a montante e o diâmetro ou altura do aqueduto ( $H_w/D$ ) inferior a 1,35, tal como as normas de projecto da BRISA preconizam (**Brisa, 1974**);
- em geral, procuram-se evitar velocidades à saída dos aquedutos superiores a 4,50 m/s, uma vez que, na maioria dos casos, implicam a adopção de estruturas de dissipação de energia em betão normalmente mais caras que o enrocamento de protecção;
- as estruturas de dissipação de energia só são normalmente utilizadas quando não é possível reduzir a velocidade à saída dos aquedutos para valores compatíveis com a capacidade de resistência do leito à erosão, recorrendo ao aumento de secções ou à redução dos declives dos aquedutos.

---

Capítulo 6

---

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO  
DE PASSAGENS HIDRÁULICAS**



## **6.1 – INTRODUÇÃO**

Neste capítulo apresentam-se elementos de dimensionamento hidrológico, hidráulico e de estimativa de custos, para utilização futura no projecto de passagens hidráulicas. Estes elementos foram obtidos pela aplicação sistemática do programa de cálculo HIDROPAS às passagens hidráulicas dos casos de estudo considerados no capítulo 5.

A análise e tratamento dos resultados, para diferentes condições de escoamento superficial e de precipitação, tornou possível a obtenção de elementos gráficos que permitem, de forma expedita, o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e, por outro lado, obter uma estimativa de custo em passagens hidráulicas.

## 6.2 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO

### 6.2.1 – Tempo de concentração

Utilizando o programa HIDROPAS para todas as passagens hidráulicas analisadas no capítulo 5, calcularam-se os tempos de concentração das correspondentes bacias hidrográficas, a partir de uma análise comparativa entre as várias fórmulas propostas no programa de cálculo. Verificou-se que a fórmula de Kirpich (Pickering e David) apresenta, na maioria das bacias analisadas, os valores mais baixos para o tempo de concentração.

No cálculo do tempo de concentração teve-se em consideração os dados apresentados no Anexo F, nomeadamente, a área, a inclinação média, o número de escoamento e o comprimento da linha de água principal das bacias hidrográficas.

Na Figura 6.1 apresentam-se os menores valores obtidos para os tempos de concentração das diversas bacias hidrográficas em função da sua área. Uma vez que as bacias analisadas se distribuem por diferentes zonas do país e possuem características diversificadas, a Figura 6.1 pode ser utilizada para estimar tempos de concentração de bacias hidrográficas associadas a passagens hidráulicas com áreas compreendidas entre 2 e 500 ha.

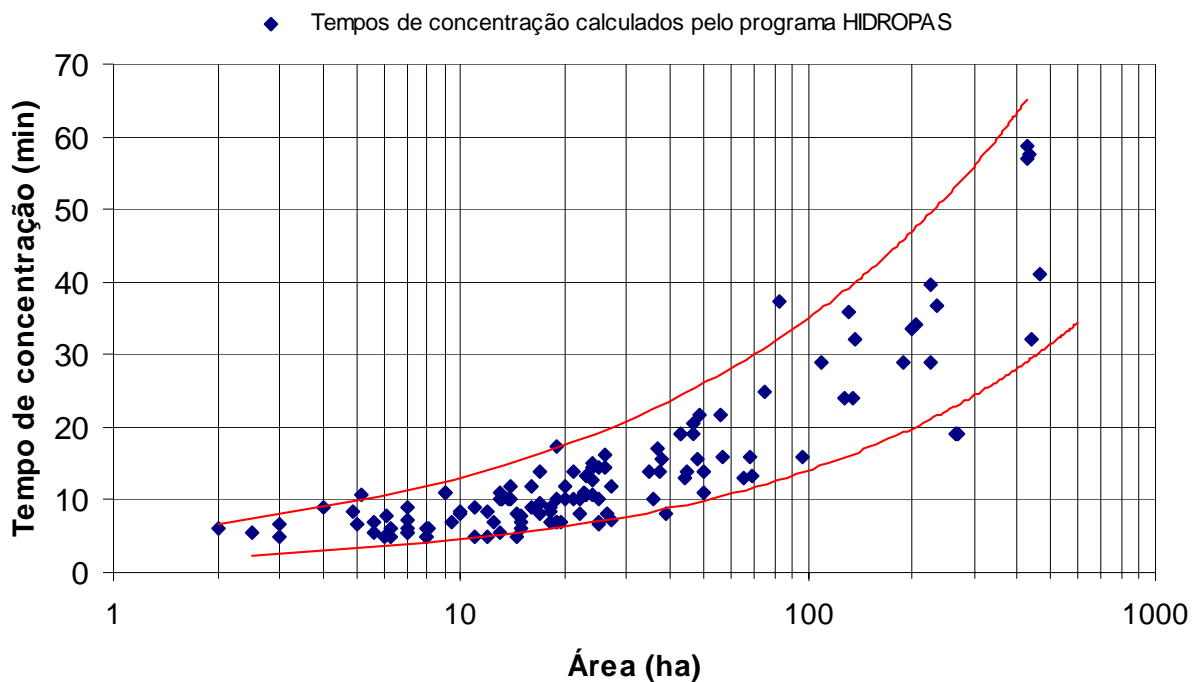


Figura 6.1 – Tempo de concentração em função da área.

Na Figura 6.1 definiu-se uma faixa, limitada por duas curvas que correspondem, aproximadamente, a envolventes superior e inferior dos tempos de concentração. Caso se pretenda seguir um critério conservativo, recomenda-se que seja utilizada a curva inferior para calcular o tempo de concentração de bacias hidrográficas. As curvas inferior e superior são definidas, respectivamente, por

$$t_c = 1,40 A_b^{0,500} \quad (6.1)$$

$$t_c = 4,865 A_b^{0,428} \quad (6.2)$$

sendo:

$t_c$  - tempo de concentração (min);

$A_b$  - área da bacia hidrográfica (ha).

### 6.2.2 – Caudal de ponta de cheia

A expressão (6.1) foi utilizada para calcular o caudal de ponta de cheia nas bacias hidrográficas dos casos de estudo analisados e para diferentes números de escoamento (CN=70; 80; 85; 90; 95 e 100). O cálculo do caudal de ponta de cheia foi efectuado utilizando a análise comparativa do programa HIDROPAS (fórmulas de Giandotti, Temez, David, racional, Mockus e SCS), considerando um tempo de concentração mínimo de 5 min. De referir que para a fórmula racional se utilizaram coeficientes de escoamento iguais a 0,30; 0,40; 0,45; 0,50; 0,65 e 1,00. Calculados os caudais de ponta, definiram-se curvas para a determinação do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para as regiões pluviométricas A, B e C do país, definidas em **Matos e Silva (1986)**, e para períodos de retorno de 50 e 100 anos.

De referir que a análise comparativa permitiu verificar que, na generalidade das bacias estudadas, os caudais de ponta de cheia obtidos pelos métodos de Temez, de Mockus e do SCS são da mesma ordem de grandeza, pelo que se optou pelo valor mais conservativo para obter as figuras que se seguem.

Nas Figuras 6.2 e 6.3 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica A, para um período de retorno de 50 anos.

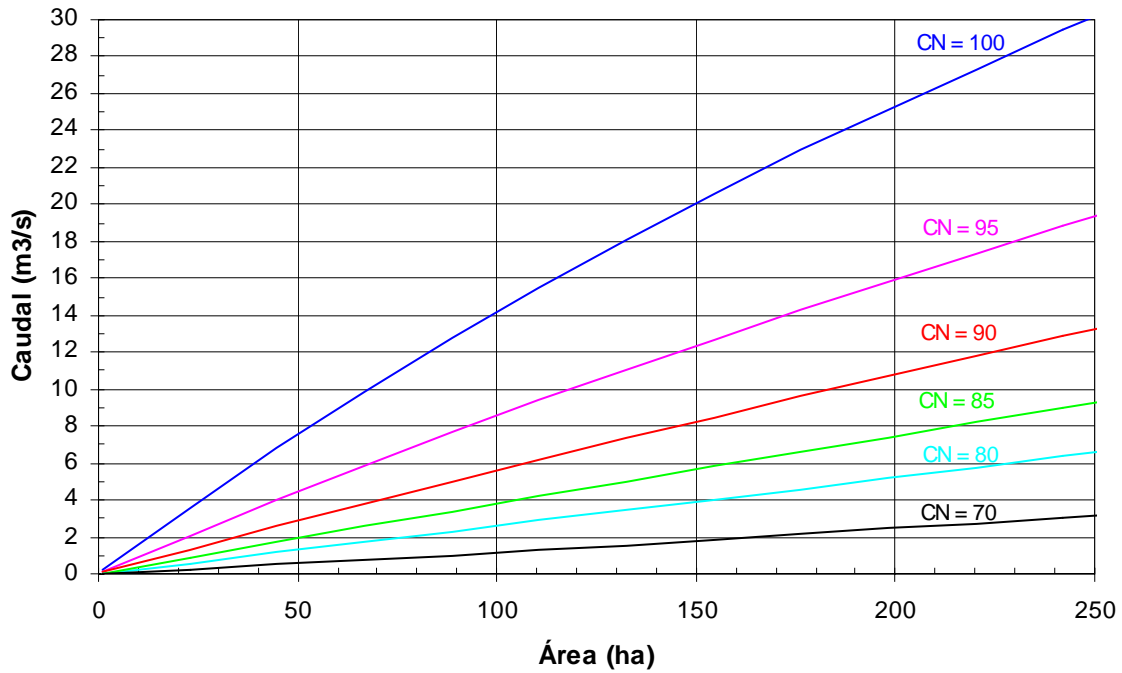


Figura 6.2 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

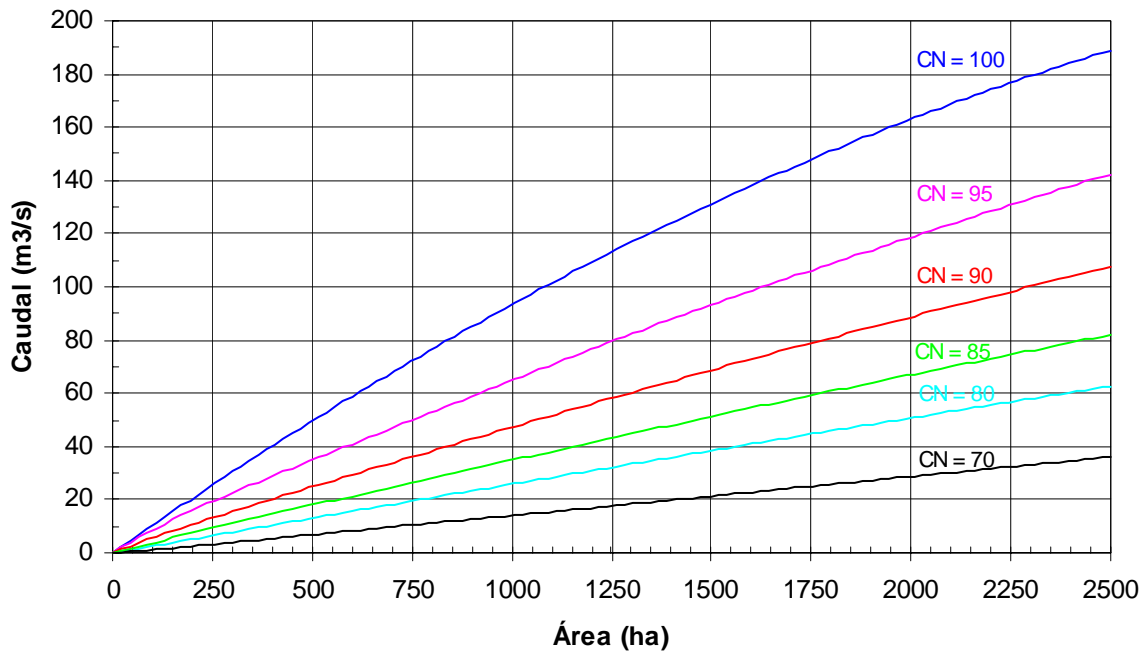


Figura 6.3 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

Nas Figuras 6.4 e 6.5 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica A, para um período de retorno de 100 anos.

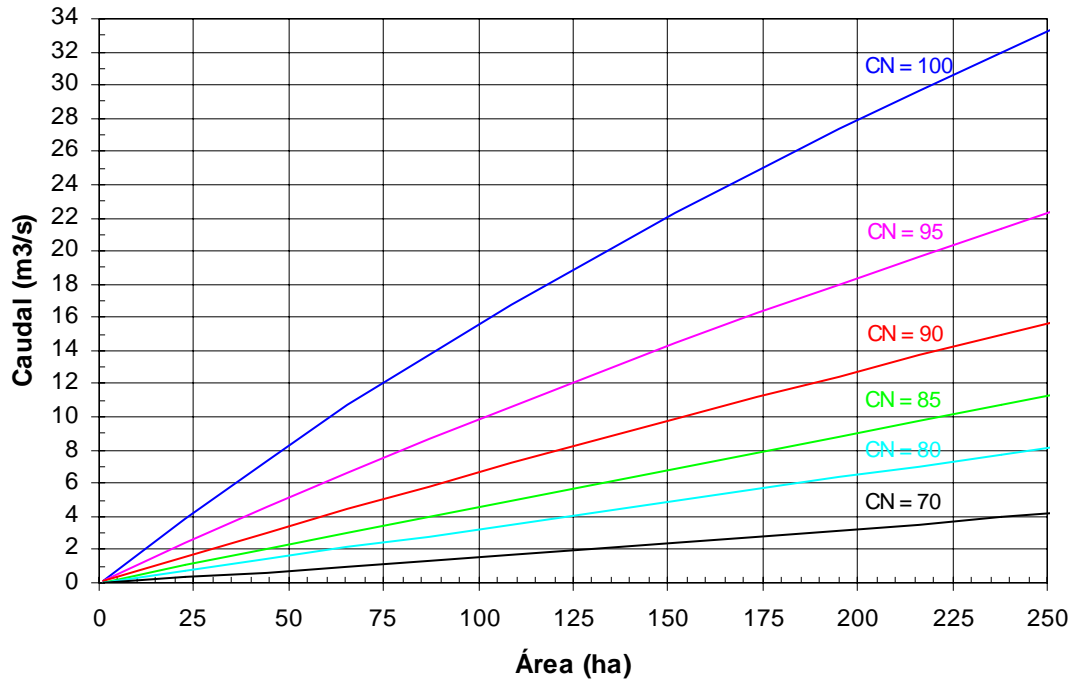


Figura 6.4 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

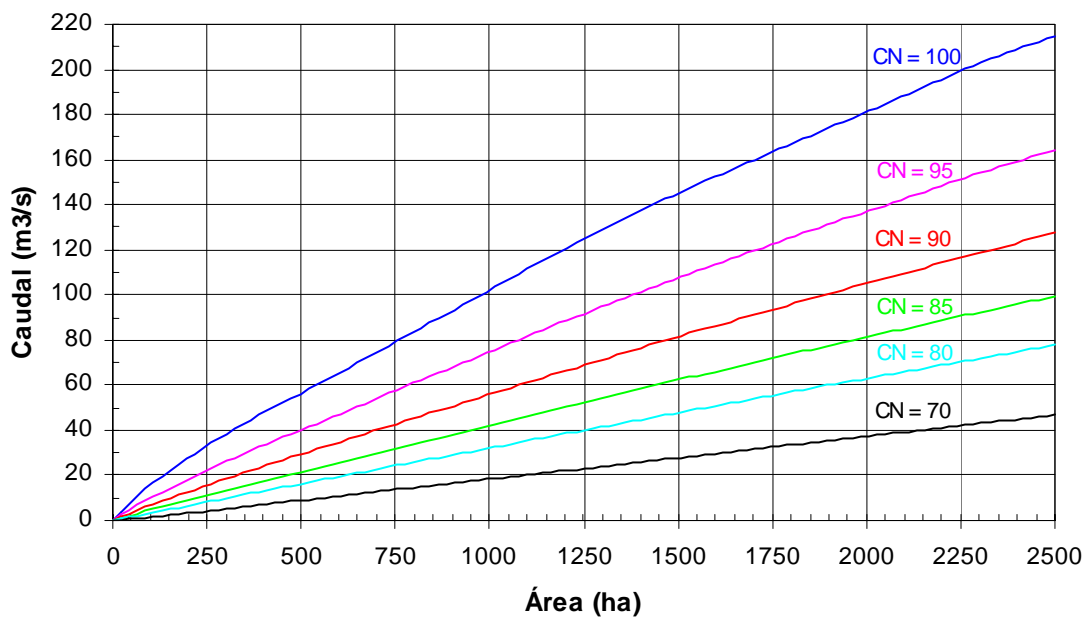


Figura 6.5 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica A (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

Nas Figuras 6.6 e 6.7 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica B, para um período de retorno de 50 anos.

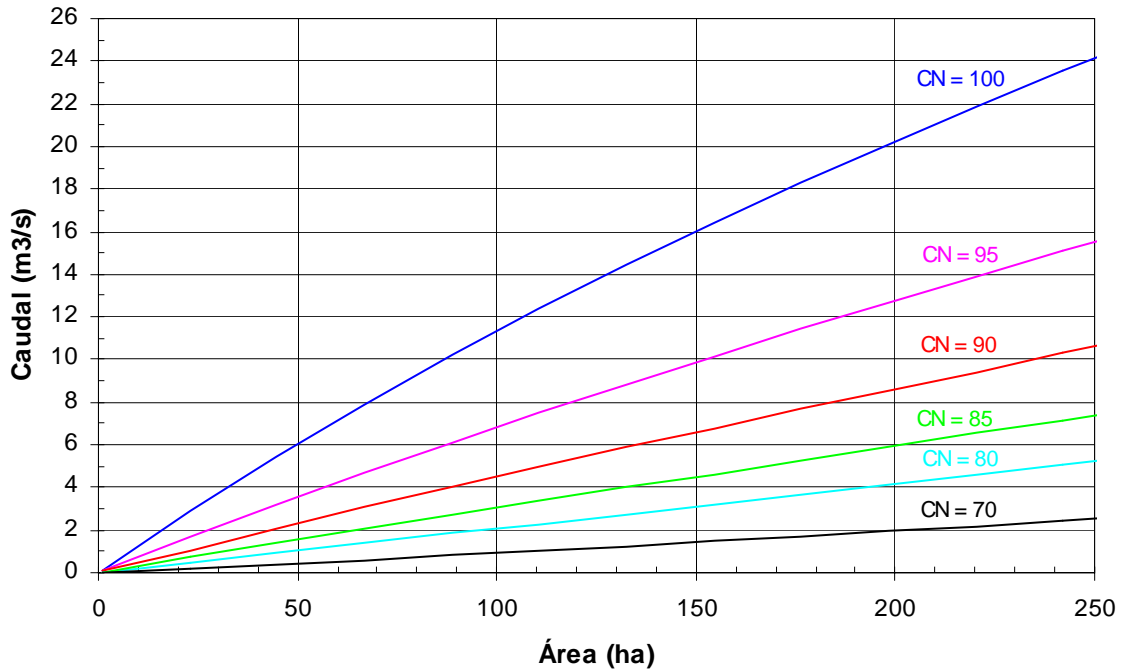


Figura 6.6 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

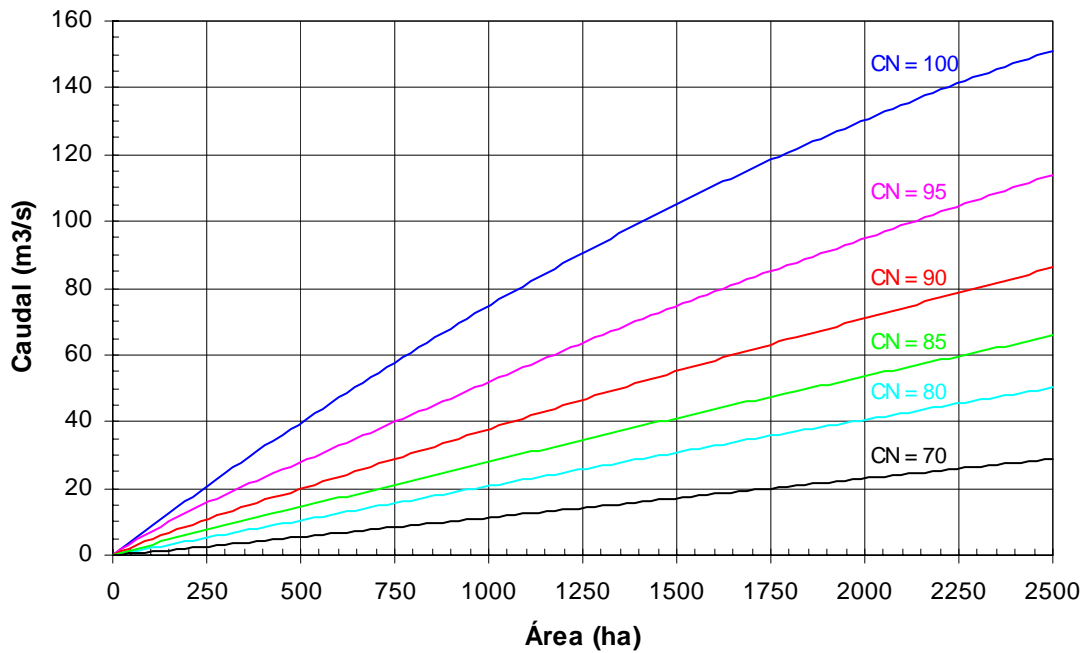


Figura 6.7 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

Nas Figuras 6.8 e 6.9 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica B, para um período de retorno de 100 anos.

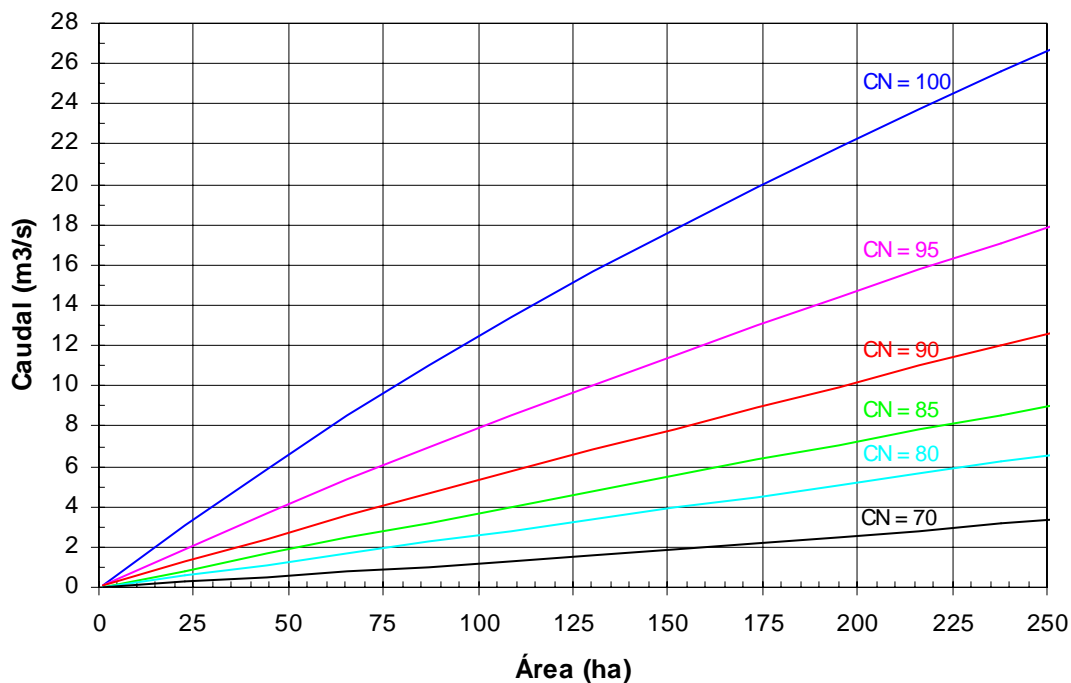


Figura 6.8 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

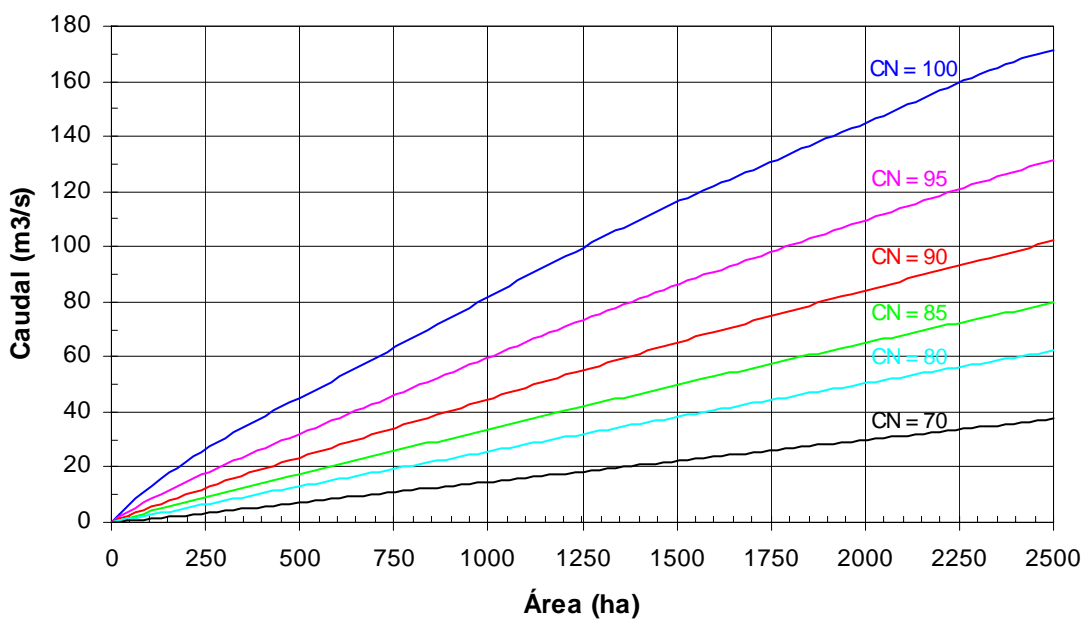


Figura 6.9 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica B (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

Nas Figuras 6.10 e 6.11 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica C, para um período de retorno de 50 anos.

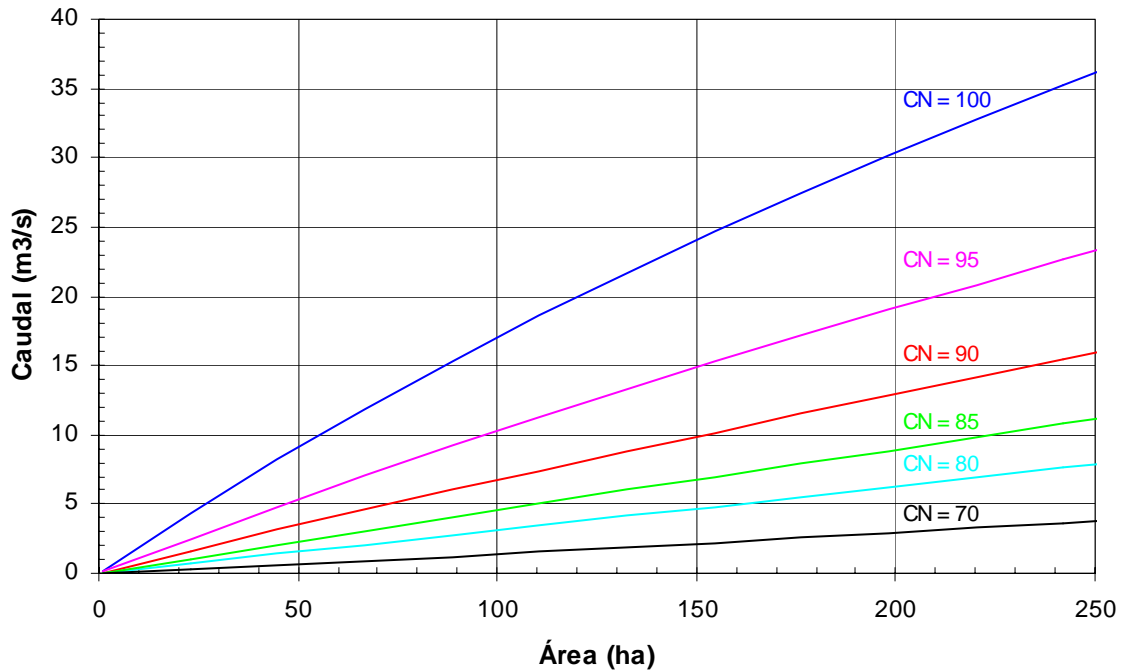


Figura 6.10 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

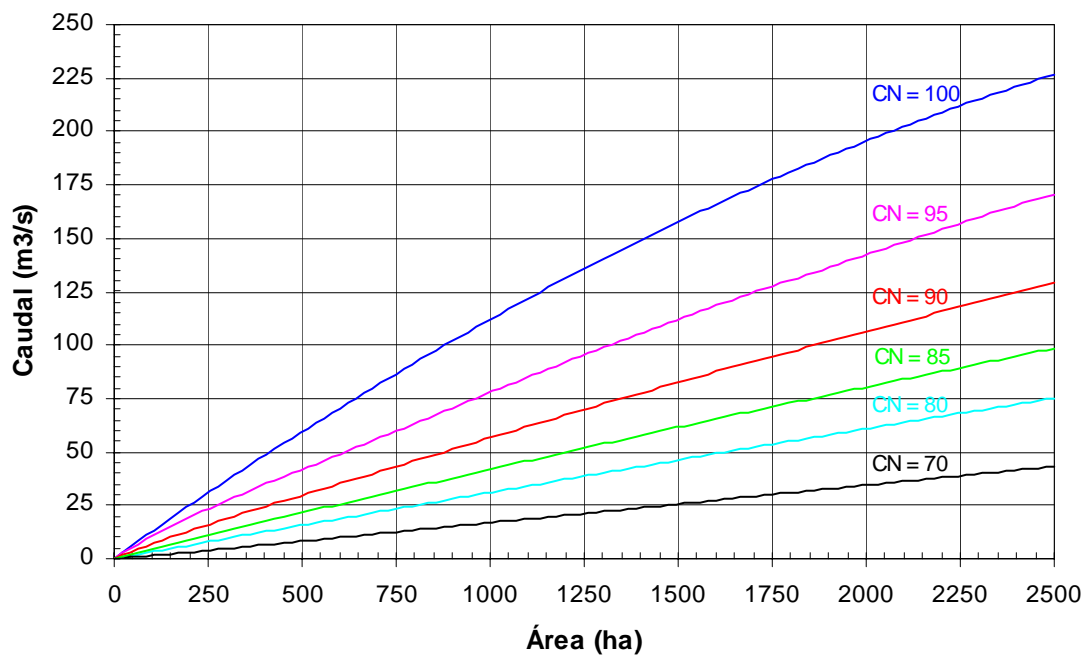


Figura 6.11 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 50 anos.

Nas Figuras 6.12 e 6.13 apresentam-se as curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área e do número de escoamento para bacias hidrográficas situadas na região pluviométrica C, para um período de retorno de 100 anos.

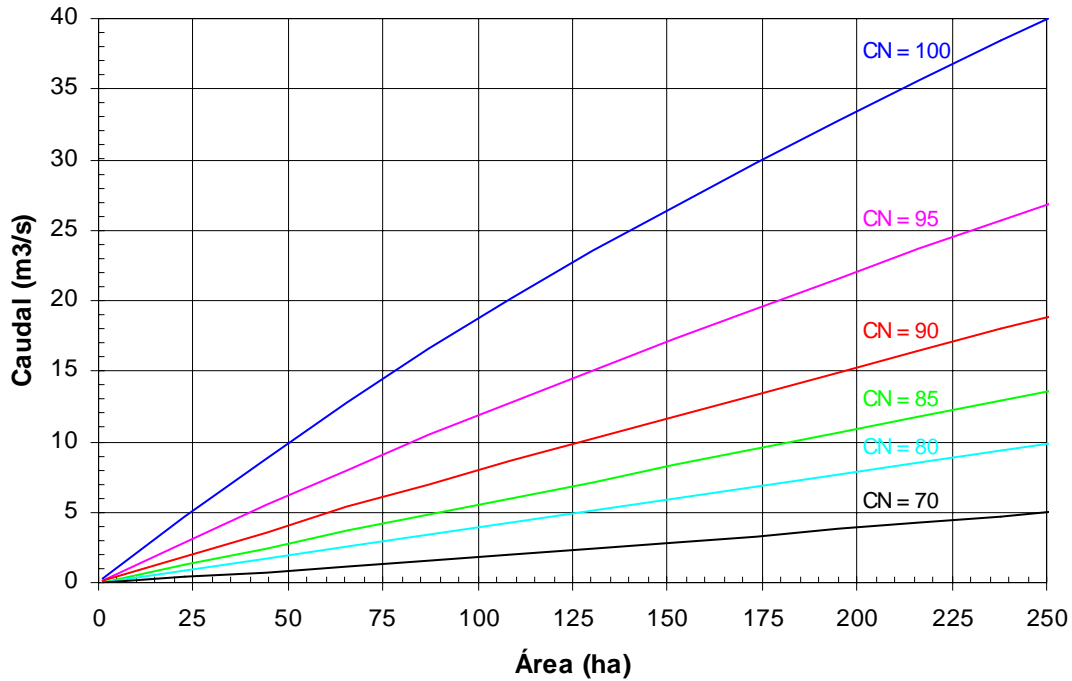


Figura 6.12 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 250 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

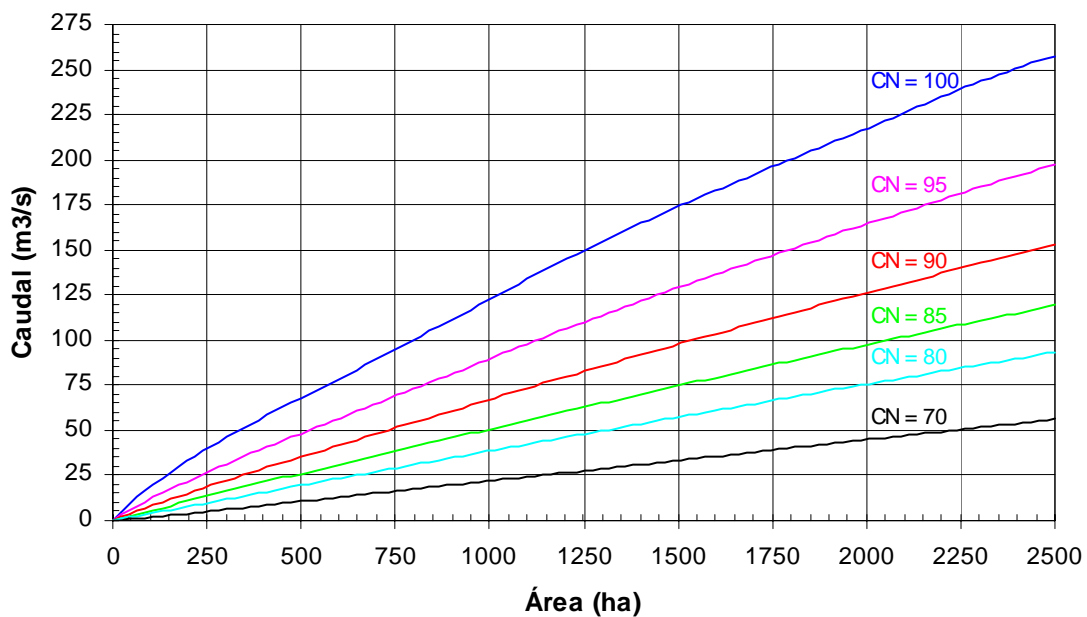


Figura 6.13 – Caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas com área inferior a 2500 ha. Região pluviométrica C (Matos e Silva, 1986); período de retorno de 100 anos.

As diferentes curvas de dimensionamento do caudal de ponta de cheia em função da área da bacia e do número de escoamento, em cada uma das figuras apresentadas, são equações polinomiais do tipo

$$y = b + c_1x + c_2x^2 + c_3x^3 \quad (6.3)$$

em que  $b$ ,  $c_1$ ,  $c_2$  e  $c_3$  são constantes.

Essas equações polinomiais foram obtidas pelo método dos mínimos quadrados aplicado a varias centenas de simulações efectuadas pelo programa de cálculo HIDROPAS. O coeficiente de correlação mínimo que se obteve nas várias aproximações foi de 0,998.

As curvas de dimensionamento hidrológico das Figuras 6.2 a 6.13 permitem, em fase de pré-dimensionamento, o cálculo do caudal de ponta de cheia de bacias hidrográficas com área inferior a 25 km<sup>2</sup>, com número de escoamento compreendido entre 70 e 100, em qualquer região do País, para períodos de retorno de 50 e 100 anos. De salientar novamente que nos cálculos efectuados se utilizou a equação (6.1) para estimar o tempo de concentração, o que significa terem-se adoptado valores conservativos. Em fase de projecto, deve ser feito um estudo detalhado da bacia, utilizando os métodos expostos no capítulo 2, ou recorrer ao programa de cálculo automático apresentado.

### 6.3 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Nesta alínea apresentam-se elementos para pré-dimensionamento de passagens hidráulicas circulares com controlo do escoamento à entrada do aqueduto e estrutura de entrada com muros de ala, obtidos por simulações sucessivas do programa HIDROPAS, módulo HIDCALC. Este tipo de passagem hidráulica é a mais divulgada.

Na Figura 6.14 encontram-se curvas de pré-dimensionamento para os diâmetros comerciais correntes em função do caudal de dimensionamento e da altura de água a montante, para passagens hidráulicas com controlo à entrada do aqueduto e estrutura de entrada com muros de ala. Estas curvas, obtidas por simulações sucessivas, permitem definir o diâmetro do aqueduto em função da altura da plataforma da via e do caudal de dimensionamento.

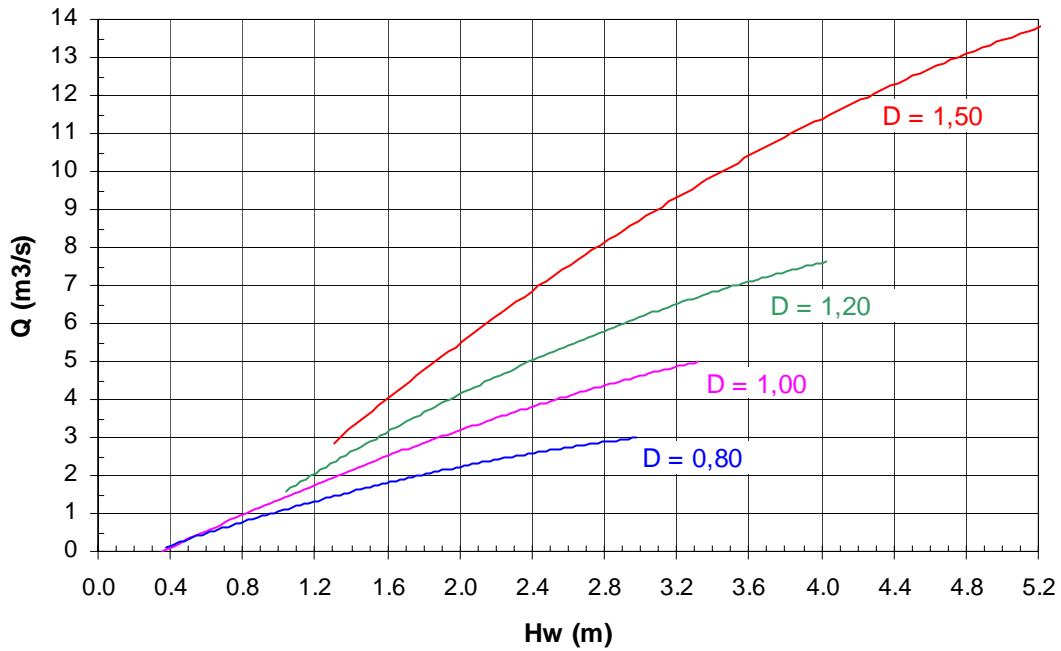


Figura 6.14 – Passagens hidráulicas de secção circular com controlo à entrada e estrutura de entrada com muros de ala. Diâmetros comerciais em função do caudal de dimensionamento e da altura de água a montante.

Na Figura 6.15 representa-se o diâmetro em função do caudal de dimensionamento para passagens hidráulicas em que o valor da relação entre a altura de água a montante e o diâmetro está compreendida entre 1,25 e 1,35. O limite superior foi considerado pelo facto de se impor que a altura de água à entrada não deve ser superior a  $1,35D$  (BRISA, 1974), enquanto que o limite inferior foi considerado com o objectivo de não se obterem diâmetros desnecessariamente elevados.

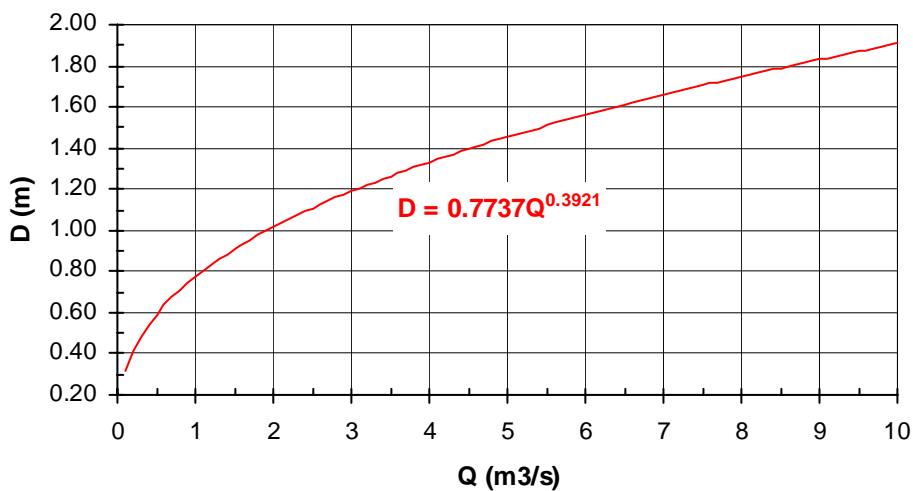


Figura 6.15 – Passagens hidráulicas de secção circular com controlo à entrada e estrutura de entrada com muros de ala. Dimensionamento do aqueduto.

## 6.4 – ESTIMATIVA DE CUSTO

Os elementos que se apresentam nesta alínea para estimativas de custo ao nível de estudo prévio, têm por base as considerações apresentadas na secção 4.5. Para se obterem os elementos gráficos que se seguem, foram avaliadas as quantidades de trabalho inerentes à construção de passagens hidráulicas, posteriormente multiplicadas pelos preços unitários.

As quantidades de trabalho são avaliadas com base nas características da estrutura de entrada, na geometria e tipo de secção transversal e na obra de dissipação de energia a jusante do aqueduto.

Uma vez que nas vias de comunicação portuguesas, a maioria das passagens hidráulicas são as de secção circular com estrutura de entrada em recipiente, ou com muros de ala, e estruturas de saída com muros de ala e tapete de enrocamento a jusante, entendeu-se ser de considerável utilidade apresentarem-se elementos que permitissem elaborar estimativas de custo ao nível do pré-dimensionamento.

Foram estabelecidas expressões para determinar os custos das estruturas de entrada e de saída com muros de ala (Figura 6.16), o custo das estruturas de entrada em recipiente com profundidade inferior a 2,50 m e profundidade compreendida entre 2,50 m e 4,50 (Figura 6.17) e os custos dos aquedutos das classes II, III, e IV com assentamento simples e assentamento em betão. Para estimar o custo do tapete de enrocamento a colocar a jusante da estrutura de saída é quantificado o volume de enrocamento, de acordo com as considerações da secção 4.5.5, a que se aplica o respectivo custo unitário.

De referir que as expressões nas Figuras 6.16 e 6.17 foram obtidas a partir dos custos de estruturas de entrada e de saída para os diâmetros 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50 m.

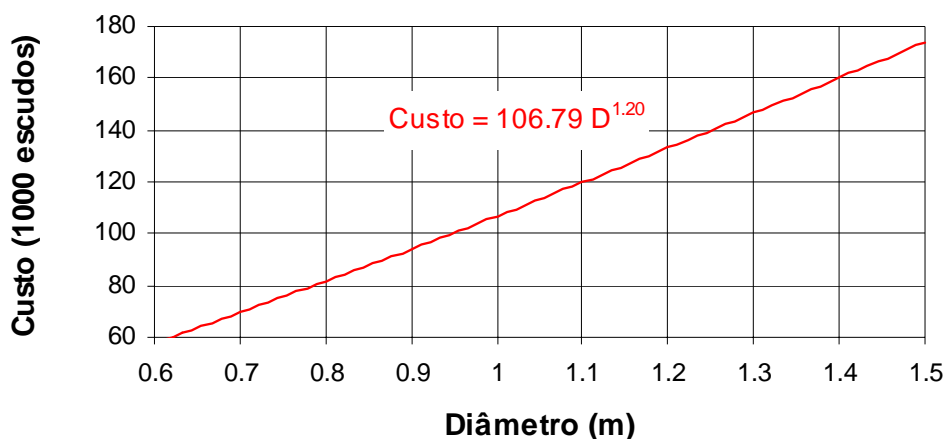


Figura 6.16 – Estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo em função do diâmetro do aqueduto (preços de 1999).

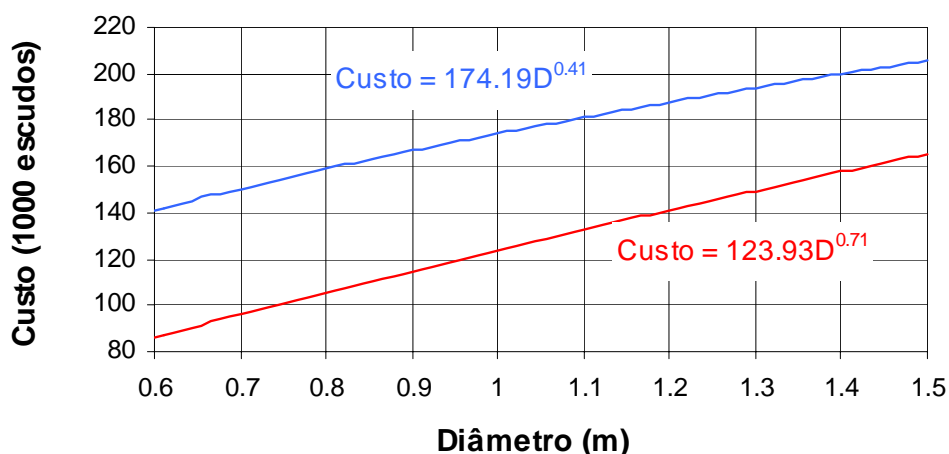


Figura 6.17 – Estruturas de entrada em recipiente com profundidade compreendida entre 2,50 m e 4,50 m (a Azul) e profundidade inferior a 2,50 m (a vermelho). Estimativa de custo em função do diâmetro do aqueduto (preços de 1999).

Os custos dos aquedutos de secção circular com assentamento em areia e em betão podem ser estimados através das Figuras 6.18 e 6.19, respectivamente. As curvas apresentadas foram estabelecidas a partir de uma composição de custos apresentada na alínea 4.5.5. Relativamente aos aquedutos da Classe I, optou-se por não os considerar pelo facto de terem aplicação restrita a diâmetros inferiores ou iguais a 0,60 m.

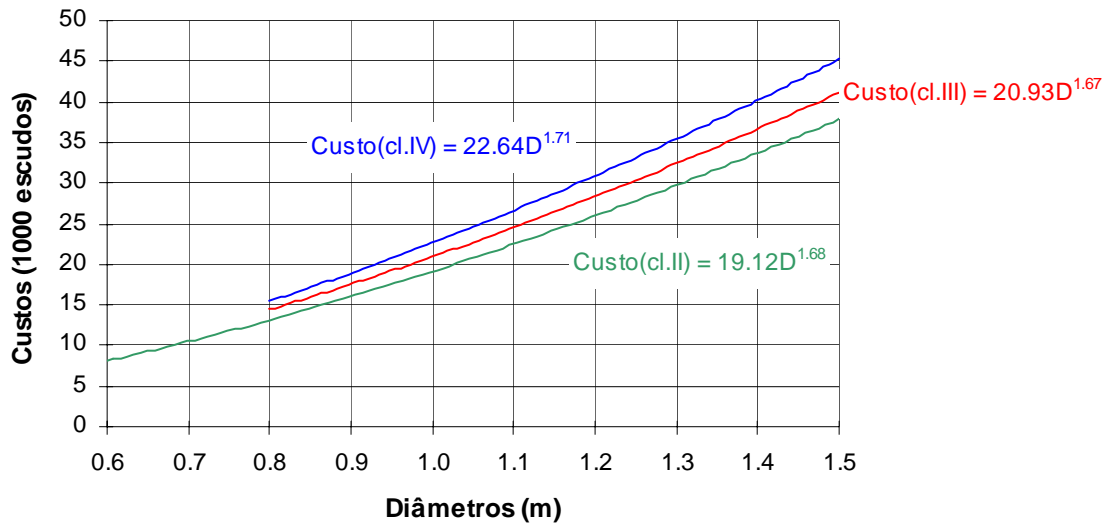


Figura 6.18 – Aquedutos de seção circular com assentamento em areia. Estimativa de custo por metro linear.

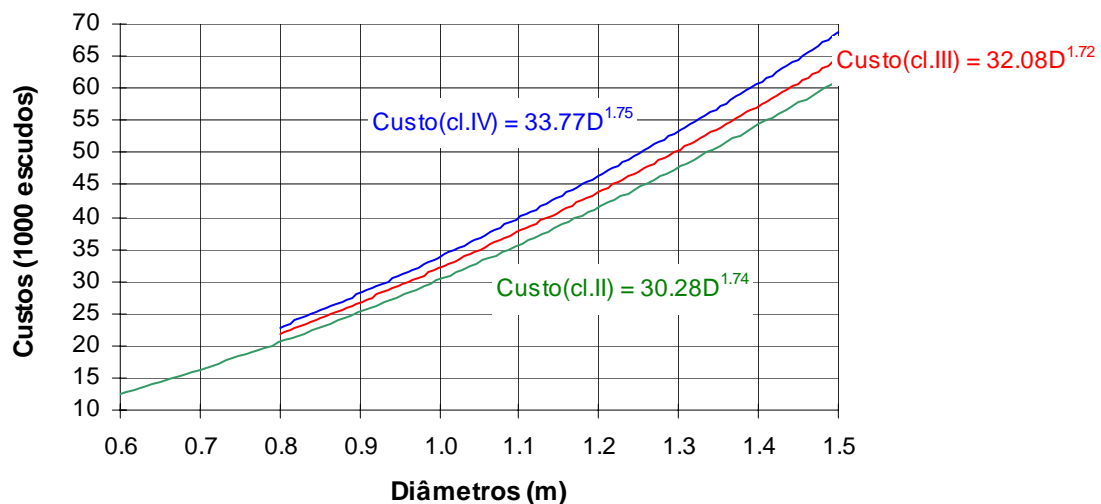


Figura 6.19 – Aquedutos de seção circular com assentamento em betão. Estimativa de custo por metro linear.

O custo total de passagens hidráulicas é estimado em função do comprimento e dos diâmetros dos aquedutos, para condições de assentamento em areia e em betão. O custo total foi obtido através da composição dos custos das estruturas de entrada e de saída, do custo por metro linear de conduta e pelo volume de enrocamento colocado a jusante da estrutura de saída. Nas Figuras 6.20 e 6.21 apresenta-se o custo de passagens hidráulicas com as condutas assentes em areia, estrutura de entrada e de saída com muros de ala e estrutura de entrada em recipiente, respectivamente.

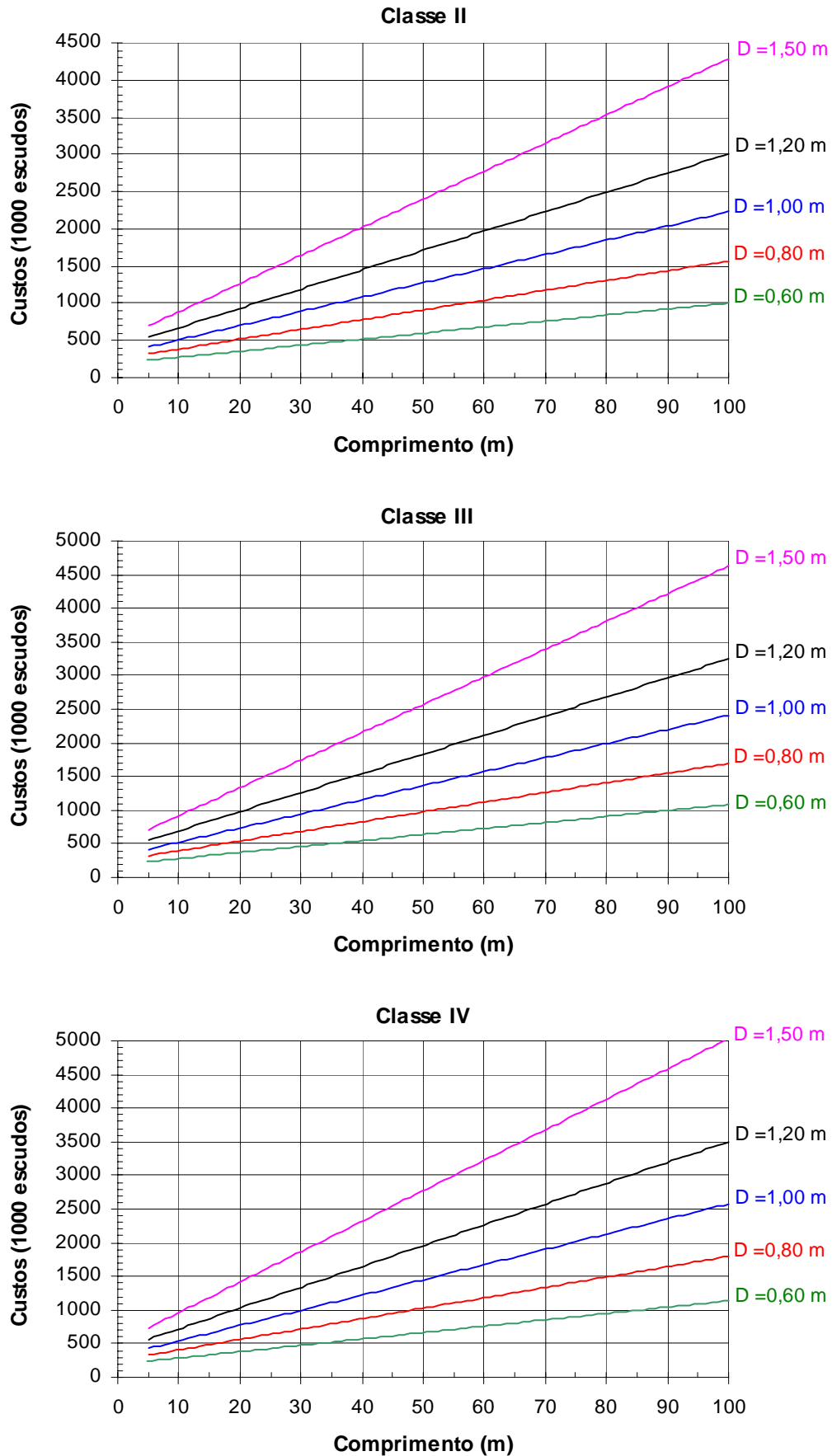


Figura 6.20 – Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A e estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo.

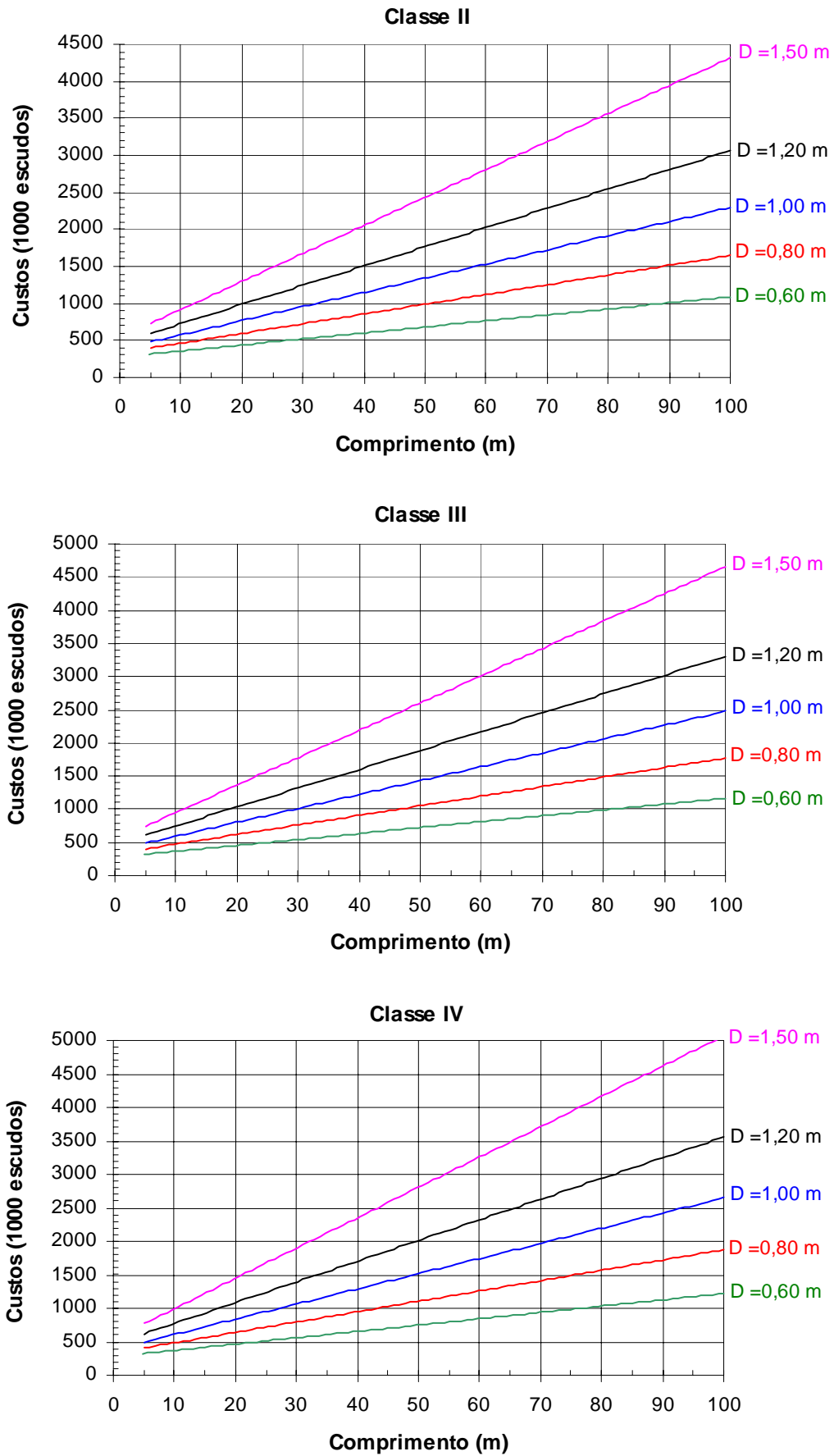


Figura 6.21 – Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A, estrutura de entrada em recipiente e estrutura de saída com muros de ala. Estimativa de custo.

Da análise das Figuras 6.20 e 6.21 verifica-se que os custos são semelhantes, quer se considerem estruturas de entrada com muros de ala, quer se considerem em recipiente com profundidades máximas de 4,50 m. Assim, para os aquedutos com assentamento em coxim de betão, apresenta-se apenas a estimativa de custo para o caso em que as estruturas de entrada e de saída são executadas com muros de ala (Figuras 6.22 e 6.23).

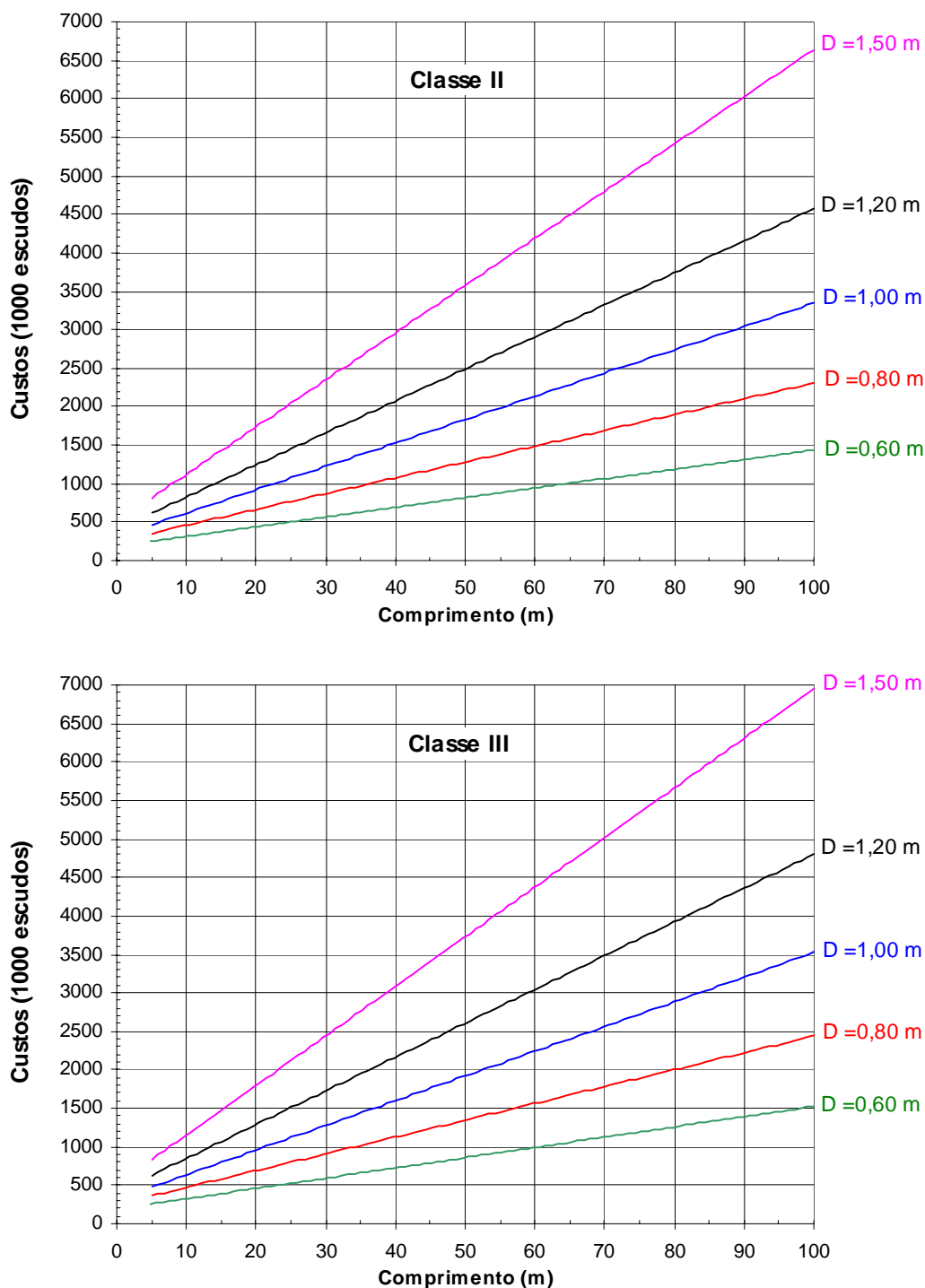


Figura 6.22 – Passagens hidráulicas com aqueduto do tipo B e das classes II e III. Estimativa de custo.

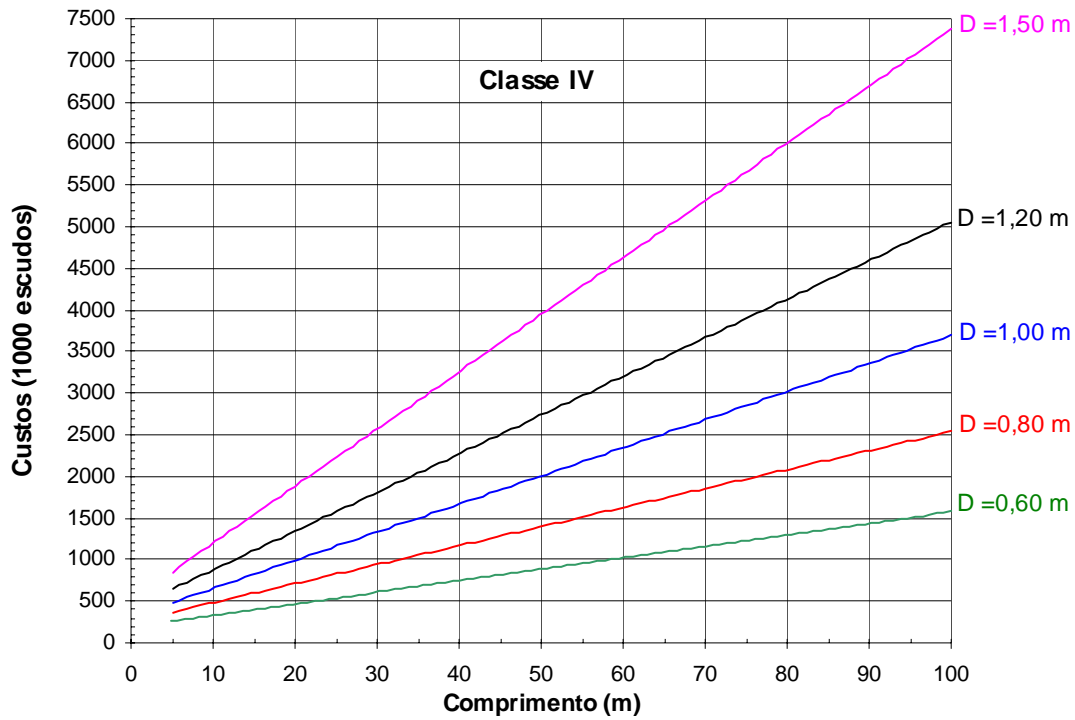


Figura 6.23 – Passagens hidráulicas com aqueduto do tipo B e da classe IV. Estimativa de custo.

De salientar que as estimativas de custo calculadas através das considerações apresentadas nesta secção apenas deverão ser consideradas ao nível do pré-dimensionamento. Para um estudo mais aprofundado poderá ser utilizado o programa de cálculo automático HIDROPAS.

---

## Capítulo 7

---

### **SÍNTESE E CONCLUSÕES**

### **PROPOSTAS FINAIS**



## **7.1 – SÍNTESE E CONCLUSÕES**

Tal como é referido no Capítulo 1, analisou-se, na presente dissertação, o dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas, visando essencialmente:

- o cálculo do caudal de ponta de cheia nas bacias hidrográficas interceptadas pelas vias de comunicação a construir;
- o dimensionamento hidráulico de aquedutos;
- a avaliação da necessidade de obras de dissipação de energia;
- a elaboração de estimativas de custo;
- a elaboração de um programa de cálculo automático (HIDROPAS), que permita o dimensionamento hidrológico e hidráulico e obter estimativas de custo de passagens hidráulicas;
- a análise de projectos de passagens hidráulicas, comparando os valores obtidos através do programa HIDROPAS com os valores de projecto;
- a apresentação de elementos que facilitem o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico e a elaboração de estimativas de custo ao nível de estudo prévio.

A análise bibliográfica relativa ao dimensionamento hidrológico (capítulo 2) permitiu verificar que:

- as fórmulas empíricas para calcular o caudal de ponta de cheia de bacias hidrográficas de passagens hidráulicas são pouco utilizadas por não associarem aos resultados uma probabilidade de ocorrência;
- os métodos estatísticos para o cálculo do caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas de passagens hidráulicas não são geralmente aplicáveis porque raramente se dispõe de registos de caudais em bacias hidrográficas destas dimensões;
- são de aplicação corrente em Portugal diversos métodos cinemáticos para a determinação de caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas de passagens hidráulicas, sendo o de maior divulgação o baseado na fórmula racional;
- deve ser corrigido o coeficiente de escoamento da fórmula racional, definido para um período de retorno compreendido entre 5 e 10 anos, através de um coeficiente de ajustamento para períodos de retorno de 50 e 100 anos (**Wright-McLaughlin, 1969**);
- os métodos do Soil Conservation Service, de Mockus, de David e a fórmula de Temez também são frequentemente utilizados no cálculo do caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas de passagens hidráulicas;
- os resultados dos diferentes métodos nem sempre são similares, pelo que, uma análise comparativa dos diversos métodos apresentados se julga necessária;
- a utilização de métodos cinemáticos para cálculo do caudal de ponta de cheia, implica o cálculo da intensidade de precipitação, do tempo de concentração da bacia, do coeficiente de escoamento e do período de retorno;
- as fórmulas de utilização mais frequente para cálculo do tempo de concentração são as de Kirpich (Pickering e David), SCS e Temez, entre outras;
- o cálculo da intensidade de precipitação é, geralmente, efectuado através das curvas IDF definidas por **Matos e Silva (1986)** para as diferentes regiões pluviométricas do país;
- existem curvas IDF mais recentes e obtidas com base em informação udométrica mais vasta (**Brandão, 1995 e Brandão e Rodrigues, 2000**) cuja aplicação não está ainda suficientemente divulgada;

- o período de retorno a utilizar em passagens hidráulicas deve ser estabelecido de acordo com a importância da via de comunicação e de acordo com os possíveis prejuízos na própria via e em terceiros;
- o coeficiente de escoamento a utilizar deve ser quantificado tendo em consideração o tipo de solo da bacia e a sua utilização ou cobertura, bem como o período de retorno;
- o cálculo do caudal de ponta de cheia definido em bacias hidrográficas de passagens hidráulicas deve ter em consideração a possível redução da capacidade de retenção superficial, ao longo da vida útil da obra, em resultado de fogos florestais no caso de bacias rurais e o aumento de zonas impermeáveis no caso de bacias urbanas.

A análise bibliográfica relativa ao dimensionamento hidráulico (capítulo 3) permitiu verificar que:

- o funcionamento hidráulico de aquedutos depende essencialmente do modo como o escoamento é controlado;
- são definidos seis tipos diferentes de escoamentos em aquedutos, de acordo com as alturas de água a montante e a jusante e as características geométricas das passagens hidráulicas;
- os tipos de escoamentos mais utilizados no dimensionamento hidráulico de aquedutos são os escoamentos com controlo à entrada, pois nestes casos o caudal admitido apenas é condicionado pelo tipo de estrutura de entrada e inclinação do aqueduto;
- por questões ambientais (atravessamento de espécies animais) e hidráulicas são impostos diâmetros e inclinações mínimas para os aquedutos;
- o dimensionamento hidráulico é frequentemente efectuado por intermédio de ábacos, sendo os mais divulgados, e recomendados pela BRISA e pela JAE, os do U.S. Bureau of Public Roads;
- sempre que possível, por questões económicas, deve procurar-se que a velocidade a jusante da estrutura de saída seja inferior a 4,50 m/s, evitando assim o recurso a estruturas de dissipação de energia;
- para velocidades de escoamento à saída dos aquedutos superiores a 4,50 m/s não é aconselhável a utilização de enrocamentos de protecção, devido às dimensões do enrocamento a utilizar, pelo que se recorre a estruturas de dissipação de energia das

quais se destacam, pela sua simplicidade, as estruturas do tipo PWD (Public Works Department) e WES (Waterways Experiment Station) e as estruturas de queda.

Do capítulo 4 – *Programa de cálculo automático*, destacam-se:

- a implementação no módulo QPONTA dos procedimentos de cálculo de diferentes métodos para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas de passagens hidráulicas; este módulo, para além de permitir o cálculo do caudal de ponta de cheia pelo método que o utilizador julgue mais conveniente, permite também efectuar uma análise comparativa com os valores dos diferentes métodos implementados no programa;
- a implementação dos procedimentos de cálculo do dimensionamento hidráulico que permite analisar diversas soluções (módulo HIDCALC);
- a possibilidade de elaborar estimativas de custo de passagens hidráulicas (módulo ESTIMA); as quantidades de trabalho são avaliadas com base nas características da secção transversal, no comprimento, nas condições de implantação, nas estruturas de entrada e de saída e na obra de dissipação de energia;

No Capítulo 5 – *Aplicação da metodologia proposta a casos de estudo*, efectuou-se uma análise comparativa do dimensionamento hidrológico e hidráulico de projectos executados por diferentes projectistas para a BRISA e para a JAE, com os resultados obtidos por aplicação da metodologia de dimensionamento considerada no programa HIDROPAS.

Os resultados obtidos e as análises comparativas efectuadas conduzem às seguintes considerações e conclusões:

- em Portugal, na maioria dos projectos de drenagem transversal de vias de comunicação, para calcular o caudal de ponta de cheia das bacias hidrográficas interceptadas, é utilizada a fórmula racional;
- entre as análises efectuadas, os valores dos caudais de ponta cheia obtidos pelos métodos do SCS (Soil Conservation Service), de Mockus e de Temez são da mesma ordem de grandeza;
- para bacias hidrográficas com área inferiores a cerca de 5 ha, em que o tempo de concentração é inferior a 5 min, os caudais de pontas de cheia são frequentemente sobreavaliados devido às elevadas intensidades médias de precipitação que resultam da extrapolação das curvas IDF disponíveis, pelo que se sugere que o

- tempo de concentração mínimo de bacias hidrográficas em passagens hidráulicas seja limitado a 5 min;
- a utilização de períodos de retorno inferiores a 50 anos, em alguns casos de estudo, é em nosso entender desaconselhável;
  - o dimensionamento hidráulico de aquedutos é frequentemente efectuado pela metodologia proposta pelo U.S. Bureau of Public Roads;
  - os resultados da aplicação da metodologia proposta para o dimensionamento hidráulico são, na generalidade, semelhantes aos obtidos nos diferentes casos de estudo considerados;
  - no dimensionamento hidráulico é habitual evitarem-se velocidades à saída dos aquedutos superiores a 4,5 m/s, uma vez que implicariam a adopção de estruturas de dissipação de energia em betão, normalmente mais caras que o enrocamento de protecção;
  - nos projectos executados para a BRISA e para a JAE considera-se, em geral, um valor máximo de 1,35 para a relação entre a altura de água a montante e o diâmetro ou altura do aqueduto ( $H_w/D$ ), no sentido de evitar alturas de água a montante tais que possam causar prejuízos quer na via (danificação ou destruição de pavimentos e bermas) quer em terceiros (inundações de áreas circundantes);
  - por razões técnico-económicas, as passagens hidráulicas mais comuns em Portugal são de secção circular com estrutura de entrada em recipiente, ou com muros de ala, estrutura de saída com muros de ala e enrocamento de protecção a jusante da estrutura de saída.

No capítulo 6, através da utilização sistemática de programa HIDROPAS aos diferentes casos de estudo analisados no capítulo 5 e pela análise de diversos orçamentos de obras de drenagem transversal em curso (Ligação IP3-IP5), apresentam-se elementos de dimensionamento hidrológico, hidráulico e de estimativa de custos, para utilização no pré-dimensionamento de passagens hidráulicas.

Os elementos gráficos que se apresentam para o dimensionamento de passagens hidráulicas referem-se:

- ao cálculo do tempo de concentração de bacias hidrográficas em função da área;

- ao cálculo do caudal de ponta de cheia, para as regiões pluviométricas propostas por **Matos e Silva (1986)** e para diferentes números de escoamento, em função da sua área;
- ao dimensionamento hidráulico de aquedutos de secção circular e controlo a montante, em função do caudal de ponta de cheia e da altura de água a montante;
- a estimativas de custo de passagens hidráulicas com estruturas de entrada em recipiente ou com muros de ala, com aquedutos de secção circular e assentamento em areia ou betão, estruturas de saída com muros de ala e com enrocamento de protecção a jusante.

## 7.2 – PROPOSTAS FINAIS

Referem-se seguidamente os tópicos ou acções que se julgam mais relevantes para a continuação do estudo sobre o dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico de passagens hidráulicas:

- aperfeiçoamento do programa de cálculo automático desenvolvido, nomeadamente na interface gráfica, de modo a tornar possível a sua utilização em conjunto com programas de desenho assistido por computador;
- inclusão no programa HIDROPAS de rotinas de dimensionamento hidráulico de aquedutos de secções diferentes das circulares e rectangulares;
- inclusão no programa HIDROPAS de mais tipos de estruturas de dissipação de energia;
- inclusão no programa HIDROPAS de critérios técnico-económicos de selecção da estrutura de dissipação de energia;
- melhoramento do módulo ESTIMA de forma a ser possível determinar a solução de menor custo para diferentes secções transversais do aqueduto;
- estudo em modelo físico de estruturas de entrada e de saída, que, para além de permitirem o estudo das perdas de carga localizadas, permitam averiguar a sua influência no escoamento ao longo do aqueduto;
- estudo do escoamento num aqueduto com degraus.

---

## BIBLIOGRAFIA

---

*As referências assinaladas com asterisco \* após o ano da publicação não foram consultadas directamente*



- AASHTO** (1991) - “Model Drainage Manual”. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Agostini, R., Cesario, L., Ferraiolo, F. e Papetti, A.** (1988) – “Structures Flexibles en Gabions et Matelas Reno pour les Tronçons torrentiels et Fluviaux; Deuxième partie – Ouvrages Longitudinaux”. Officine Maccaferri S.P.A, Bologne, Italie.
- Argue, O. R.** (1961)\* – “Stilling Basins and Energy Dissipation”. Proc. Am. Soc. Civil Engineers symposium. Series 5, June, p.19-33.
- Beichley, G. L.** (1971)\* - “Hydraulic Design of Stilling Basin for Pipe or Channel Outlets”. U. S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation Research Report N° 24, Denver.
- Bodhaine, G. L.** (1976) – “Measurement of Peak Discharge at Culvert by Indirect Methods”. Techniques of water Resources Investigations of United States Geological Survey. Book 3, Chapter A3. U.S. Geological Survey. Washington.
- Brandão, C** (1995) – “Análise de Precipitações Intensas”. Tese de Mestrado, IST, Lisboa.
- Brandão, C e Hipólito, J. N. A. R.** (1998) – “Análise da Precipitação para o Estudo de Cheias em Portugal”. Revista Recursos Hídricos.
- Brandão, C e Rodrigues, R.** (2000) – “Curvas de Intensidade-Duração-Frequência”. [www.inag.pt/snrh/estudos\\_proj/main\\_nav\\_fr.html](http://www.inag.pt/snrh/estudos_proj/main_nav_fr.html). INAG/DSRH.
- Brière, F. G.** (1997) – “Distribution et Collecte des Eaux”. Édition de l’École Polytechnique de Montréal.
- Brisa** (1974) – “Normas Gerais de Projecto para as Auto-Estradas Portuguesas” Tomo V, Norma 7-Drenagem. BRISA, Auto-Estradas de Portugal.
- Brisa** (1988) – “Auto-Estrada do Norte. Sublanço Pombal - Condeixa”. Projecto de execução nº 2, drenagem. Projecto da autoria da COBA. BRISA, Auto-Estradas de Portugal, S.A.
- Brisa** (1993) – “CREL Estádio Nacional / Alverca (A9). Sublanço Loures - Bucelas”. Projecto de execução nº 2, drenagem. Projecto da autoria da COBA. BRISA, Auto-Estradas de Portugal, S.A.
- Brisa** (1995) – “Auto Estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Montemor o Novo - Évora”. Projecto de execução nº 2, drenagem. Projecto da autoria da Tecnofisil. BRISA, Auto-Estradas de Portugal, S.A.
- Brisa** (1996) – “Auto Estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz - Borba”. Projecto de drenagem. Auto-Estradas de Portugal, S.A.

- Brisa** (1996a) – “A12 Auto Estrada Setúbal / Montijo”. Projecto de execução nº 2, drenagem. Projecto da autoria da Engiviva. BRISA, Auto-Estradas de Portugal, S.A.
- Bustamante, F. O.** (1996) – “Estructuración de Vias Terrestres”. Compañía Editorial Continental. Segunda edición, México.
- Chanson, H.** (1994) – “State of the Art of the Hydraulic Design of Stepped Chute Spillways” *Hydropower & Dams*, Julho, p. 33-42.
- Chanson, H.** (1994a) – “Comparison of Energy Dissipation between Nappe and Skimming Flow Regimes on Stepped Chutes” *Journal of Hydraulic Research, IAHR*, Vol. 32, nº 2, p. 213-218. Discussion: Vol. 33, 1995, nº1, p.114-143.
- Chamani, M. R. e Rajaratnam, N.** (1994) – “Jet Flow on Stepped Spillways”. *Jornal of Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol. 120, nº 2, p. 254-259. Discussion: Vol. 121, 1995, nº 5, p. 441-448.
- Choupas, M.** (1995) – “ Hidrologie – Retablissement des Petits Ecoulements Naturels”. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Chow, V. T.** (1959) – “Open-Channel Hydraulics”. McGraw-Hill, Inc., New York, NY.
- Chow, V. T.** (1962)\* – “Hydrologic Design of Culverts”. *ASCE J. Hydraul. Div.*, v. 88, n. HY2, p. 39-55.
- Chow, V. T.** (1964) – “Handbook of Applied Hydrology”. McGraw-Hill, New York.
- Chow, V. T, D. R. Maidment e L. R.Mays** (1988) – “Applied Hydrology”. McGraw-Hill, Inc., New York, NY.
- Correia, F. N.** (1983) – “Métodos de Análise e Determinação de Caudais de Cheia”. Tese de especialista, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Correia, F. N.** (1984a) – “Proposta de um método para a determinação de caudais de cheia em pequenas bacias naturais e urbanas”. ITH6, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Correia, F. N.** (1984b) – “Alguns procedimentos adoptados pelo Soil Conservation Service para o estudo do impacto da Urbanização nos Caudais de Cheia”. ITH6, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Correia, A. M.** (1996) – “Estudo da Dissipação de Energia em Canais Descarregadores e Bacias de Dissipação”. Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Costa, P. C.** (1983) – “O Método Racional Generalizado”. Contribuição para o Estudo da Drenagem de Águas Pluviais em Zonas Urbanas, Seminário 290, LNEC, Lisboa, Portugal.

- David, J. M. S.** (1976) – “Determinação de Caudais de Ponta de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas”. Drenagem de Estradas, Caminhos de Ferro e Aeródromos. Estudos Hidrológicos, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Drake, W. B.** et al (1966)\* – “Culverts and Storm Drains”. 4 Reports, Highway Research Record N° 116. Highway Research Board Washington, D. C.
- Daugherty, R. L., Franzini J. B. e Finnemore E. J** (1989) – “Fluid Mechanics with Engineering Applications”. McGraw-Hill Book Company, Mechanical Engineering Series, S I Metric Edition, Singapore.
- Debo, T. N. e Reese, A. J.** (1995) – “Municipal Storm Water Management”. Library of Congress Cataloging-in-Publication Data. Lewis Publishers.
- ENPC** (1995) – “Cycle Conception, Construction et Entretien des Routes – Hydraulique Routiere, Drainage, Assainissement”. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Federal Aviation Administration** (1970)\* – “Circular on Airport Drainage”. Department of Transportation, report A/C 050-5320-5B, Washington, D. C.
- Federal Highway Administration** (1972)\* – “Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts”. Hydraulic Engineering Circular N° 10. U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.
- Ferguson, B. K.** (1998) – “Introduction to Storm Water: Concept – Purpose – Design”. John Wiley & Sons, Inc. USA.
- Fletcher, O. P. e Grace, O. L.** (1972)\* – “Practical Guidance for Estimating and Controlling Erosion at Culvert Outlets”. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Miscellaneous Paper H-72-5, Vicksburg.
- French, R. H.** (1986) – “Open-Channel Hydraulics”. McGraw-Hill Book Company, International Student Edition.
- Giandotti, M.** (1953)\* – “Considerazioni Idrologiche Sulle del Po. Com Speciale Riguardo alla Piene del Novembre 1951”. Giornale del Genio Civile, Roma, n° 9.
- Graf, Walter H** (1998) – “Fluvial Hydraulics. Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry”. Presses Polytechniques et Universitaire Romandes. John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, West Sussex PO19 1UD, England.
- Graf, Walter H. e Altinakar, M. S.** (1993) – “Hydraulique Fluvial: Tome 1 Ecoulement permanent uniforme et non uniforme”. Traité de Génie Civil, Ecole Polytechnique fédéral de Lausanne, Press Polytechniques et Universitaire Romandes.
- Graveto, V. M.** (1991) – “Sebenta de Hidráulica Aplicada I”. Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade de Coimbra, Portugal.

- Gupta, Ram S.** (1989) – “Hydrology and Hydraulic Systems”. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey 07632.
- Hammer, M. J. e Mackichan, K. A.** (1981)\* – “Hydrology and Quality of Water Resources”. New York, Wiley & Sons.
- Harrison, L. J., Morris J. L., Normann J. M. e Johnson F. L.** (1972)\* – “Hydraulic Design of Improved Inlets for Culverts”. Hydraulic Engineering Circular N° 13, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D. C.
- Herr, L. A. e Bossey, H. G.** (1965)\* – “Hydraulic Chart for the Selection of Highway Culverts”. Hydraulic Engineering Circular N° 5. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- Izzard, C. A.** (1946)\* – “Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces”. Proc. Highway Research Board, Vol. 29, p. 129-146.
- JAE** (1978) – “Normas de projecto” Norma P8-78, Elaboração de projectos de Drenagem. Junta Autónoma de Estradas, Portugal.
- JAE** (1985) – “Normas de projecto” Norma P8.1-85, Elaboração de projectos de dimensionamento de condutas à acção de cargas. Junta Autónoma de Estradas, Portugal.
- JAE** (1996) – “Ligação IP3-IP5. Variante a Viseu”.Capítulo 8- Drenagem. Junta Autónoma de Estradas, Portugal.
- JAE** (1997) – “Caderno de encargo – Drenagem”. Direcção de Serviços de Apoio Técnico, Junta Autónoma de Estradas, Portugal.
- JAE** (1998) – “Manual de Drenagem Superficial em Vias de Comunicação”. Tomo I, versão provisória. Junta Autónoma de Estradas, Direcção de Serviços de Projectos, Portugal.
- Kirpich, Z. P.** (1940)\* – “Time of Concentration of small Agricultural Watersheds”. Civ. Eng., vol. 10, no. 6, p. 362.
- Kerby, J. H.** (1959)\* – “Time of Concentration for Overland Flow”. Civil Engineering, Vol. 60 p. 174 (citado em YEN 1978).
- Lencastre, A** (1991) – “Hidráulica Geral”. Edição do Autor, 2ª Edição Luso-Brasileira, Lisboa, Portugal.
- Lencastre, A e Franco, F. M.** (1992) – “Lições de Hidrologia”. 2ª Edição revista. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, Portugal.
- Lima, J. P.** (1984) – “Notas sobre o cálculo de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais em aglomerados Urbanos”. FCTUC, Universidade de Coimbra, Portugal.

- Lima, J. P.** (1996) – “Sebenta de Hidrologia de Superfície”. Programa de Pós-Graduação, Água, Ambiente e Desenvolvimento, FCTUC, Universidade de Coimbra, Portugal.
- Linsley, R. K., Jr., Kohler, M. H. e Paulhus, J. L. H.** (1958) – “Hydrology for Engineers”. McGraw-Hill Book Company, New York.
- LNEC** (1996) – “Curso sobre drenagem de águas superficiais em vias de comunicação” Lisboa, Portugal.
- Loureiro, J. M.** (1984) – “Expressão para o Cálculo do Caudal Máximo de Cheia em Cursos de Água em Portugal”. Revista Recursos Hídricos, vol. N°5, nº 1.
- Loureiro, J. M. e Costa, L. C.** (1980) – “Caudal Máximo de Cheia – Cursos de Água a sul do Tejo”. Revista Recursos Hídricos, vol. 1, nº 1.
- Loureiro, J. M. e Oliveira R.** (1989) – “A Cheia de 25 de Novembro de 1988 na Ribeira do Beliche”. Revista Recursos Hídricos, vol. 10.
- Loureiro, J. M. e Pinto, M. S.** (1980) – “Expressão para o cálculo do Caudal Máximo de Cheia nas Regiões a Norte da Bacia do Rio Tejo”. DGRAH, Lisboa.
- Matos, M. R.** (1987) – “Método de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana”. Tese apresentada para obtenção do grau de especialista, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Matos, J., Quintela, A.** (1994) – “Sobre a aplicação de descarregadores de cheia em degraus”. 2º Congresso da Água. APRH, Lisboa, Vol. IV, p. 77-86.
- Matos, J., Quintela, A.** (1997) – “Escoamentos em quedas sucessivas em descarregadores em degraus. Dissipação de energia”. APRH, Simpósio sobre Aproveitamento Hidroeléctricos, Lisboa.
- Matos, M. R. e Silva, M. H.** (1986) – “Estudos de Precipitação com aplicação no Projecto de Sistemas de Drenagem Pluvial”. Informação Técnica, LNEC, Lisboa, Portugal.
- McCuen, R. H.** (1989) – “Hydrologic Analysis and Design”. Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey.
- Morel-Seytoux, H. J. e Verdin, H. P.** (1980) – “Extension of the Soil Conservation Service Rainfall-Runoff Methodology for Ungaged Watersheds”. Department of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- Morgali, J. R. e Linsley, R. K.** (1965)\* – “Computer Analysis of Overland Flow”. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 91, HY3, pp.81-100.
- Morris, H. M.** (1968)\* – “Hydraulic of Energy Dissipation in Steep Rough Channel”. Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg, Research Division. Bull.

- Neill, C. R.** (1962)\* – “Hydraulic Tests on Pipe Culverts”. Alberta Highway Research Report 62-1, Edmonton Research Council, Edmonton, Canada.
- Norman, J. M., Houghtalen, R. J. e Johnston, W. J.** (1985) – “Hydraulic Design of Highway Culverts”. HDS nº 5, Federal Highway Administration, McLean, Virginia (Normalmente conhecido por FHWA Culvert Manual ou HDS nº5).
- Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C. e Narayanan, R.** (1996) – “Hydraulic Structures”. 2nd ed., E & FN Spon.
- Oliveira, R.** (1996) – “Determinação de Hidrogramas de Cheia em pequenas Bacias Hidrográficas”. Curso sobre drenagem de águas superficiais em vias de comunicação, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Peterka, A. J.** (1964) – “Hydraulic Design of Stilling Basin and Energy Dissipators”. U. S. Department of the Interior – Bureau of Reclamation. Eng. Mon. Nº 25, Denver.
- Pozey, C. J. e Hsing, P. S.** (1941)\* - “ Hidraulic Jump in Trapezoidal Channels” State University of Iona, Iona City.
- Prasuhn, A. L.** (1992) – “Fundamentals of Hydraulic Engineering”. Oxford University Press, New York.
- Quintela, A. C.** (1981) – “Hidráulica”. Fundação Calouste Gulbenkian, 2ª ed, Lisboa.
- Quintela, A. C.** (1982) – “Hidrologia de Águas Superficiais” Curso Internacional de Hidrologia Operacional, Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos, Lisboa.
- Ramsbottom, D. e Rickard, C.** (1997) – “Culvert Design Manual”. CIRIA, Report 168, London.
- Ramos, C. M.** (1996) – “Controlo do Escoamento em Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais”. Curso sobre drenagem de águas superficiais em vias de comunicação, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Samora, M. M.** (1993) – “Utilização de Enrocamentos como Protecção contra a Erosão de Canais” Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Hidráulica e recursos Hídricos. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Schaake, J. C., Geiger, J. C. e Knapp, J. W.** (1967)\* – “Experimental Examination of the Rational Method”. Journal of the Hydraulics Division, ASCE nº 93, (HY6), pp. 357-330 (citado em Matos 1987).
- Simmons, W. P.** (1965)\* – “Hydraulic Design of Transitions for Small Canals”. A Water Resources Technical Publication. Eng. Mon. Nº 33, U.S.D.I. - Bureau of Reclamation, Washington.
- Simom, A. L. e Korom** (1997) – “Hydraulics”. Fourth edition. Prentice Hall, inc. New Jersey.

- Smith, C. D. e Korolischuk, E. M.** (1973)\* – “Modified USBR Impact Basins”. Proc. ASCE, vol. 99, HY1, pp. 283-287.
- Smith, P. N. H. e Maidment, D. R.** (1995) – “Hydrologic Data Development System”. CRWR Report 95-1, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, J. J. Pickle Resarch Campus, Austin, U.S.A
- Soil Conservation Service** (1972) – “National Engineering Handbook”Section 4, Hydrology, U. S. Department of Agriculture, Washington D.C.
- Soil Conservation Service** (1973) – “A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds” U. S. Department of Agriculture, Washington.
- Soil Conservation Service** (1975)\* – “Engineering Field Manual for Soil Conservation Practices”. U. S. Department of Agriculture, Washington D. C.
- Soil Conservation Service** (1986)\* – “Urban Hydrology for Small Watersheds”. Revised Technical Release 55, U. S. Department of Agriculture, Washington D. C.
- Taylor, K.** (1973)\* – “Slope Protection on Earth and Rockfill Dams”. 11° Congresso das Grandes Barragens, Madrid.
- Temez, J. R.** (1978) – “Calculo Hidrometeorologico de Caudales Maximos en Pequeñas Cuencas Naturales”. Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo. Direccion General de Carreteras, Madrid.
- United Nations** (1973)\* – “Design of Low-Head Hydraulic Strutures”.United Nations. Water Resources Series, N° 45, New York.
- U. S. Bureau of Reclamation** (1977)\* – “Design of Small Dams”. 2nd ed., U. S. Dept. of Interior, U. S. Government Printing Office, Washington, D. C.
- U. S. Bureau of Reclamation** (1978)\* – “Design of Small Canal Structures”. U. S. Dept. of Interior, Danver, Colorado.
- U. S. Corps of Engineers** (1970)\* – “Hydraulic Design of Flood Control Channels”. Engineer Manual, EM 1110-2-1601. U. S. Departments of the Army and the Air Force, Washington.
- U. S. Corps of Engineers** (1983) – “Drainage for Areas other than Airfields”. Techinal Manual TM 5-8204. Departments of the Army and the Air Force, Washington.
- U. S. Corps of Engineers** (1991) – “Drainage and Erosion-Control Structures for Airfields and Heliports”. Techinal Manual TM 5-820-3. Departments of the Army and the Air Force, Washington.
- U. S. Department of Transportation** (1979)\* – “Design of Urban Highway Drainage, The State-of-the-Art”. Federal Highway Administration, Washington D. C.

- U. S. Department of Transportation** (1997) – “Hydraulics Manual”. M23-03. Environmental and Engineering Service Center, Hydraulics Branch. Federal Highway Administration, Washington D. C.
- U. S. Geological Survey** (1995) – “User’s Guide to the Culvert Analysis Program”. Open-File Report 95-137. Stennis Space Center, Mississippi.
- Villalaz, C. C.** (1996) – “Vias de Comunicación – Caminos, Ferrocarriles, Aeropuertos, Puentes y Puertos”. Limusa, Noriega editores, 3 Ed, México.
- Visher, D. L. e Hager, W. H.** (1998) – “Dam Hydraulics”. Wiley Series in Water Resources Engineering. John Wiley & Sons, Inc. England.
- Wilken, P. S.** (1978) – “Engenharia de Drenagem Superficial”. CETESB, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. São Paulo, Brasil.
- Wright-McLaughlin Engineers** (1969)\* - “Urban Storm Drainage Criteria Manual”. Prepared for the Denver Regional Council of Governments, Denver, Colorado.
- Yen, B.C.** (1978)\* – “Storm Sewer System Design”. Workshop Notes, Dep. Civil Eng., University of Illinois, Urbana, U.S.A.

---

Anexo A

---

**DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO DE  
PASSAGENS HIDRÁULICAS**



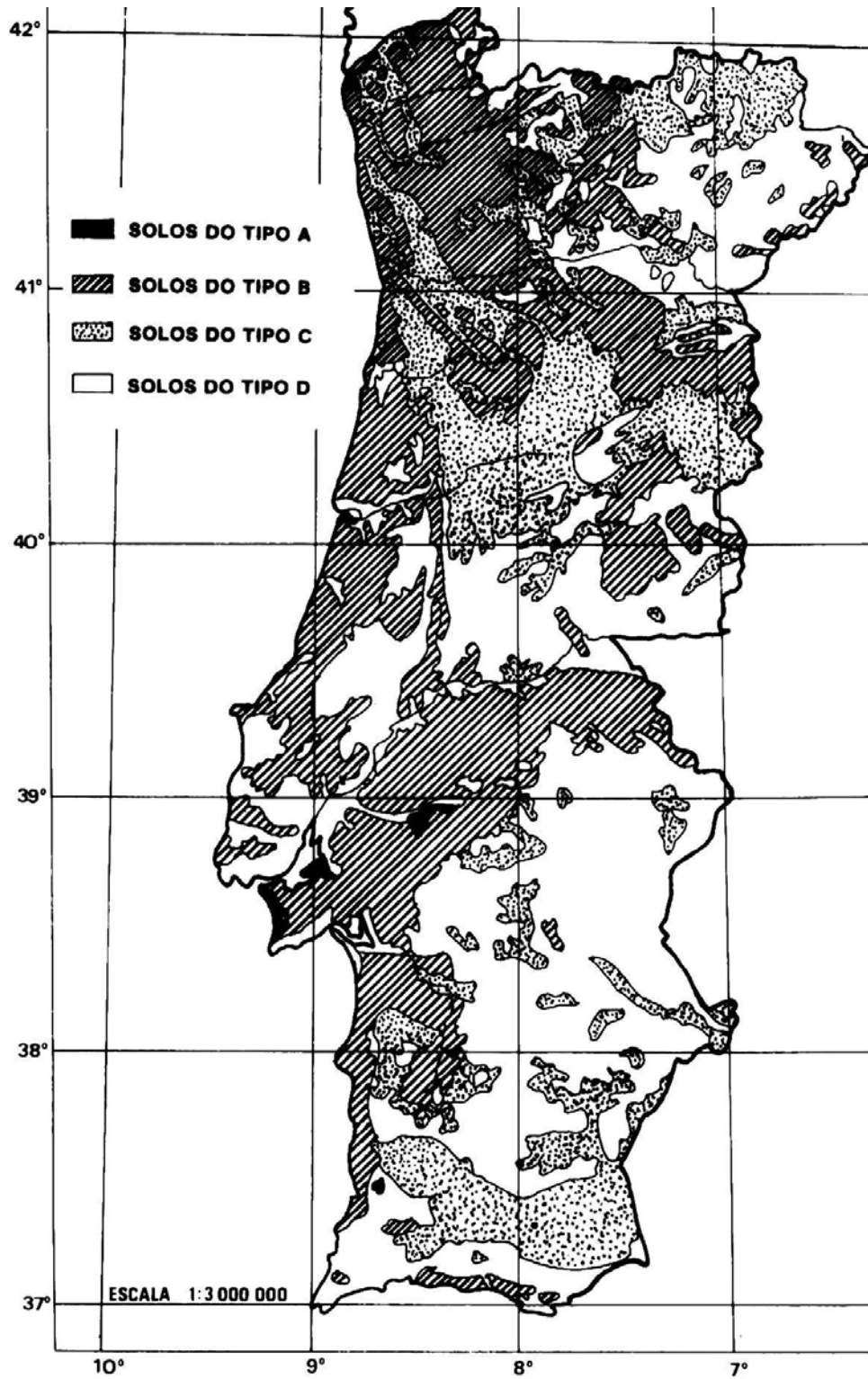


Figura A1 – Carta dos solos de Portugal classificados pelas suas características hidrológicas (extraído de David, 1976).

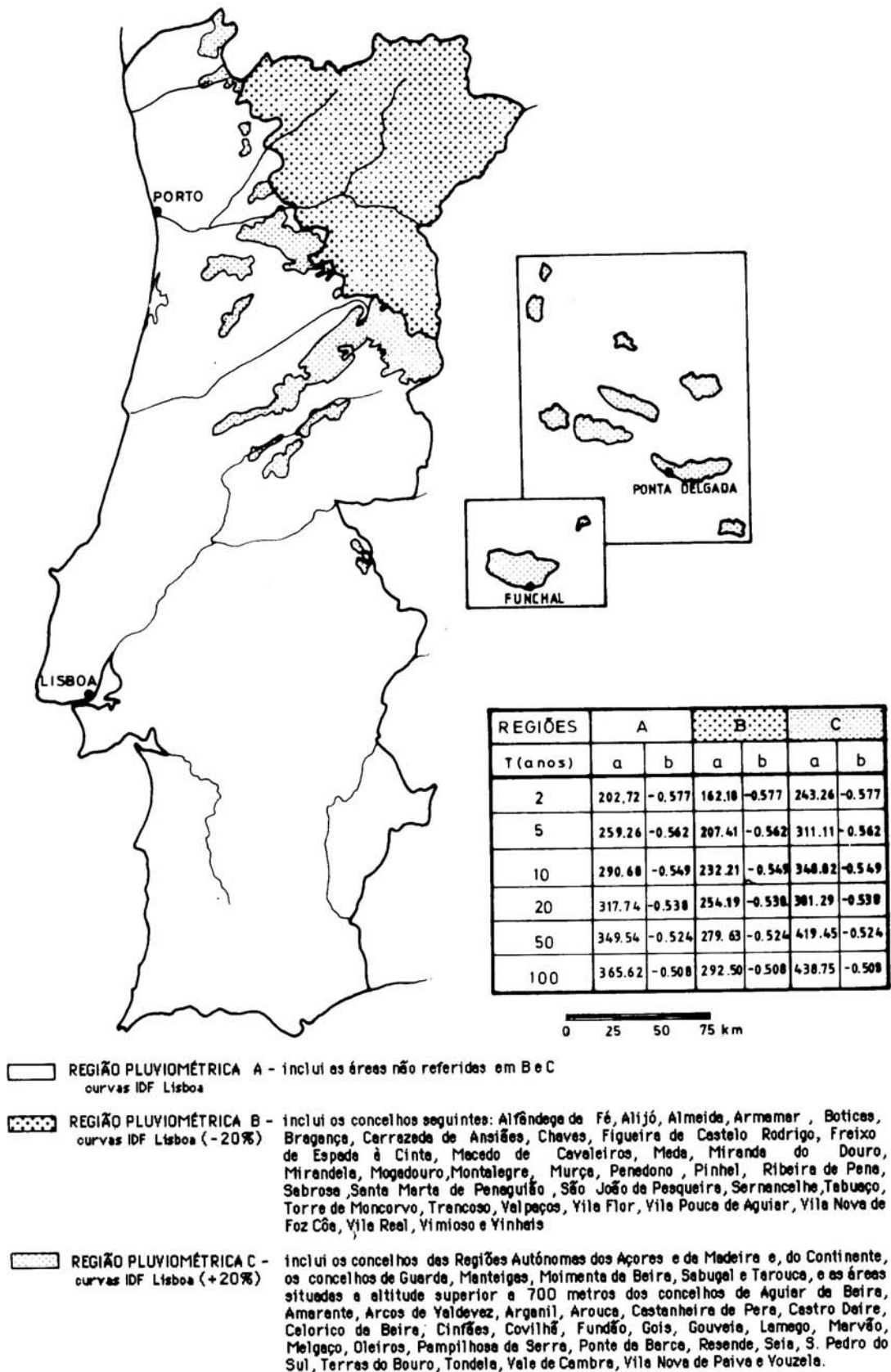


Figura A2 – Regiões pluviométricas. Parâmetros das curvas I-D-F (extraído de Matos e Silva, 1986).

Dimensionamento Hidrológico de passagens hidráulicas

Quadro A1 – Curvas IDF (Brandão e Rodrigues, 2000).

Estação udoográfica	Período digitalizado	Período analisado	Número de anos digitalizados	Períodos de retorno (anos)													
				2		5		10		20		50		100			
				a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
Casal Soeiro	1960-1971, 1987-1988		13														
Bragança	1957, 1964, 1982-1983		2														
Miranda do Douro	1951-1997		46	146.7	-0.5391	179.44	-0.4826	202.44	-0.4607	224.96	-0.4456	254.5	-0.4313	276.82	-0.4231		
Vila Real	1963, 1965-1969, 1961-1962, 1978-1979, 1985-1897, 1989-1991		14														
Chaves	1931-1935, 1938-1972		38	148.96	-0.5854	217.29	-0.506	262.48	-0.6	305.82	-0.6028	361.9	-0.6054	403.91	-0.6089		
Cerejeiras																	
Escalhão																	
Nelas																	
Viana do Castelo	1963-1996		33	202.49	-0.5251	386.54	-0.5123	342.32	-0.5076	395.86	-0.5044	466.21	-0.5015	517.19	-0.4998		
Porto (Serra do Pilar)																	
Aveiro (Universidade)	1980-1995		15	168.74	-0.5293	213.7	-0.5302	243.44	-0.5306	271.9	-0.5309	308.88	-0.5312	336.53	-0.5314		
Viseu																	
Caramulo																	
Penhas Douradas	1941-1997		56	164.63	-0.5164	244.71	-0.5191	297.72	-0.5201	348.55	-0.5208	414.36	-0.5214	463.66	-0.5217		
Covilhã	1943-1999	1943-1996	56	159.1	-0.5269	215	-0.5399	252.06	-0.5455	287.63	-0.5497	333.69	-0.5538	368.22	-0.5562		
Coimbra (IG)		1935-1966															
Fonte Boa																	
Lisboa (IGIDL)	1972-1992	1860-1992	20	176.46	-0.5286	214.32	-0.4991	239.69	-0.4961	264.16	-0.4765	295.96	-0.4668	319.86	-0.461		
S. Julião do Tojal	1957-1992		35	164.68	-0.5445	236.96	-0.5567	284.64	-0.5613	330.31	-0.5645	389.37	-0.5674	433.58	-0.5691		
Portalegre	1959-1997		38	155.34	-0.4977	189.67	-0.4546	213.08	-0.4367	236.8	-0.4239	265.45	-0.4114	287.78	-0.4041		
Évora-Cemitério	1940-1992		52	197.78	-0.5337	238.45	-0.4742	280.35	-0.4488	319.98	-0.4303	360.48	-0.4121	401.14	-0.4014		
Beja	1956-1997		41	163.46	-0.511	199.75	-0.478	224.26	-0.4639	247.97	-0.4536	278.84	-0.4435	302.07	-0.4375		
Sines	1970-1996		26	169.86	-0.6362	233.04	-0.5461	274.92	-0.5602	315.12	-0.5633	367.17	-0.5662	408.19	-0.568		
Relíquias	1981-1996		15	166.42	-0.5218	228.36	-0.5011	269.55	-0.4933	309.14	-0.4879	360.44	-0.4829	398.91	-0.48		
Catraia		1959-1974															
S. Brás de Alportel		1942-1989															
Figueirais		1945-1981															
Praia da Rocha	1941-1996		55														
Monchique	1933-1935, 1948-1982, 1997/98		37	232.49	-0.5492	275.75	-0.4795	307.29	-0.4524	338.54	-0.4337	379.82	-0.4168	411.14	-0.4056		
Sagres																	
Faro	1942-1996		53	199.45	-0.5405	246.18	-0.4834	278.56	-0.4611	310.14	-0.4456	351.44	-0.4308	382.59	-0.4223		
Vila Real de Sto António																	

Estação udoográfica	Período digitalizado	Período analisado	Número de anos digitalizados	Períodos de retorno (anos)													
				2		5		10		20		50		100			
				a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
Casal Soeiro	1960-1971, 1987-1988		13														
Bragança	1957, 1964, 1982-1983		2														
Miranda do Douro	1951-1997		46	243.2	-0.6865	467.22	-0.7656	630.14	-0.7926	793.34	-0.8116	1011.7	-0.8299	1179.1	-0.8406		
Vila Real	1963, 1965-1969, 1961-1962, 1978-1979, 1985-1897, 1989-1991		14														
Chaves	1931-1935, 1938-1972		38	211.55	-0.6906	390.39	-0.7531	520.77	-0.7794	651.83	-0.7984	827.78	-0.817	963.14	-0.828		
Cerejeiras																	
Escalhão																	
Nelas																	
Viana do Castelo	1963-1996		33	281.33	-0.6243	545.43	-0.7041	742.9	-0.7376	943.8	-0.7618	1216.6	-0.7857	1428.2	-0.7997		
Porto (Serra do Pilar)																	
Aveiro (Universidade)	1980-1995		15	253.7	-0.6541	361.63	-0.6829	435.95	-0.6967	508.78	-0.7073	604.76	-0.7184	677.67	-0.7253		
Viseu																	
Caramulo																	
Penhas Douradas	1941-1997		56	149.77	-0.5009	302.9	-0.5841	419.43	-0.619	539.16	-0.644	702.79	-0.6687	830.32	-0.6832		
Covilhã	1943-1999	1943-1996	56	138.92	-0.4944	196.47	-0.5237	235.68	-0.5374	273.87	-0.5479	323.92	-0.5587	361.78	-0.5653		
Coimbra (IG)		1935-1966	31	280.69	-0.6528	374.38	-0.6467	436.65	-0.6443	496.49	-0.6427	574.03	-0.6411	632.17	-0.6402		
Fonte Boa																	
Lisboa (IGIDL)	1972-1992	1860-1992	19	251.82	-0.628	345.32	-0.6344	407.36	-0.6372	466.92	-0.6392	544.07	-0.6412	601.92	-0.6424		
S. Julião do Tojal	1957-1992		35	205.93	-0.5961	238.7	-0.5436	265.17	-0.5245	292.01	-0.5118	327.9	-0.4999	365.32	-0.4932		
Portalegre	1959-1997		38	229.15	-0.6219	389.81	-0.6743	504.1	-0.6968	617.67	-0.7132	768.83	-0.7294	884.39	-0.7391		
Évora-Cemitério	1940-1992		52	366.51	-0.7127	571.47	-0.7353	709.63	-0.7444	843.21	-0.7509	1017	-0.7571	1147.9	-0.7607		
Beja	1956-1997		41	303.85	-0.6921	468.63	-0.7272	581.81	-0.7425	692.32	-0.7537	837.37	-0.7649	947.16	-0.7716		
Sines	1970-1996		26	316.67	-0.7185	416.93	-0.7129	483.3	-0.7105	546.97	-0.7088	629.39	-0.7072	691.15	-0.7062		
Relíquias	1981-1996		15	226.93	-0.6238	364.47	-0.6507	457.36	-0.6613	547.23	-0.6687	664.26	-0.6757	752.32	-0.6798		
Catraia		1959-1974															
S. Brás de Alportel		1942-1989															
Figueirais		1945-1981															
Praia da Rocha	1941-1996		53														
Monchique	1933-1935, 1948-1982, 1997/98		37	245.74	-0.6556	312.01	-0.5091	361.22	-0.4909	409.85	-0.4792	473.87	-0.4687	522.31	-0.463		
Sagres																	
Faro	1942-1996		53	312.5	-0.6793	475.42	-0.6856	583.37	-0.6879	686.94	-0.6895	821.02	-0.6891	921.51	-0.6918		
Vila Real de Sto António																	

Estação udoográfica	Período digitalizado	Período analisado	Número de anos digitalizados	Períodos de retorno (anos)													
				2		5		10		20		50		100			
				a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b		
Casal Soeiro	1960-1971, 1987-1988		13														
Bragança	1957, 1964, 1982-1983		2														
Miranda do Douro	1951-1997		46	255.4	-0.7011	269.27	-0.6694	283.58	-0.6558	299.23	-0.6458	321.19	-0.6359	338.48	-0.6301		
Vila Real	1963, 1965-1969, 1961-1962, 1978-1979, 1985-1897, 1989-1991		14														
Chaves	1931-1935, 1938-1972		38	171.15	-0.654	180.58	-0.6354	203.14	-0.6269	216.72	-0.6205	234.84	-0.614	248.7	-0.6101		
Cerejeiras																	
Escalhão																	
Nelas																	
Viana do Castelo	1963-1996		33	325.76	-0.6515	317.36	0.6156	320.05	-0.599	325.96	-0.5864	336.65	-0.5735	346.17	-0.5656		
Porto (Serra do Pilar)																	
Aveiro (Universidade)	1980-1995		15	278.52	-0.6888	360.93	-0.6772	415.45	-0.6811	467.72	-0.6841	535.37	-0.6872	586.04	-0.6891		
Viseu																	
Caramulo																	
Penhas Douradas	1941-1997		56	215.69	-0.555	235.59	-0.5366	260.33	-0.5278	285.17	-0.5212	285.05	-0.5143	300.3	-0.5101		
Covilhã	1943-1999	1943-1996	56	152.39	-0.5048	166.4	-0.4869	176.62	-0.4785	186.85	-0.472	200.51	-				



---

Anexo B

---

**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO**

**DE AQUEDUTOS**



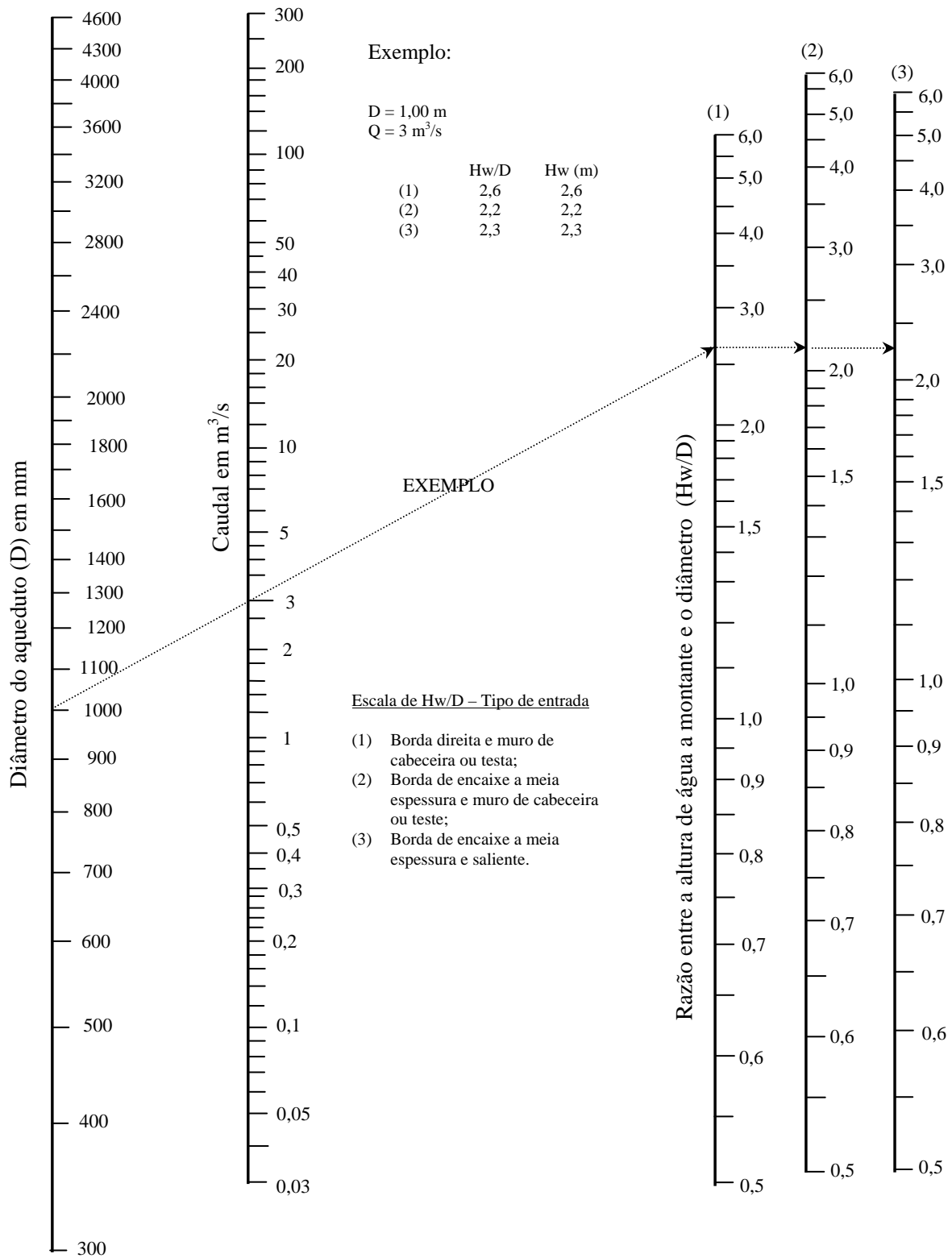


Figura B1 – Altura de água a montante em aquedutos circulares com controlo à entrada (adaptado de U.S. Corps of Engineers, 1983).

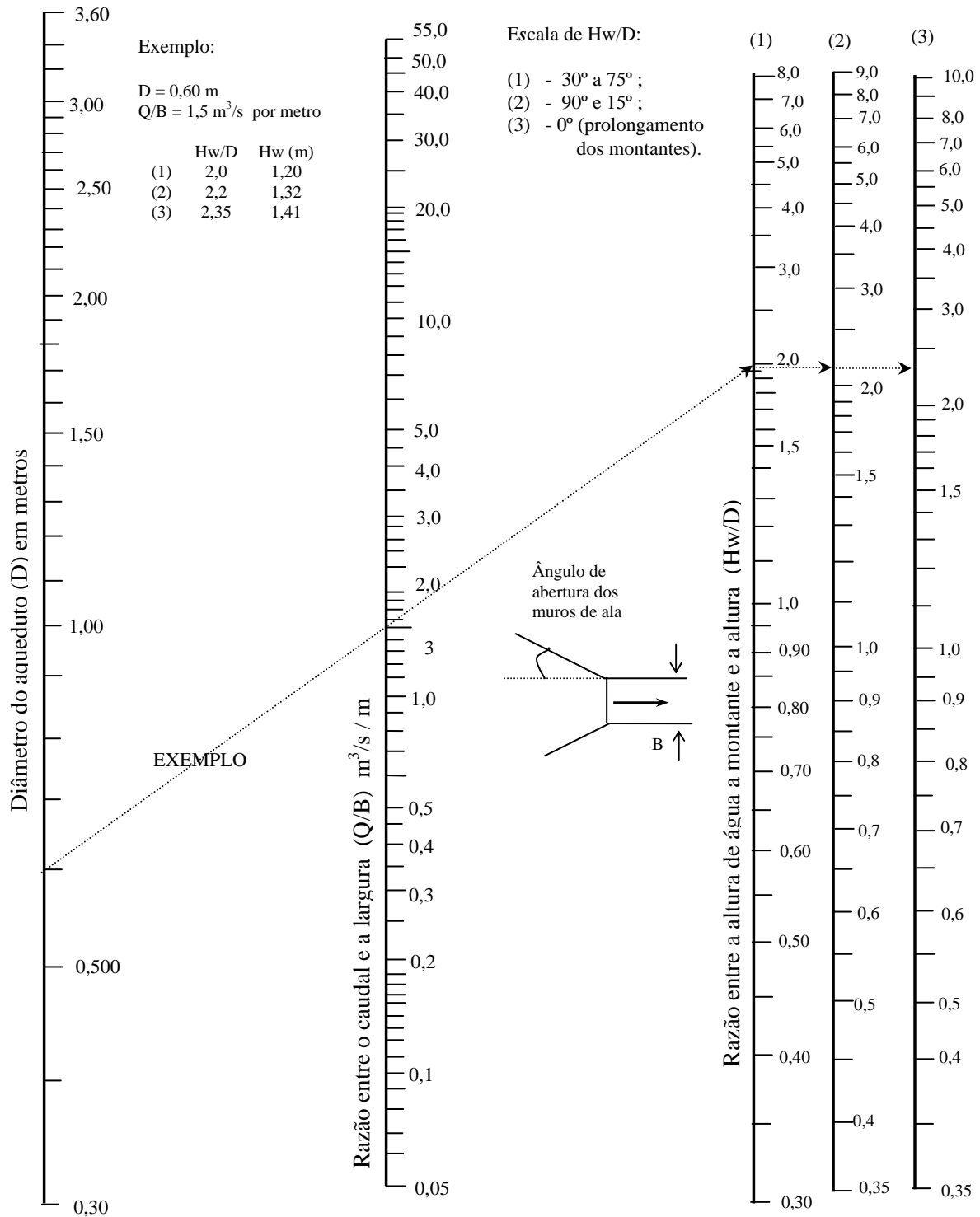


Figura B2 - Altura de água a montante em aquedutos rectangulares com controlo à entrada (adaptado de U.S. Corps of Engineers, 1983).

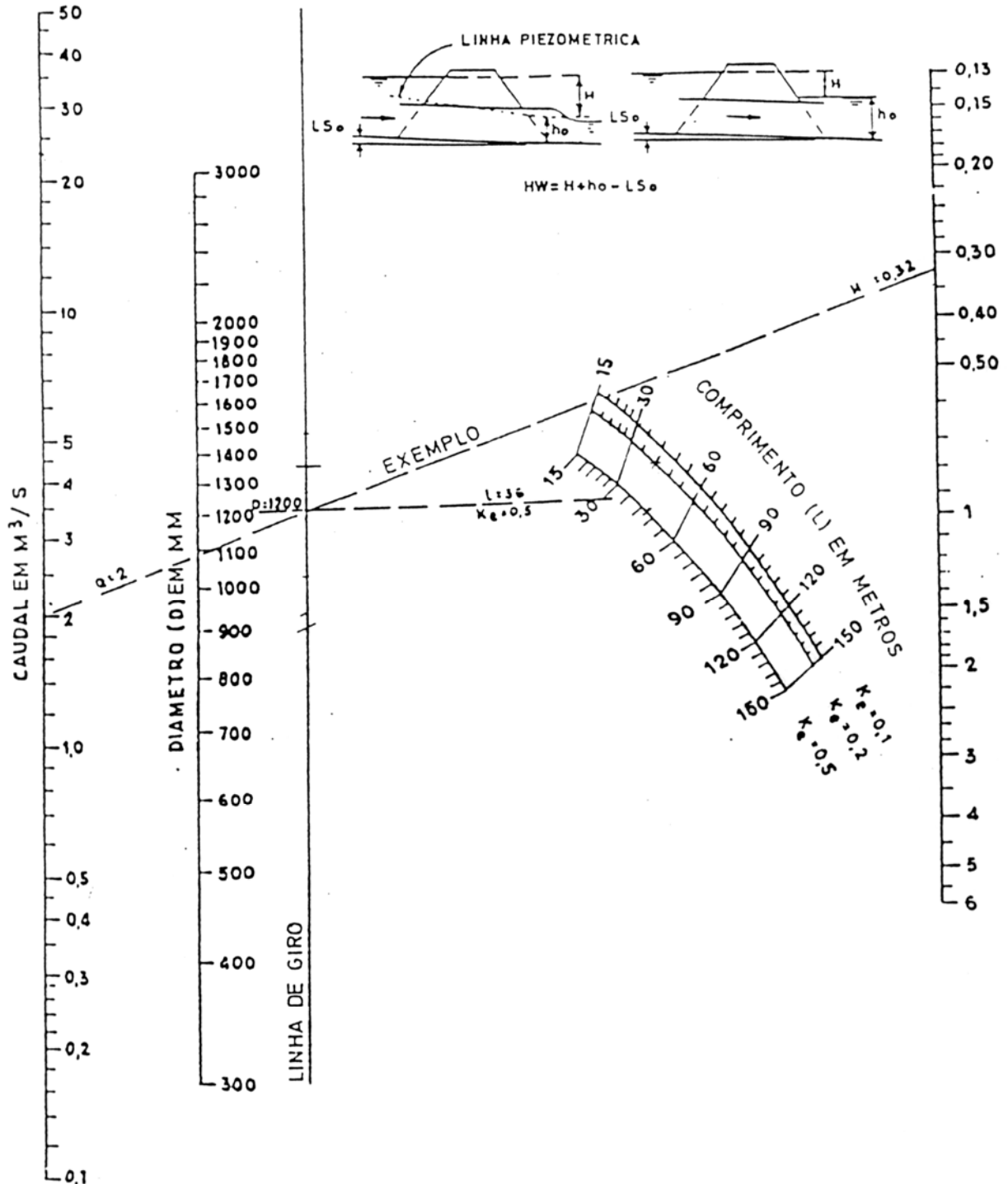


Figura B3 – Perda de carga em aquedutos circulares de betão, com escoamento em pressão (adaptado de U.S. Corps of Engineers, 1983).

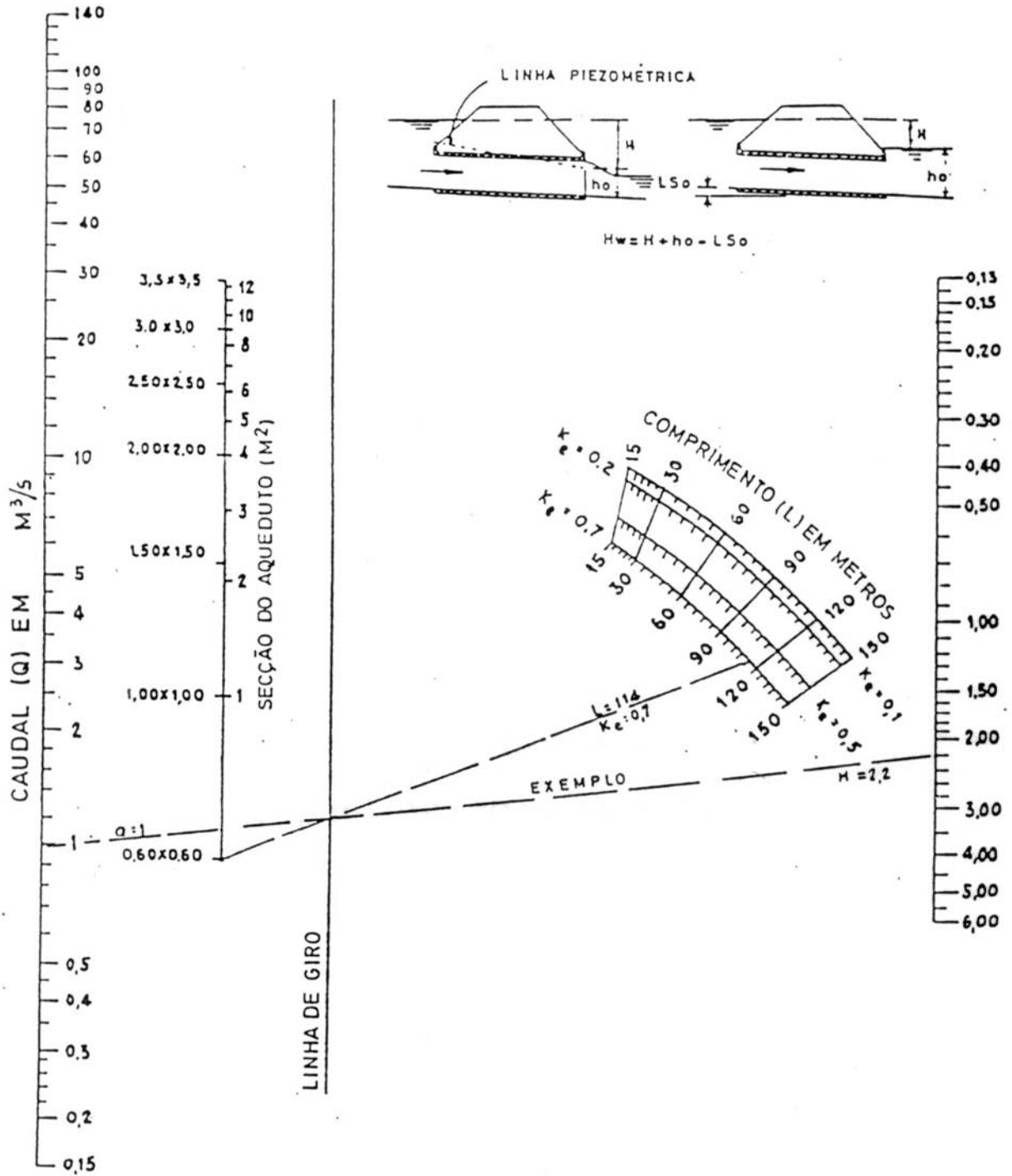


Figura B4 – Perda de carga em aquedutos retangulares de betão, com escoamento em pressão (adaptado de U.S. Corps of Engineers, 1983).

---

Anexo C

---

**FOTOGRAFIAS DE PASSAGENS HIDRÁULICAS**





Figura C1 – Aqueduto de secção circular e estrutura de saída com muros de ala.



Figura C2 – Aqueduto duplo de secção circular. Entrada com forte assoreamento e vegetação.



Figura C3 – Aqueduto triplo de secção circular.



Figura C4 – Aqueduto de secção rectangular.



Figura C5 – Aqueduto duplo de secção rectangular.



Figura C6 – Aqueduto em tubo metálico corrugado (*corrugated pipes*).



Figura C7 – Execução de um aqueduto de secção circular com macacos hidráulicos.



Figura C8 – Construção de aqueduto de secção circular.



Figura C9 – Aqueduto de secção circular com assentamento em betão.



Figura C10 – Cofragem de estrutura de entrada com muros de ala.



Figura C11 – Estrutura de saída com muros de ala.



Figura C12 – Estrutura de entrada em recipiente.



Figura C13 – Efeitos da ausência de dissipador de energia adequado num aqueduto de secção circular triplo.



Figura C14 – Efeitos da ausência de dissipador de energia num aqueduto de secção circular.



Figura C 15 – Canal com soleira em degraus a jusante de um aqueduto de secção rectangular.



Figura C 16– Escoamento em quedas sucessivas (*nape flow*) num canal com soleira em degraus a jusante de um aqueduto.

---

Anexo D

---

**PROGRAMA HIDROPAS**  
**EXEMPLO DE MEMÓRIA DESCRITIVA**





Anexo D

\*\*\*\* REGIÕES PLUVIOMÉTRICAS A CONSIDERAR \*\*\*\*

REGIÃO PLUVIOMÉTRICA "B" (inclui os seguintes concelhos):  
Alfandega da Fé, Alijó, Almeida, Armamar, Boticas, Bragança, Carrazede de Ansiães, Chaves, Figueira de Castelo Rodrigo, Freixo de Espada a Cinta, Macedo de Cavaleiros, Meda, Miranda do Douro, Mirandela, Mogadouro, Montalegre, Murça, Penedono Pinhel, Ribeira de Pena, Sabrosa, Santa Marta de Peneguião, S. João de Pesqueira, Sernancelhe, Tabuaço, Torre de Moncorvo Trancoso, Valpaços, Vila Flor, Vila Pouca de Aguiar, Vila Nova de Foz Côa, Vila Real, Vimioso e Vinhais.

REGIÃO PLUVIOMÉTRICA "C" (inclui os seguintes concelhos):  
Concelhos das regiões autónomas dos Açores e da Madeira. Guarda, Manteigas, Moimenta da Beira, Sabugal e Tarouca. Áreas situadas acima dos 700 m de altitude dos concelhos de Aguiar da Beira, Amarante, Arcos de Valdevez, Arganil, Arouca Castanheira de Pera, Castro Daire, Celorico da Beira, Cinfães Covilhã, Fundão, Góis, Gouveia, Lamego, Marvão, Melgaço, Oleiros, Pampilhosa da Serra, Ponte da Barca, Resende, Seia, São Pedro do Sul, Terras de Bouro, Tondela, Vale de Cambra, Vila Nova de Paiva e Vouzela.

REGIÃO PLUVIOMÉTRICA "A": áreas não referidas em B e C

Região pluviométrica da bacia - Região A

Tempo de concentração a considerar  $T_c[h] = 0.26$

Coef. de escoamento da fórmula racional  $C = 0.50$

\*\*\*\* RESULTADOS \*\*\*\*

-----

$Ab = 68.0$  ha       $Lb = 1100.0$  m       $dh = 38.00$  m       $CN = 92$

Curvas IDF de Matos, 1987 - Região A

Giandotti	$T_c = 1.42$ h
Racional	$T_c = 0.26$ h
Temez	$T_c = 0.61$ h
David, SCS e Mockus	$T_c = 0.26$ h

Programa HIDROPAS. Exemplo de memória descritiva

```

=====
                                Caudais de ponta de cheia (m3/s)
                                (para diferentes períodos de retorno)
Método                          2          5          10         20         50         100
-----
Giandotti                       3.67      5.02      5.96      7.09      8.01      9.00
Racional                        3.92      5.23      6.07      7.00      7.82      8.55
Temez                           1.34      2.55      3.49      4.68      5.75      6.86
David                           0.71      1.54      2.18      2.95      3.70      4.39
Mockus                          1.27      2.30      3.08      4.06      4.91      5.80
SCS                             1.28      2.33      3.11      4.05      4.92      5.74
=====

```

CAUDAL DE PONTA DE CHEIA

QP = 4.9 m3/s

\*\*\*\* DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE AQUEDUTOS \*\*\*\*

Altura máxima de água a montante      HWmax[m]= 3.00  
 Coef. de perda de carga a entrada      Ke = 0.20

\*\*\* AQUEDUTO DE SECÇÃO CIRCULAR \*\*\*

Caudal de dimensionamento              Q[m3/s]= 4.91  
 Coef. de rugosidade de Manning        n[mm]= 0.01  
 Comprimento do aqueduto (m)           L[m]= 29.00  
 Inclinação do aqueduto                i[%]= 1.00

\*\*\*\* PRÉ-DIMENSIONAMENTO \*\*\*\*

Diâmetro mínimo:                        Dmín = 1.487 m  
 Diâmetro do aqueduto                  DIA [m]= 1.50

Anexo D

\*\*\*\* DIMENSIONAMENTO \*\*\*\*

-----  
 Altura Uniforme = 0.873 m  
 Altura Crítica = 1.154 m

CONTROLE À ENTRADA => Altura de água à entrada do aqueduto = 1.154 m

DISTÂNCIA	ALTURA	ENERGIA	VELOCIDADE	ÁREA
0.000	1.154	1.731	3.365	1.459
0.030	1.145	1.732	3.393	1.447
0.096	1.140	1.732	3.407	1.441
0.195	1.135	1.732	3.421	1.435
0.327	1.131	1.732	3.436	1.429
0.494	1.126	1.733	3.450	1.423
0.697	1.121	1.733	3.465	1.417
0.937	1.117	1.734	3.480	1.411
1.216	1.112	1.735	3.495	1.405
1.536	1.107	1.736	3.511	1.399
1.897	1.103	1.736	3.526	1.392
2.302	1.098	1.737	3.542	1.386
2.753	1.093	1.739	3.558	1.380
3.252	1.089	1.740	3.574	1.374
3.800	1.084	1.741	3.590	1.368
4.399	1.079	1.742	3.607	1.361
5.054	1.075	1.744	3.624	1.355
5.765	1.070	1.746	3.641	1.349
6.536	1.065	1.747	3.658	1.342
7.369	1.061	1.749	3.675	1.336
8.268	1.056	1.751	3.693	1.330
9.237	1.051	1.753	3.711	1.323
10.278	1.047	1.755	3.729	1.317
11.397	1.042	1.758	3.747	1.310
12.596	1.037	1.760	3.766	1.304
13.882	1.033	1.763	3.785	1.297
15.260	1.028	1.765	3.804	1.291
16.734	1.023	1.768	3.823	1.284
18.311	1.019	1.771	3.843	1.278
19.999	1.014	1.774	3.863	1.271
21.803	1.009	1.778	3.883	1.265
23.734	1.005	1.781	3.903	1.258
25.799	1.000	1.785	3.924	1.251
28.009	0.995	1.788	3.944	1.245
29.000	0.996	1.788	3.941	1.246

Altura de água a montante HW = 1.85 m  
 Altura de água a jusante TW = 1.00 m

Valor de HW/D: HW/D = 1.23

\*\*\*\* DISSIPACÃO DE ENERGIA \*\*\*\*

-----  
 A jusante da estrutura de saída deverá ser colocado um tapete de enrocamento com uma extensão de L = 5.00 m

O diâmetro da pedra a colocar no tapete será D50 = 0.65 m

De referir que a espessura do tapete deverá ser: 1,5\*D100 = 1.53 m

\*\*\*\* ESTIMATIVA DE CUSTO DE PASSAGENS HIDRÁULICAS \*\*\*\*  
=====

AQUEDUTOS DE SECÇÃO CIRCULAR  
-----

Diâmetro resultante do dimensionamento hidráulico DIA[m]= 1.50

Artigo 1

- Execução de passagens hidráulicas de secção circular, em betão, incluindo todos os trabalhos necessários a sua implantação, nomeadamente, a escavação em terreno de qualquer natureza, eventual saneamento e respectiva reposição e compactação, remoção de solos, condução a depósito de produtos saneados ou sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:

Multiplicidade do aqueduto [Simples 1 Dupla 2] ?

CARACTERÍSTICAS DO AQUEDUTO:  
-----

Diâmetro = 1.50 mm  
Comprimento = 29.0 m  
Classe 2  
Tipo a  
Custo (ml) = 37835.54 Esc./ml  
Multiplicidade = 1  
=====  
CUSTO TOTAL = 1 097 230.75 Esc.

Artigo 2

- Execução de estruturas de entrada e saída com muros de ala em passagens hidráulicas circulares, em betão armado, localizadas na base ou talude do aterro da plataforma da via, incluindo todos os trabalhos necessários, e ainda, para a sua implantação, a escavação em terrenos de qualquer natureza, a remoção, reposição e compactação, condução a vazadouro de produtos sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:

- Simples para diâmetro de 1,50m [Un] ? 1

=====  
CUSTO TOTAL EM ESTRUTURAS COM MUROS DE ALA = 215 000.00 Esc



---

Anexo E

---

**PASSAGENS HIDRÁULICAS**

**QUANTIDADES DE TRABALHOS E PREÇOS UNITÁRIOS**

**A CUSTOS DE 1999**



Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
1 –	<b>Escavação, em trabalhos realizados para garantia da continuidade do sistema de águas pluviais superficiais, incluindo a remoção, reposição e compactação, condução a vazadouro dos produtos saneados ou sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:</b>		
1.1 –	Para abertura de valas destinadas à regularização ou desvio de linhas de água, nomeadamente as contíguas às passagens hidráulicas, e valas longitudinais de grande secção:		
1.1.1 –	Com meios mecânicos (lâmina, balde ou ripper)	m <sup>3</sup>	1 800\$00
1.1.2 –	Com recurso a explosivos	m <sup>3</sup>	2 500\$00
1.2 –	Para reperfilamento de valetas ou valas existentes, em terreno de qualquer natureza.	m	1 900\$00
2 –	<b>Execução de passagens hidráulicas, de secção circular, em betão armado incluindo todos os materiais e trabalhos necessários à sua implantação, nomeadamente, escavação em terreno de qualquer natureza, eventual saneamento e respectiva reposição, remoção de solos, condução a depósito de produtos saneados ou sobrantes, com eventual indemnização por depósito:</b>		
2.1 –	Com tubagens simples (classe I):		
2.1.1 –	Assentamento do tipo A:		
2.1.1.1 –	Simples com diâmetro de 0,60 m	m	8 160\$00
2.1.2 –	Assentamento do tipo B:		
2.1.2.1 –	Simples com diâmetro de 0,60 m	m	12 640\$00
2.2 –	Com tubagens armadas (classe II):		
2.2.1 –	Assentamento do tipo A:		
2.2.1.1 –	Simples com diâmetro de 0,80 m	m	13 960\$00
2.2.1.2 –	Duplas com diâmetro de 0,80 m	m	25 200 \$00
2.2.1.3 –	Simples com diâmetro de 1,00 m	m	18 100\$00
2.2.1.4 –	Duplas com diâmetro de 1,00 m	m	32 500\$00
2.2.1.5 –	Simples com diâmetro de 1,20 m	m	24 200\$00
2.2.1.6 –	Duplas com diâmetro de 1,20 m	m	43 560\$00
2.2.1.7 –	Simples com diâmetro de 1,50 m	m	40 400\$00
2.2.1.8 –	Duplas com diâmetro de 1,50 m	m	72 700\$00
2.2.2 –	Assentamento do tipo B:		
2.2.2.1 –	Simples com diâmetro de 0,80 m	m	21 380\$00
2.2.2.2 –	Duplas com diâmetro de 0,80 m	m	36 300\$00
2.2.2.3 –	Simples com diâmetro de 1,00 m	m	29 200\$00
2.2.2.4 –	Duplas com diâmetro de 1,00 m	m	49 600\$00
2.2.2.5 –	Simples com diâmetro de 1,20 m	m	39 700\$00

Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
2.2.2.6 –	Duplas com diâmetro de 1,20 m	m	67 500\$00
2.2.2.7 –	Simples com diâmetro de 1,50 m	m	63 860\$00
2.2.2.8 –	Duplas com diâmetro de 1,50 m	m	108 500\$00
2.3 –	Com tubagens armadas reforçados (classe III):		
2.3.1 –	Assentamento do tipo A:		
2.3.1.1 –	Simples com diâmetro de 0,80 m	m	14 760 \$00
2.3.1.2 –	Duplas com diâmetro de 0,80 m	m	26 600\$00
2.3.1.3 –	Simples com diâmetro de 1,00 m	m	20 800\$00
2.3.1.4 –	Duplas com diâmetro de 1,00 m	m	37 400\$00
2.3.1.5 –	Simples com diâmetro de 1,20 m	m	26 950\$00
2.3.1.6 –	Duplas com diâmetro de 1,20 m	m	48 500\$00
2.3.1.7 –	Simples com diâmetro de 1,50 m	m	42 600\$00
2.3.1.8 –	Duplas com diâmetro de 1,50 m	m	76 700\$00
2.3.2 –	Assentamento do tipo B:		
2.3.2.1 –	Simples com diâmetro de 0,80 m	m	22 180\$00
2.3.2.2 –	Duplas com diâmetro de 0,80 m	m	37 700\$00
2.3.2.3 –	Simples com diâmetro de 1,00 m	m	31 900\$00
2.3.2.4 –	Duplas com diâmetro de 1,00 m	m	54 200\$00
2.3.2.5 –	Simples com diâmetro de 1,20 m	m	42 450\$00
2.3.2.6 –	Duplas com diâmetro de 1,20 m	m	72 100\$00
2.3.2.7 –	Simples com diâmetro de 1,50 m	m	66 060\$00
2.3.2.8 –	Duplas com diâmetro de 1,50 m	m	112 300\$00
2.4 –	Com tubagens armadas reforçados especiais (classe IV):		
2.4.1 –	Assentamento do tipo A:		
2.4.1.1 –	Simples com diâmetro de 0,80 m	m	15 260\$00
2.4.1.2 –	Duplas com diâmetro de 0,80 m	m	27 400\$00
2.4.1.3 –	Simples com diâmetro de 1,00 m	m	23 200\$00
2.4.1.4 –	Duplas com diâmetro de 1,00 m	m	41 750\$00
2.4.1.5 –	Simples com diâmetro de 1,20 m	m	30 700\$00
2.4.1.6 –	Duplas com diâmetro de 1,20 m	m	55 250\$00
2.4.1.7 –	Simples com diâmetro de 1,50 m	m	45 000\$00
2.4.1.8 –	Duplas com diâmetro de 1,50 m	m	81 000\$00
2.4.2 –	Assentamento do tipo B:		
2.4.2.1 –	Simples com diâmetro de 0,80 m	m	22 680\$00
2.4.2.2 –	Duplas com diâmetro de 0,80 m	m	38 550\$00
2.4.2.3 –	Simples com diâmetro de 1,00 m	m	34 300\$00
2.4.2.4 –	Duplas com diâmetro de 1,00 m	m	58 300\$00
2.4.2.5 –	Simples com diâmetro de 1,20 m	m	46 200\$00
2.4.2.6 –	Duplas com diâmetro de 1,20 m	m	78 500\$00
2.4.2.7 –	Simples com diâmetro de 1,50 m	m	68 460\$00
2.4.2.8 –	Duplas com diâmetro de 1,50 m	m	116 400\$00

Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
3 –	<b>Execução de passagens hidráulicas de secção circular ou outra, metálicas, constituídas por painéis de chapa ondulada ou sistema equivalente, incluindo todos os trabalhos necessários à sua implantação, nomeadamente, a escavação em terreno de qualquer natureza, remoção, reposição e compactação, condução a vazadouro dos produtos saneados ou sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:</b>		
3.1 –	Simple com diâmetro ou altura inferior a 1,00 m	m	19 000\$00
3.2 –	Duplas com diâmetro ou altura inferior a 1,00 m	m	34 500\$00
3.3 –	Triplas com diâmetro ou altura inferior a 1,00 m	m	48 500\$00
3.4 –	Simple com diâmetro ou altura superior a 1,00 m e inferior ou igual a 1,50 m	m	43 000\$00
3.5 –	Duplas com diâmetro ou altura superior a 1,00 m e inferior ou igual a 1,50 m	m	70 500\$00
3.6 –	Triplas com diâmetro ou altura superior a 1,00 m e inferior ou igual a 1,50 m	m	90 000\$00
3.7 –	Simple com diâmetro ou altura superior a 1,50 m e inferior ou igual a 2,50 m	m	55 000\$00
3.8 –	Duplas com diâmetro ou altura superior a 1,50 m e inferior ou igual a 2,50 m	m	85 000\$00
3.9 –	Triplas com diâmetro ou altura superior a 1,50 m e inferior ou igual a 2,50 m	m	104 000\$00
4 –	<b>Execução de passagens hidráulicas de secção rectangular (box culvert), em betão armado, de acordo com as peças escritas e desenhadas, incluindo todos os trabalhos necessários à sua implantação, nomeadamente, a escavação em terreno de qualquer natureza, remoção, reposição e compactação, condução a vazadouro dos produtos saneados ou sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:</b>		
4.1 –	Simple:		
4.1.1 –	1,50 m × 1,50 m	m	73 500\$00
4.1.2 –	2,00 m × 1,50 m	m	84 000\$00
4.1.3 –	2,00 m × 2,00 m	m	98 000\$00
4.1.4 –	2,50 m × 2,50 m	m	122 500\$00
4.1.5 –	3,00 m × 2,50 m	m	133 000\$00
4.1.6 –	3,00 m × 3,00 m	m	147 000\$00
4.1.7 –	3,50 m × 3,50 m	m	171 500\$00
4.1.8 –	4,00 m × 4,00 m	m	196 000\$00

Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
4.2 –	Duplas:		
4.2.1 –	1,50 m × 1,50 m	m	117 500\$00
4.2.2 –	2,00 m × 1,50 m	m	134 000\$00
4.2.3 –	2,00 m × 2,00 m	m	156 500\$00
4.2.4 –	2,50 m × 2,50 m	m	196 000\$00
4.2.5 –	3,00 m × 2,50 m	m	212 500\$00
4.2.6 –	3,00 m × 3,00 m	m	235 000\$00
4.2.7 –	3,50 m × 3,50 m	m	274 000\$00
4.2.8 –	4,00 m × 4,00 m	m	313 500\$00
<b>5 –</b>	<b>Execução de estruturas de entrada e de saída com muros de ala, em betão armado, em passagens hidráulicas circulares ou outra, incluindo todos os trabalhos necessários, e ainda, para a sua implantação, a escavação em terreno de qualquer natureza, remoção, reposição e compactação, condução a vazadouro dos produtos saneados ou sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:</b>		
5.1 –	Para secções simples:		
5.1.1 –	Diâmetro de 0,60 m	Un	60 000\$00
5.1.2 –	Diâmetro de 0,80 m	Un	85 000\$00
5.1.3 –	Diâmetro de 1,00 m	Un	110 000\$00
5.1.4 –	Diâmetro de 1,20 m	Un	135 000\$00
5.1.5 –	Diâmetro de 1,50 m	Un	175 000\$00
5.1.6 –	Diâmetro ou altura superior a 1,50 m e inferior a 2,50m	Un	250 000\$00
5.2 –	Para secções duplas:		
5.2.1 –	Diâmetro de 0,80 m	Un	110 000\$00
5.2.2 –	Diâmetro de 1,00 m	Un	145 000\$00
5.2.3 –	Diâmetro de 1,20 m	Un	180 000\$00
5.2.4 –	Diâmetro de 1,50 m	Un	245 000\$00
5.2.5 –	Diâmetro ou altura superior a 1,50 m e inferior a 2,50m	Un	320 000\$00
5.3 –	Para secções triplas:		
5.3.1 –	Diâmetro de 1,00 m	Un	210 000\$00
5.3.2 –	Diâmetro de 1,20 m	Un	240 000\$00
5.3.3 –	Diâmetro de 1,50 m	Un	310 000\$00
5.3.4 –	Diâmetro ou altura superior a 1,50 m e inferior a 2,50m	Un	390 000\$00
<b>6 –</b>	<b>Execução de estruturas de entrada em recipiente, em betão armado, em passagens hidráulicas circulares simples, incluindo todos os trabalhos necessários, e ainda, para a sua implantação, a escavação em terreno de qualquer natureza, remoção, reposição e compactação, condução a vazadouro dos produtos saneados ou sobrantes, e eventuais indemnizações por depósito:</b>		
6.1 –	<b>Depósito:</b>	Un	140 000\$00
6.2 –	Diâmetro de 0,60 m	Un	160 000\$00
6.3 –	Diâmetro de 0,80 m	Un	175 000\$00
6.4 –	Diâmetro de 1,00 m	Un	190 000\$00
6.5 –	Diâmetro de 1,20 m	Un	210 000\$00
	Diâmetro de 1,50 m		

Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
<b>7 –</b>	<b>Suplemento ao artº 6 por cada metro de altura para estruturas de entrada em recipiente com altura interior superior a 2,5 m:</b>		
7.1 –	Diâmetro de 0,80 m	m	35 500\$00
7.2 –	Diâmetro de 1,00 m	m	42 500\$00
7.3 –	Diâmetro de 1,20 m	m	48 500\$00
7.4 –	Diâmetro de 1,50 m	m	56 000\$00
<b>8 –</b>	<b>Abertura de valas em terreno de qualquer natureza, a montante e a jusante das passagens hidráulicas e dos colectores de evacuação lateral, incluindo escavação, remoção, condução a depósito e espalhamento dos produtos escavados, com eventual indemnização por depósito:</b>		
8.1 –	Até altura igual ou inferior a 1,50 m	m	2 500\$00
8.2 –	Para alturas superiores a 1,50 m	m	3 750\$00
8.3 –	Para construção de valas revestidas a betão	m <sup>3</sup>	1 800\$00
8.4 –	Para construção de gabiões	m <sup>3</sup>	1 800\$00
<b>9 –</b>	<b>Fornecimento e aplicação de materiais para revestimento de valas (a jusante), incluindo todos os trabalhos necessários:</b>		
9.1 –	Fornecimento e aplicação de betão simples (C12/15)	m <sup>3</sup>	12 000\$00
9.2 –	Fornecimento e aplicação de betão simples, incluindo todos os trabalhos necessários (C20/25)	m <sup>3</sup>	20 000\$00
9.3 –	Fornecimento e aplicação de betão armado, incluindo todos os trabalhos necessários (C20/25 e A400NR)	m <sup>3</sup>	75 000\$00
9.4 –	Fornecimento e aplicação de betão ciclópico, incluindo todos os trabalhos necessários	m <sup>3</sup>	15 000\$00
9.5 –	Fornecimento e aplicação de pedra em enrocamento de protecção, incluindo todos os trabalhos necessários	m <sup>3</sup>	10 000\$00
9.6 –	Fornecimento e aplicação de pedra em enrocamento de protecção, incluindo geossintético e todos os trabalhos necessários	m <sup>3</sup>	12 000\$00
<b>10 –</b>	<b>Execução de bacias de dissipação de energia a jusante das estruturas de saída, incluindo todos os trabalhos necessários:</b>		
10.1 –	Enrocamento (rachão):		
10.1.1 –	Com espessura de 0,20 m	m <sup>2</sup>	2 500\$00
10.1.2 –	Com espessura de 0,30 m	m <sup>2</sup>	3 500\$00

Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
10.1.3 –	Com espessura de 0,35 m	m <sup>2</sup>	3 900\$00
10.1.4 –	Com espessura de 0,40 m	m <sup>2</sup>	4 400\$00
10.1.5 –	Com espessura de 0,45 m	m <sup>2</sup>	4 800\$00
10.1.6 –	Com espessura de 0,50 m	m <sup>2</sup>	5 250\$00
10.2 –	Bacia de dissipação a jusante das estruturas de saída, em betão armado, de acordo com pormenorização das peças desenhadas e indicações das peças escritas (tipo USBR, PWD, WES, SAF, etc)	Un	(caso a caso) (Vol. Betão)
<b>11 –</b>	<b>Murete em betão C20/25 (0,15 m de largura) na cercadura da soleira em rachão dos dissipadores de energia, incluindo todos os trabalhos necessários</b>	m <sup>3</sup>	25 000\$00
<b>12 –</b>	<b>Protecção de taludes de montante junto às passagens hidráulicas com enrocamento ligeiro, incluindo todos os trabalhos</b>	m <sup>2</sup>	11 000\$00
<b>13 –</b>	<b>Caixas de visita e limpeza de secção circular para passagens hidráulicas em betão armado, com aros e cones pré-fabricados na parte superior, incluindo degraus metálicos galvanizados e tampas maciças de betão, até 2,00 m de altura:</b>		
13.1 –	Com diâmetro 1,00 m	Un	45 000\$00
13.2 –	Com diâmetro 1,20 m	Un	50 000\$00
13.3 –	Suplemento por cada metro de altura além dos 2,00 m indicados	m	12 000\$00
<b>14 –</b>	<b>Caixas de visita com queda em betão armado, com aros e cones pré-fabricados na parte superior, para passagens hidráulicas em betão armado incluindo degraus metálicos galvanizados e tampas maciças de betão, até 3,00 m de altura:</b>		
14.1 –	Com diâmetro 1,00 m	Un	55 000\$00
14.2 –	Com diâmetro 1,20 m	Un	63 000\$00
14.3 –	Suplemento por cada metro de altura além dos 3,00 m indicados	m	12 500\$00
<b>15 –</b>	<b>Caixas para recolha de água das descidas de talude, até à altura interior de 1,80 m:</b>		
15.1 –	Suplemento por cada metro de altura além dos 1,80 m indicados	m	12 000\$00
<b>16 –</b>	<b>Caixas de queda (degrau) em betão armado em passagens hidráulicas tubulares para tubos simples de:</b>		
16.1 –	Diâmetro 0,80 m (até 2,00 m de altura interior)	Un	20 000\$00
16.2 –	Diâmetro 1,00 m (até 2,20 m de altura interior)	Un	26500\$00
16.3 –	Diâmetro 1,20 m (até 2,40 m de altura interior)	Un	35 000\$00
16.4 –	Diâmetro 1,50 m (até 2,50 m de altura interior)	Un	48 000\$00

Nº	Designação dos trabalhos	Unid.	Preços unitários
17 –	<b>Execução de estruturas de entrada e de saída em betão armado, em passagens hidráulicas de secção rectangular (box culvert), incluindo todos os trabalhos necessários:</b>		
17.1 –	Simples:		
17.1.1 –	1,50 m × 1,50 m	Un	140 000\$00
17.1.2 –	2,00 m × 1,50 m	Un	150 000\$00
17.1.3 –	2,00 m × 2,00 m	Un	215 000\$00
17.1.4 –	2,50 m × 2,50 m	Un	315 000\$00
17.1.5 –	3,00 m × 2,50 m	Un	355 000\$00
17.1.6 –	3,00 m × 3,00 m	Un	428 000\$00
17.1.7 –	3,50 m × 3,50 m	Un	560 000\$00
17.1.8 –	4,00 m × 4,00 m	Un	700 000\$00
17.2 –	Duplas:		
17.2.1 –	1,50 m × 1,50 m	Un	210 000\$00
17.2.2 –	2,00 m × 1,50 m	Un	240 000\$00
17.2.3 –	2,00 m × 2,00 m	Un	322 500\$00
17.2.4 –	2,50 m × 2,50 m	Un	472 500\$00
17.2.5 –	3,00 m × 2,50 m	Un	532 500\$00
17.2.6 –	3,00 m × 3,00 m	Un	645 000\$00
17.2.7 –	3,50 m × 3,50 m	Un	840 000\$00
17.2.8 –	4,00 m × 4,00 m	Un	1 050 000\$00
18 –	<b>Demolição de estruturas de entrada ou de saída em passagens hidráulicas existentes</b>	Un	12 500\$00
19 –	<b>Preparação das superfícies para ligação de passagens hidráulicas existentes com os prolongamentos</b>	Un	8 500\$00
20 –	<b>Limpeza de passagens hidráulicas existentes, incluindo todos os trabalhos inerentes</b>	Un	45 000\$00



---

Anexo F

---

**CASOS DE ESTUDO**

**RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS HIDROLÓGICO**

**E HIDRÁULICO CONSIDERADOS EM CADA CASO**



Quadro F1 – Auto-estrada do Norte (A1), sublanço Pombal - Condeixa. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista.

Bacia	$A_b$ (ha)	$L_b$ (km)	$\Delta h$ (m)	$C$	$t_c$ (horas)	$I$ (mm/h)		$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	
						$I_{10}$	$I_{20}$	$Q_{p10}$	$Q_{p20}$
1.1	8,1	0,260	6	0,50	0,24	68,9	78,4	0,8	0,9
1	13,7	0,410	7	0,50	0,36	58,6	66,9	1,1	1,3
2	5,6	0,260	7	0,50	0,18	74,8	85,0	0,6	0,7
3	18,1	0,500	25	0,50	0,24	68,5	78,0	1,7	2,0
4	5,6	0,430	17	0,50	0,15	78,8	89,4	0,6	0,7
5	5,0	0,280	31	0,50	0,09	88,5	100,0	0,6	0,7
6	1,9	0,220	29	0,50	0,08	88,7	100,3	0,2	0,3
7	7,5	0,400	46	0,50	0,10	85,7	97,0	0,9	1,0
8	5,0	0,300	43	0,50	0,08	88,7	100,3	0,6	0,7
9	4,4	0,200	14	0,50	0,10	86,0	97,3	0,5	0,6
10	1,9	0,140	19	0,50	0,08	88,7	100,3	0,2	0,3
11	1043,7	4,600	110	0,50	2,64	15,3	17,7	19,5	22,50
11.2	0,6	0,060	3	0,50	0,08	88,7	100,3	0,1	0,1
11.3	19,4	0,600	43	0,50	0,21	71,9	81,8	1,9	2,2
11.4	14,4	0,320	13	0,50	0,24	68,8	78,3	1,4	1,6
11.5	2,4	0,150	10	0,50	0,08	88,7	100,3	0,3	0,3
12.1	4,4	0,270	20	0,50	0,10	86,5	97,8	0,5	0,6
12.2	5,0	0,300	22	0,50	0,10	85,4	96,6	0,6	0,7
12.3	7,5	0,380	29	0,50	0,13	82,3	93,2	0,9	1,0
12	95,7	1,000	25	0,50	0,78	38,4	44,2	5,1	5,9
13	37,5	1,200	67	0,50	0,33	60,9	69,4	3,2	3,6
14	12,5	0,580	47	0,50	0,16	78,0	88,4	1,4	1,5
15	6,9	0,300	28	0,50	0,11	84,7	95,9	0,8	0,9
16	0,6	0,100	8	0,50	0,08	88,7	100,3	0,1	0,1
17	13,1	0,800	55	0,50	0,17	75,8	86,0	1,4	1,6
18	16,9	0,700	60	0,50	0,18	75,4	85,6	1,8	2,0
19	6,5	0,340	38	0,50	0,10	86,6	98,0	0,8	0,9
20	18,9	0,620	57	0,50	0,18	75,0	85,1	2,0	2,2
21	3,6	0,250	23	0,50	0,08	88,7	100,3	0,4	0,5
22	6,3	0,540	52	0,50	0,10	85,7	97,0	0,7	0,8
23	14,4	0,550	30	0,50	0,21	72,2	82,1	1,4	1,6
24	438,1	4,160	310	0,50	0,97	33,3	38,4	20,6	23,7
25	10,0	0,500	24	0,50	0,18	74,8	85,0	1,0	1,2
26	50,0	1,000	62	0,50	0,36	58,5	66,8	4,1	4,6
27	3,8	0,260	16	0,50	0,10	86,2	97,5	0,5	0,5
28	5,0	0,160	26	0,60	0,08	88,7	100,3	0,7	0,8
29	5,6	0,300	40	0,60	0,08	88,7	100,3	0,8	0,9
30	9,4	0,550	42	0,50	0,14	80,2	90,9	1,2	1,3
31	3,8	0,300	36	0,50	0,08	88,7	100,3	0,5	0,6
32	25,0	0,740	41	0,50	0,27	65,9	75,0	2,3	2,6
33	12,5	0,580	82	0,60	0,12	83,2	94,2	1,7	2,0
34	3,1	0,240	32	0,55	0,08	88,7	100,3	0,4	0,5
35	26,3	0,740	61	0,55	0,23	70,0	79,7	2,8	3,2
36	6,3	0,300	22	0,55	0,12	83,4	94,5	0,8	0,9
37	136,9	2,360	58	0,50	0,94	34,0	39,1	6,4	7,3
37.2	22,5	0,750	27	0,50	0,32	61,8	70,5	1,9	2,2

Quadro F2 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista.

Bacia	$A_b$ (ha)	$L_b$ (km)	$\Delta h$ (m)	$t_c$ (horas)	$C$	$I$ (mm/h)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
B (1-1)	8	0,30	9	0,10		179,0	2,3
B (1-2)	45	1,2	67	0,23		137,6	9,9
B (1-3)	4	0,30	13	0,09		184,7	1,2
B(1-4)	44	1,00	49	0,21		142,7	10,0
B (2-1)	57	1,30	64	0,26		131,4	12,0
B (3-1)	65	1,32	100	0,22		140,1	14,5
B (3-2)	15	0,50	25	0,12		170,4	4,1
B (3-3)	22	0,80	92	0,13		168,5	4,6
B (4-1)	5	0,24	15	0,06		195,7	1,6
B (4-2)	39	0,80	92	0,13		168,5	10,5
B (4-3)	19	0,70	87	0,11		174,5	5,3
B (6-1)	8	0,26	8	0,09		183,8	2,3
B (8-1)	21	0,70	31	0,17		155,4	5,2
B (10-1)	1	0,12	15	0,03		214,8	0,3
B (11-1)	4	0,30	13	0,09		184,7	1,2
B (11-2)	19	0,78	39	0,17		153,5	4,6
B (11-3)	27	0,90	42	0,20,		146,1	4,8
B (13-1)	14	0,66	31	0,16		158,9	3,5
B (13-2)	18	0,70	45	0,15		162,6	4,7
B (13-3)	2	0,14	10	0,04		208,2	0,7
B (13-4)	16	0,76	52	0,15		160,7	4,1
B (14-1)	128	2,10	85	0,40		105,5	21,6
B(15-1) + B (15-2)	4	0,24	21	0,06		199,6	1,3
B (15-3)	50	1,10	52	0,23		137,8	11,5
B (16-3)	724	5,10	73	1,19		51,0	58,0
CASBARRO	460	3,70	117	0,69		76,3	58,5
B (16-2)	7	0,60	27	0,15		161,7	1,9
B (16-1)	47	1,60	72	0,31		120,1	9,4
B (18-1)	8	0,30	20	0,07		190,8	2,5
B (19-1)	68	1,10	38	0,26		130,9	14,8
B (20-1)	9	0,50	10	0,18		152,9	2,3
B (20-2)	13	0,60	14	0,19		148,6	3,2
B (21-1)	17	1,00	40	0,23		138,3	3,9
B (21-2)	14	0,80	30	0,20		146,5	3,4
B (22-1)	3	0,20	3	0,10		180,9	0,9
B (22-2)	225	2,20	60	0,49		94,8	47,4
B (22-3)	37	1,10	28	0,29		124,1	7,7
B (22-4)	75	1,50	28	0,42		103,3	12,9
B (25-1)	16	0,50	7	0,20		145,5	3,9
B (26-1)	13	0,50	12	0,16		156,6	3,0
B (27-1)	11	0,40	8	0,15		161,7	3,0
B (27-2)	9	0,50	10	0,18		152,9	2,3
B (28-1)	6	0,20	7	0,07		193,0	1,9
B (28-4)	20	0,50	13	0,16		158,1	5,3
B (29-1)	6	0,20	14	0,05		201,1	1,1
B (30-1)	5	0,2	7	0,07		193,0	1,6

Quadro F3 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidrológico e hidráulico efectuado pelo projectista em aquedutos de secção circular.

PH Nº	Hidrologia				Características das Passagens Hidráulicas (Controle à entrada)			
	$A_b$ (ha)	$L_b$ (m)	$\Delta h$ (m)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)	$S_0$ (%)	$D$ (m)	$H_w$ (m)	Vel. à saída (m/s)
0.1	1,68	120	4,2	0,392	3,8	1,00	0,54	3,38
R3.1	22,75	780	45,5	3,481	1,6	1,50	2,219	4,49
R3.2	0,51	190	4,7	0,101	4,0	0,80	0,384	2,37
2.2	17,17	945	41,4	2,393	2,0	1,20	1,248	4,38
R4A.1	14,37	840	45,4	2,182	0,7	1,20	1,336	2,85
2.3	14,58	870	45,4	2,200	1,8	1,20	1,292	2,85
2.3A	15,00	900	46,0	2,412	1,8	1,20	1,258	4,22
3.2	13,85	730	48,0	2,194	2,2	1,20	1,163	4,44
4.1	11,22	600	43,0	1,896	2,5	1,00	1,280	4,5
4.2	13,20	590	42,0	2,239	2,2	1,20	1,182	4,5
R6.1	18,03	670	59,9	3,048	1,7	1,50	1,233	4,37
5.1	8,30	478	63,7	1,616	2,5	1,00	1,100	4,32
5.3	2,11	170	36,0	0,562	3,0	1,00	0,596	3,45
6.2	2,74	190	9,0	0,562	4,0	1,00	0,606	3,88
6.2A	2,80	200	10,0	0,600	2,0	0,80	0,636	3,09
R7.1	2,67	230	31,2	0,626	4,0	0,80	0,653	4,02
R9.1	3,86	450	9,7	0,599	1,5	0,80	0,635	2,78
R9.2	20,49	550	26,5	3,361	1,7	1,50	1,318	4,48
R10.1	12,06	500	5,6	1,658	2,5	1,00	1,125	4,35
8.2	5,00	290	2,4	0,768	1,2	1,00	0,673	2,71
R11.1	7,90	316	5,2	1,302	1,2	0,80	0,921	3,11
R11A.1	1,47	210	3,5	0,271	2,5	0,80	0,453	2,68
R11A.2	2,40	370	22,6	0,451	1,5	0,80	0,545	2,58
R12D.1	0,50	10	2,0	0,250	1,5	0,80	0,444	2,18
R14.1	5,32	305	15,0	1,023	1,5	1,00	0,783	3,18
12.1	11,15	385	18,5	2,011	1,7	1,20	1,088	3,95
12.2	2,95	200	8,3	0,618	3,0	1,00	0,616	3,55
R14.2	18,80	650	36,9	4,430	1,7	1,50	1,345	4,43

Quadro F4 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidrológico e hidráulico efectuado pelo projectista em aquedutos de secção rectangular.

PH Nº	Hidrologia					Características dos aquedutos (Controle à entrada)			
	Ab (ha)	L <sub>b</sub> (m)	Δh (m)	Q <sub>p 50</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>p 100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	S <sub>0</sub> (%)	Secção (m)	Hw (m)	Vel. à saída (m/s)
1.1	80,13	1920	86,3	-	10,14	3,0	2,00 × 2,00	2,537	4,09
R2.1	81,00	1980	88,0	-	10,200	3,0	2,00 × 2,00	2,54	4,09
2.1	314,76	2970	120,3	-	34,469	5,0	3,50 × 3,00	1,849	4,41
2.1A	316,00	3000	121,0	-	35,00	5,0	3,50 × 3,00	3,639	4,43
R4A.2	55,30	1325	71,4	7,198	-	0,7	2,50 × 1,30	1,324	1,84
2.4	56,30	1360	71,4	7,245	-	0,7	2,50 × 1,30	0,964	1,84
3.1	51,85	1120	66,2	7,179	-	4,8	2,00 × 2,00	1,898	4,47
3.1A	52,00	1140	67,0	7,200	-	2,5	2,00 × 2,00	1,902	3,51
4.3	398,50	2756	32,5	-	36,665	2,7	3,50 × 3,00	0,829	3,51
5.2	27,67	700	62,8	4,624	-	2,6	1,50 × 1,50	1,789	3,96
5.2A	28,00	900	65,0	4,800	-	2,5	1,50 × 1,50	1,848	3,94
6.1	20,45	440	38,0	3,846	-	4,0	1,50 × 1,50	1,534	4,43
6.1A	21,00	460	41,0	4,000	-	4,0	1,50 × 1,50	1,584	4,47
8.1	271,00	2720	42,2	-	26,192	1,0	3,50 × 3,00	2,387	2,20
8.1A	276,58	2895	43,7	-	26,300	1,0	3,50 × 1,50	1,843	2,20
9.1	32,70	775	7,0	3,830	-	0,5	2,00 × 1,30	1,064	1,64
10.1	345,57	2615	46,5	-	34,900	0,3	4,30 × 3,00	2,448	1,28
10.2	35,85	815	43,8	5,357	-	2,0	2,00 × 1,50	1,589	3,00
N1C.1	345,07	2585	46,3	-	34,700	0,3	4,00 × 3,00	2,577	1,28
R12C.1	347,00	2700	46,4	-	35,00	0,3	4,00 × 3,00	2,581	1,28
R12C.2	38,26	935	45,2	5,419	-	1,0	2,00 × 1,50	1,540	2,32
R12B.1	24,55	725	57,8	4,000	-	0,5	2,00 × 1,30	1,093	1,66
N1D.1	35,11	790	42,4	5,291	-	2,0	2,00 × 1,50	1,573	2,99
N1A+B1	346,77	2700	46,4	-	35,000	0,3	4,00 × 3,00	2,534	1,28

Quadro F5 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures – Bucelas.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista.

<b>Bacia</b>	$A_b$ (ha)	$L_b$ (m)	$i_{mb}$ (m/m)	$t_c$ (horas)	$C$ ( $T_r=10$ )	$C$ ( $T_r=20$ )	$I_{10}$ (mm/h)	$I_{20}$ (mm/h)	$Q_{p10}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{p20}$ (m <sup>3</sup> /s)
6-1	11	240	0,42	0,12	0,50	0,55	99	110	1,51	1,85
7-1	23	380	0,34	0,18	0,50	0,55	80	89	2,56	3,16
7-2	19	200	0,20	0,12	0,50	0,55	98	110	2,56	3,15
8-1	34	360	0,21	0,19	0,50	0,55	77	87	3,65	4,51
8-2	18	180	0,17	0,11	0,50	0,55	101	113	2,45	3,01
8-3	7	120	0,25	0,08	0,50	0,55	125	139	1,21	1,48
8-4	13	240	0,19	0,14	0,50	0,55	91	101	1,64	2,02
8-5	19	340	0,18	0,18	0,50	0,55	78	88	2,06	2,54
9-1	29	400	0,18	0,21	0,50	0,55	73	82	2,93	3,62
9-2	266	1820	0,06	0,81	0,50	0,55	35	39	12,76	16,01
9-3	25	580	0,07	0,33	0,50	0,55	57	64	1,96	2,44
N1-1	266	1820	0,06	0,81	0,50	0,55	35	39	12,76	16,01
N1-3	270	1820	0,06	0,81	0,50	0,55	35	39	12,95	16,25
N1-4	134	2700	0,07	1,06	0,50	0,55	30	34	5,54	6,97

<b>Bacia</b>	$A_b$ (ha)	$L_b$ (m)	$i_{mb}$ (m/m)	$t_c$ (horas)	$C$ ( $T_r=50$ )	$C$ ( $T_r=100$ )	$I_{50}$ (mm/h)	$I_{100}$ (mm/h)	$Q_{p50}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{p100}$ (m <sup>3</sup> /s)
0-1	1630	2500	0,09	0,96	0,55	0,60	42	47	10,40	12,66
5-1	190	200	0,40	0,11	0,55	0,60	133	143	3,87	4,54
5-2	560	1000	0,12	0,45	0,55	0,60	62	69	5,32	6,40
8-4	130	240	0,19	0,14	0,55	0,60	115	124	2,28	2,70
8-5	190	340	0,18	0,18	0,55	0,60	100	108	2,89	3,43
9-2	2660	1820	0,06	0,81	0,55	0,60	46	51	18,60	22,58
N1-1	2660	1820	0,06	0,81	0,55	0,60	46	51	18,60	22,58
N1-3	2700	1820	0,06	0,81	0,55	0,60	46	51	18,60	22,92
N1-4	1340	2700	0,07	1,06	0,55	0,60	40	44	8,13	9,92

Quadro F6 – Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12). Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista.

Bacia	$A_b$ (ha)	$L_b$ (km)	$\Delta h$ (m)	$t_c$ (horas)	$C$	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
0.1	49,0	1,10	17	0,356	0,35	3,30
0.2	47,0	1,20	25	0,339	0,35	3,30
0.3	5,0	0,25	10	0,079	0,35	0,73
0.4	187,0	2,25	68	0,477	0,35	11,00
0.5	4,2	0,25	9	0,082	0,35	0,61
1.1	23,0	0,60	10	0,217	0,35	2,00
2.1	427,0	4,40	79	0,976	0,35	17,00
3.1	26,0	0,70	9	0,270	0,35	2,10
4.1	234,0	2,10	29	0,611	0,35	12,00
5.1	25,0	0,70	12	0,241	0,35	2,10
5.2	38,0	0,75	12	0,261	0,35	3,10
6.1	35,0	0,65	11	0,229	0,35	3,00
6.2	2,9	0,15	4	0,062	0,35	0,42
6.3	17,0	0,40	7	0,156	0,35	1,80
6.4	6,1	0,25	3	0,125	0,35	0,72
9.1	12,0	0,40	10	0,136	0,35	1,40
10.1	56,0	0,90	9	0,360	0,35	3,80
12.1	83,0	1,75	16	0,622	0,35	4,20
15.1	131,0	2,20	35	0,600	0,35	6,80
15.2	21,0	0,80	20	0,231	0,35	1,80
15.3	43,0	1,20	30	0,316	0,35	3,10
16.1	24,0	0,90	24	0,247	0,35	2,00
16.2	3,2	0,20	6	0,074	0,35	0,47
16.3	109,0	1,70	29	0,479	0,35	6,40
17.1	19,0	1,00	21	0,294	0,35	1,40
A+B.1	48,0	0,90	22	0,255	0,35	3,90
A+B.2	5,0	0,30	8	0,106	0,35	0,64
A+B.3	20,0	0,55	10	0,196	0,35	1,90
A.1	43,0	1,10	23	0,316	0,35	3,10
A.2	5,6	0,30	11	0,094	0,35	0,77
A+B.4	4,0	0,40	8	0,148	0,35	0,43
D.1	26,0	0,65	10	0,238	0,35	2,20
D.1A	5,2	0,50	9	0,183	0,35	0,50
D.2	2,0	0,20	6	0,074	0,35	0,29
F1	3,0	0,30	7	0,112	0,35	0,38
H.1	1,7	0,15	2	0,081	0,35	0,25
H.2	434,0	4,35	80	0,959	0,35	18,00
I.1	4,9	0,40	9	0,141	0,35	0,54
A2.1	24,0	0,65	10	0,238	0,35	2,00
A2.2	428,0	4,30	80	0,946	0,35	17,00
R1.1	2,5	0,25	7	0,09	0,35	0,35
AC.1	10,0	0,40	10	0,136	0,35	1,10
2A+B.1	18,0	0,40	9	0,141	0,35	2,00
2A+B.1	24,0	0,60	11	0,209	0,35	2,20
ANEL-1	23,0	0,50	9	0,183	0,35	2,10

Quadro F7 – Ligação IP3 – IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo projectista.

Bacia	$A_b$ (ha)	$L_b$ (km)	$\Delta h$ (m)	$t_c$ (min)	$I$ (mm/h)	$C$	$T_r$ (anos)	$Q_p$ (m <sup>3</sup> /s)
B1	3	0,200	60	5	100	0,45	10	0,375
B2	3	0,200	60	5	100	0,45	10	0,375
B3	2	0,200	60	5	100	0,45	10	0,250
B4	3	0,200	60	5	100	0,45	10	0,375
B5	3	0,200	60	5	100	0,45	10	0,375
B6	3	0,200	60	5	100	0,45	10	0,375
B7	9	0,300	90	5	100	0,45	10	1,125
B8	5	0,300	60	5	100	0,45	10	0,625
B9	5	0,300	60	5	100	0,45	10	0,625
B10	7	0,350	60	5	100	0,45	10	0,875
B11	7	0,400	60	5	100	0,45	10	0,875
B12	25	0,700	90	10	74	0,45	10	2,312
B13	7	0,700	80	6	90	0,45	10	0,787
B14	15	0,750	80	9	78	0,45	10	1,462
B15	5	0,300	40	5	100	0,45	10	0,625
B16	4	0,250	40	5	100	0,45	10	0,500
B17	205	3,400	150	52	42	0,45	50	10,762
B18	8	0,350	60	5	100	0,45	10	1,000
B19	8	0,400	60	5	100	0,45	10	1,000
B20	4	0,250	60	5	100	0,45	10	0,500
B21	4	0,250	50	5	100	0,45	10	0,500
B22	2	0,200	50	5	100	0,45	10	0,250
B23	2	0,200	40	5	100	0,45	10	0,250
B24	11	0,400	50	7	84	0,45	10	1,155
B25	225	3,200	85	69	37	0,45	50	10,406
B26	4	0,200	20	5	100	0,45	10	0,500
B27	2	0,150	20	5	100	0,45	10	0,250
B28	3	0,150	20	5	100	0,45	10	0,375
B29	5	0,250	40	5	100	0,45	10	0,625
B30	1590	7,000	110	103	24	0,45	100	47,700
B31	69	1,100	60	27	77	0,45	25	6,641
B32	7	0,500	40	7	84	0,45	10	0,735
B33	5	0,350	40	5	100	0,45	10	0,625
B34	3	0,300	35	5	100	0,45	10	0,375
B35	7	0,450	40	7	84	0,45	10	0,735
B36	12	0,450	50	8	81	0,45	10	1,215
B37	27	0,600	50	14	64	0,45	10	2,160
B38	4	0,300	35	5	100	0,45	10	0,500
B39	5	0,400	40	5	100	0,45	10	0,625
B40	7	0,450	40	7	84	0,45	10	0,735
B41	200	2,500	60	69	37	0,45	50	9,250
B42	36	0,750	35	21	66	0,45	25	2,970
B43	22	0,700	30	17	58	0,45	10	1,595
B44	24	0,800	40	17	58	0,45	10	1,740
B45	15	0,450	30	11	72	0,45	10	1,350
B46	13	0,400	30	10	74	0,45	10	1,202
BRA.1	2	0,150	15	5	100	0,70	10	0,390
BRC.1	1	0,150	20	5	100	0,70	10	0,194
BR1.1	8	0,400	60	6	90	0,45	10	0,900
BR1.2	4	0,200	50	5	100	0,45	10	0,500
BR3.1	1	0,150	6	5	100	0,45	10	0,125
BRC.1	9	0,300	40	6	90	0,45	10	1,012
BA2.1	205	3,400	150	52	42	0,45	50	10,762
BA3.1	1	0,100	8	5	100	0,45	10	0,125
BA5.1	3	0,150	20	5	100	0,45	10	0,375
BA5.2	1	0,100	10	5	100	0,45	10	0,125
BA5.3	4	0,200	20	5	100	0,45	10	0,500
BR5.1	1590	7,000	110	103	24	0,45	100	47,700
BRA.6	69	1,100	60	27	77	0,45	25	6,641
BA7.1	1	0,170	10	5	100	0,60	10	0,167
BR9.1	76	1,400	50	35	50	0,45	25	4,750
BRA.1	6	0,300	16	8	81	0,45	10	0,607
BRB.1	2	0,100	4	5	100	0,45	10	0,250
BRC.1		0,100	6	5	100	0,45	10	0,250
BRC.2BR	2	0,120	8	5	100	0,45	10	0,250
BA10.21	13	0,450	35	10	74	0,45	10	1,200

Quadro F8 – Auto-estrada do Norte (A1), sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista.

P H Nº	(Diâmetro/ Secção) D (m)	Q <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Controle à entrada		Controle à saída							Vel. á Saída (m/s)
			Hw/D	Hw (m)	K <sub>e</sub>	H (m)	h <sub>c</sub> (m)	Tw (m)	L (m)	S <sub>0</sub> (%)	Hw (m)	
0-1	1 φ 1,00	0,8	0,72	0,72	0,2	0,12	0,51	0,75	61,0	1,0	0,26	2,71
1-1	1 φ 1,00	1,1	0,87	0,87	0,2	0,26	0,60	0,80	79,0	1,0	0,27	2,93
1-2	1 φ 1,00	0,6	0,61	0,61	0,2	0,06	0,44	0,72	41,0	1,0	0,37	2,50
1-3	1 φ 1,00	1,7	1,18	1,18	0,2	0,61	0,75	0,88	77,1	1,0	0,72	3,22
2-1	1 φ 1,00	0,6	0,61	0,61	0,2	0,06	0,44	0,72	37,0	1,0	0,40	2,50
2-2	1 φ 1,00	0,6	0,61	0,61	0,2	0,07	0,44	0,72	66,1	1,0	0,13	2,50
3-1	1 φ 1,00	0,2	< 0,50	< 0,50	0,2				49,1	1,0		1,83
3-2	1 φ 1,00	0,9	0,77	0,77	0,2				102,0	1,0		2,79
3-3	1 φ 1,00	0,6	0,61	0,61	0,2				87,0	1,0		2,50
3-4	1 φ 1,00	0,5	0,55	0,55	0,2				79,1	1,0		2,37
3-5	1 φ 1,00	0,2	< 0,50	< 0,50	0,2				31,0	1,0		1,83
6-1	1 # 2,50 × 2,50	19,5	1,17	2,94	0,2	0,72	1,84	2,17	49,0	0,5	2,65	4,32
7-1	1 φ 1,00	0,1	< 0,50	< 0,50	0,2				51,0	1,0		1,50
7-2	1 φ 1,00	1,9	1,30	1,30	0,2	0,79	0,79	0,90	82,0	1,0	0,87	3,28
8-1	1 φ 1,00	1,4	1,02	1,02	0,2	0,32	0,32	0,84	44,0	1,0	0,72	3,10
8-2	1 φ 1,00	0,3	< 0,50	< 0,50	0,2				57,0	1,0		2,05
8-3	1 φ 1,00	0,5	0,55	0,55	0,2	0,05	0,05	0,70	62,0	1,0	0,12	2,37
9-1	1 φ 1,00	0,6	0,61	0,61	0,2	0,06	0,06	0,72	50,0	1,0	0,28	2,50
9-2	1 φ 1,00	0,9	0,77	0,77	0,2	0,13	0,13	0,77	42,0	1,0	0,48	2,79
9-3	1 φ 1,50	5,1	1,27	1,91	0,2	0,87	0,87	1,34	81,0	1,0	1,39	4,23
12-1	1 φ 1,50	3,2	0,91	1,36	0,2	0,31	0,31	1,21	64,0	1,0	0,88	3,83
12-2	1 φ 1,00	1,4	1,02	1,02	0,2	0,39	0,39	0,84	69,0	1,0	0,54	3,10
13-1	1 φ 1,00	0,8	0,72	0,72	0,2	0,13	0,51	0,75	73,1	1,0	0,16	2,71
14-1	1 # 3,50 × 3,50	48	1,23	4,31	0,2	1,15	2,68	3,09	78,2	0,5	3,85	5,41
14-3	1 φ 1,00	0,1	< 0,50	< 0,50	0,2				38,0	1,0		1,50
15-1	1 φ 1,00	1,4	1,02	1,02	0,2	0,45	0,68	0,84	87,0	1,0	0,42	3,10
15-2	1 φ 1,00	1,8	1,24	1,24	0,2	0,71	0,77	0,89	81,0	1,0	0,78	3,25
15-3	1 φ 1,00	0,8	0,72	0,72	0,2	0,12	0,51	0,75	62,0	1,0	0,26	2,71
16-1	1 φ 1,20	2,0	0,96	1,15	0,2	0,34	0,78	0,99	68,0	1,0	0,65	3,40
16-2	1 φ 1,00	0,4	< 0,50	< 0,50	0,2				43,0	1,0		2,22
16-3	1 φ 1,00	0,7	0,67	0,67	0,2	0,08	0,47	0,74	47,0	1,0	0,35	2,61
16-4	1 φ 1,00	1,4	1,02	1,02	0,2	0,47	0,68	0,84	96,0	1,0	0,35	3,10
17-1	1 # 2,50 × 2,50	20,6	1,23	3,07	0,2	0,85	1,91	2,20	64,8	0,5	2,73	4,37
18-1	1 φ 1,00	1,0	0,82	0,82	0,2	0,15	0,57	0,79	33,0	1,0	0,60	2,87
18-2	1 φ 1,50	4,1	1,06	1,59	0,2	0,51	1,05	1,28	65,0	1,0	1,14	4,05
18-3	1 φ 1,00	0,5	0,55	0,55	0,2	0,04	0,39	0,70	51,0	1,0	0,23	2,37
19-1	1 φ 1,00	0,7	0,67	0,67	0,2	0,09	0,47	0,74	59,0	1,0	0,24	2,61
19-2	1 φ 1,00	0,8	0,72	0,72	0,2	0,13	0,51	0,75	73,1	1,0	0,16	2,71
19-3	1 φ 1,00	1,2	0,92	0,92	0,2	0,30	0,63	0,81	75,0	1,0	0,37	2,99
20-1	1 φ 1,00	0,5	0,55	0,55	0,2	0,04	0,39	0,70	48,0	1,0	0,26	2,37
20-2	1 φ 1,20	2,3	1,05	1,26	0,2	0,43	0,83	1,02	59,0	1,0	0,85	3,50
20-3	1 φ 1,00	1,7	1,18	1,18	0,2	0,51	0,75	0,88	52,0	1,0	0,86	3,22
20-4	1 φ 1,00	0,4	< 0,50	< 0,50	0,2				74,0	1,0		2,22
21-1	1 φ 1,20	2,8	1,23	1,47	0,2	0,71	0,92	1,06	77,0	1,0	1,00	3,64
21-2	1 φ 1,00	0,8	0,72	0,72	0,2	0,11	0,51	0,75	52,0	1,0	0,35	2,71
22-1	2 φ 1,50	6,4	0,91	1,36	0,2	0,30	0,93	1,21	59,0	1,0	0,93	3,83

Quadro F9 – Auto-estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora.  
Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista.

P H Nº	(Diâmetro/ Secção) D (m)	$Q_d$ (m <sup>3</sup> /s)	Controle à entrada		Controle à saída							Vel. à Saída (m/s)
			Hw/D	Hw (m)	$K_e$	H (m)	$h_c$ (m)	Tw (m)	L (m)	$S_0$ (%)	Hw (m)	
1.1	1,20	2,3	1,05	1,26	0,2	0,44	0,83	1,02	62,0	1,00	0,83	3,80
1.2	2,0 × 2,0	9,9	1,07	2,13	0,2	0,51	1,36	1,68	62,0	1,00	1,57	4,7
1.3	1,00	1,2	0,92	0,92	0,2				57,0	2,00	0,40	4,1
1.4	2,0 × 2,0	10,0	1,08	2,15	0,2	0,53	1,37	1,68	63,5	1,00	1,58	4,7
2.1	2,5 × 2,5	12,0	0,81	2,03	0,2	0,27	1,33	1,92	50,0	1,00	1,69	4,8
3.1	2,5 × 2,5	14,5	0,93	2,32	0,2	0,42	1,51	2,01	61,0	0,80	1,93	4,2
3.2	1,50	4,1	1,06	1,59	0,2	0,57	1,05	1,28	84,0	1,00	1,01	4,3
3.3	1,50	5,9	1,28	1,54	0,2	0,81	0,94	1,07	81,0	0,50	1,07	4,0
4.1	1,00	1,6	1,12	1,12	0,2	0,44	0,73	0,86	49,0	2,50	0,48	4,5
4.2	2,0 × 2,0	10,5	1,12	2,24	0,2	0,66	1,41	1,71	95,0	1,20	1,23	4,8
4.3	1,50	5,3	1,31	1,97	0,2	0,77	1,19	1,35	47,0	1,00	1,65	4,6
6.1	1,20	2,3	1,05	1,26	0,2	0,47	0,83	1,02	74,0	1,00	0,75	3,8
8.1	1,50	5,2	1,29	1,94	0,2	0,80	1,18	1,34	60,0	1,00	1,55	4,6
10.1	1,00	0,3		0,50	0,2				63,0	1,00	0,67	2,2
11.1	1,00	1,2	0,92	0,92	0,2	0,23	0,63	0,81	42,0	0,60	0,79	2,6
11.2	1,50	4,6	1,17	1,75	0,2	0,59	1,12	1,31	48,0	1,00	1,42	4,5
11.3	1,50	4,8	0,99	1,49	0,2	0,44	1,00	1,25	76,0	1,00	0,93	4,2
13.1	1,50	3,5	0,96	1,44	0,2	0,38	0,97	1,24	67,0	1,00	0,94	4,2
13.2	1,50	4,7	1,19	1,78	0,2	0,62	1,13	1,32	50,0	1,00	1,44	4,5
13.3	1,00	0,7	0,67	0,67	0,2				68,0	1,50	0,78	3,2
13.4	1,50	4,1	1,06	1,59	0,2	0,46	1,05	1,28	47,5	1,00	1,27	4,3
14.1	2,5 × 2,5	21,6	1,28	3,19	0,2	0,88	1,97	2,24	48,0	1,00	2,64	4,5
15.1	1,00	1,3	0,97	0,97	0,2	0,30	0,65	0,83	52,0	1,00	0,60	3,4
15.2	2,5 × 2,5	11,5	0,79	1,97	0,2	0,29	1,29	1,90	93,0	1,00	1,26	4,3
16.1	4,0 × 4,0	65,0	1,20	4,81	0,2	1,01	3,00	3,50	102,0	0,70	4,50	4,3
16.2	1,00	1,9	1,30	1,30	0,2	0,66	0,79	0,90	56,0	2,00	0,43	4,1
16.3	4,0 × 4,0	58,0	1,10	4,39	0,2	0,92	2,78	3,39	62,0	0,65	3,69	4,3
17.1	2,0 × 2,0	9,5	1,03	2,07	0,2	0,47	1,32	1,66	59,0	1,00	1,54	4,4
18.1	1,20	2,5	1,12	1,34	0,2	0,47	0,87	1,04	49,5	0,50	1,26	2,7
19.1	2,5 × 2,5	14,8	0,94	2,36	0,2	0,44	1,53	2,02	63,0	1,00	1,82	5,1
20.1	1,20	2,3	1,05	1,26	0,2	0,42	0,83	1,02	57,0	1,80	0,41	4,3
20.2	1,50	3,2	0,91	1,36	0,2	0,30	0,93	1,21	58,0	1,80	0,47	4,2
21.1	1,50	3,9	1,03	1,54	0,2	0,45	1,03	1,26	58,0	1,00	1,13	4,4
21.2	1,50	3,4	0,94	1,41	0,2	0,38	0,96	1,23	76,0	1,00	0,84	4,1
22.1	1,00	0,9	0,77	0,77	0,2	0,15	0,54	0,77	58,0	1,20	0,57	2,9
22.2	3,5 × 3,5	47,4	1,22	4,27	0,2	1,09	2,66	3,08	68,0	0,70	3,63	4,4
22.3	2,0 × 2,0	7,7	0,87	1,75	0,2	0,31	1,15	1,57	62,0	0,60	1,51	4,1
22.4	2,5 × 2,5	12,9	0,85	2,13	0,2	0,34	1,40	1,95	68,0	0,60	1,88	4,4
25.1	1,50	3,9	1,03	1,54	0,2	0,52	1,03	1,26	86,0	0,50	1,35	3,3
26.1	1,20	3,0	0,94	1,41	0,2	0,36	0,96	1,23	66,0	0,60	1,19	3,5
27.2	1,20	3,0	1,30	1,56	0,2	0,71	0,95	1,07	56,0	1,00	1,23	4,0
27.3	1,20	2,3	1,05	1,26	0,2	0,43	0,83	1,02	60,0	2,00	0,25	4,9
28.1	1,00	1,9	1,30	1,30	0,2	0,61	0,79	0,90	47,0	1,00	1,03	3,6
28.4	1,50	5,3	1,31	1,97	0,2	0,76	1,19	1,35	43,0	1,00	1,67	4,6
29.1	1,00	1,10	0,87	0,87	0,2	0,21	0,60	0,80	53,0	0,50	0,75	2,4
30.1	1,00	1,60	1,12	1,12	0,2	0,56	0,73	0,86	80,0	1,00	0,62	3,5

Quadro F10 – Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12). Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista.

<b>P H N°</b>	<b>(Diâmetro / Secção) D (m)</b>	<b><math>Q_d</math> (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b><math>S_0</math> (%)</b>	<b><math>H_w / D</math></b>	<b>Y (m)</b>	<b>Vel. à saída (m/s)</b>
0.1	1 # 2,00 × 2,00	3,30	0,50	0,96	0,60	2,75
0.2	1 φ 1,50	3,30	1,00	0,99	0,73	3,88
0.3	1 φ 1,00	0,73	2,70	0,72	0,40	2,45
0.4	1 # 2,50 × 2,50	11,00	0,80	0,77	0,98	4,49
0.5	1 φ 1,00	0,61	2,00	0,64	0,29	3,26
1.1	1 φ 1,20	2,00	1,00	1,00	0,62	3,42
2.1	1 # 2,50 × 2,50	17,00	0,50	1,08	1,61	4,22
3.1	1 φ 1,20	2,10	0,50	1,03	0,80	2,60
4.1	2 # 2,00 × 1,50	12,00	0,55	1,01	0,89	3,37
5.1	1 φ 1,20	2,10	1,00	1,03	0,64	3,45
5.2	1 φ 1,50	3,10	0,80	0,93	0,75	3,51
6.1	1 φ 1,50	3,00	1,00	0,92	0,73	3,49
6.2	1 φ 1,00	0,42	0,50	0,51	0,35	1,74
6.3	1 φ 1,20	1,80	0,50	0,92	0,72	2,53
6.4	1 φ 1,00	0,72	0,50	0,70	0,46	2,05
9.1	1 φ 1,20	1,40	0,50	0,79	0,61	2,41
10.1	1 φ 1,50	3,80	0,50	1,09	1,00	3,02
12.1	1 # 2,00 × 1,25	4,20	0,50	0,97	0,71	2,96
15.1	1 # 2,00 × 1,50	6,80	0,80	1,10	0,85	4,00
15.2	1 φ 1,20	1,80	1,00	0,92	0,58	3,34
15.3	1 φ 1,50	3,10	2,50	0,93	0,62	4,45
16.1	1 φ 1,20	2,00	0,50	1,00	0,78	2,58
16.2	1 φ 1,00	0,47	2,00	0,55	0,36	1,81
16.3	1 # 2,00 × 1,50	6,40	1,00	1,06	0,75	4,27
17.1	1 φ 1,00	1,40	1,50	1,09	0,49	3,65
A+B.1	1 # 2,00 × 0,80	3,90	0,80	2,40	0,75	3,47
A+B.2	1 φ 0,80	0,64	0,80	0,94	0,42	2,36
A+B.3	1 φ 1,20	1,90	0,50	0,97	0,75	2,56
A.1	1 φ 1,50	3,10	1,50	0,93	0,62	4,45
A.2	1 φ 1,00	0,77	0,80	0,73	0,42	2,48
A+B.4	1 φ 0,80	0,43	0,50	0,70	0,38	1,80
D.1	1 φ 1,20	2,20	0,80	1,09	0,71	3,18
D.1A	1 φ 0,80	0,50	0,50	0,77	0,42	1,86
D.2	1 φ 1,00	0,29	1,13	< 0,50	0,22	2,33
F1	1 φ 0,80	0,38	0,80	0,66	0,31	2,16
H.1	1 φ 1,00	0,25	1,50	< 0,50	0,2	2,22
H.2	2 # 1,80 × 1,80	18,00	0,50	1,21	1,4	3,57
I.1	1 φ 1,00	0,54	0,80	0,59	0,35	2,21
A2.1	1 φ 1,20	2,00	0,40	1,00	0,78*	2,57
A2.2	2 # 1,80 × 1,80	17,00	0,30	1,15	1,31*	3,60
R1.1	1 φ 0,80	0,35	0,50	0,63	0,26	2,45
AC.1	1 φ 1,00	1,10	0,80	0,93	0,51	2,70
2A+B.1	1 φ 1,20	2,00	0,80	1,00	0,66	3,12
2A+B.1	1 φ 1,20	2,20	0,50	1,09	0,83	2,63
ANEL-1	1 φ 1,20	2,10	1,00	1,03	0,64	3,45

Quadro F11 – Ligação IP3 – IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista.

P H Nº	(Diâmetro/ Secção) D (m)	$Q_d$ (m <sup>3</sup> /s)	Contr. à entrada		Controle à saída							Vel. à Saída (m/s)
			$H_w/D$	$H_w$ (m)	$K_e$	$H$ (m)	$d_c$ (m)	$\frac{d_c + D}{2}$ (m)	$L$ (m)	$S_\theta$ (%)	$H_w$ (m)	
1	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,02	0,35	0,68	27	1,7	0,24	2,64
2	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,02	0,35	0,68	67	2,5	0,00	2,97
3	1 φ 1,00	0,250	0,38	0,38	0,2	0,02	0,28	0,64	27	2,0	0,12	2,48
4	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,04	0,35	0,68	40	1,8	0,00	2,67
5	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,03	0,35	0,68	34	1,5	0,20	2,52
6	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,02	0,35	0,68	47	1,8	0,00	2,67
7	1 φ 1,00	1,125	0,95	0,95	0,2	0,24	0,61	0,81	60	1,0	0,45	2,92
8	1 φ 1,00	0,625	0,64	0,64	0,2	0,04	0,45	0,73	30	2,0	0,17	3,20
9	1 φ 1,00	0,625	0,64	0,64	0,2	0,04	0,45	0,73	36	2,0	0,05	3,20
10	1 φ 1,00	0,875	0,73	0,73	0,2	0,30	0,53	0,77	90	1,6	0,00	3,20
11	1 φ 1,00	0,875	0,73	0,73	0,2	0,19	0,53	0,77	95	1,8	0,00	3,40
12	1 φ 1,20	2,312	1,22	1,22	0,2	0,50	0,84	1,02	70	1,5	0,47	4,11
13	1 φ 1,00	0,787	0,71	0,71	0,2	0,10	0,50	0,75	46	1,5	0,16	2,92
14	1 φ 1,00	1,462	1,02	1,02	0,2	0,47	0,70	0,85	69	2,0	0,00	3,83
15	1 φ 1,00	0,625	0,64	0,64	0,2	0,04	0,45	0,73	30	2,0	0,17	3,20
16	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,02	0,40	0,70	43	2,0	0,00	3,07
17	2 φ 1,50	10,762	1,30	1,95	0,2	1,10	1,40	1,45	96	1,0	1,59	4,29
18	1 φ 1,00	1,000	0,82	0,82	0,2	0,19	0,57	0,79	59	2,0	0,00	3,70
19	1 φ 1,00	1,000	0,82	0,82	0,2	0,19	0,57	0,79	56	2,0	0,00	3,70
20	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,03	0,40	0,70	45	1,6	0,01	2,79
21	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,03	0,40	0,70	52	2,0	0,00	3,07
22	1 φ 1,00	0,250	0,38	0,38	0,2	0,02	0,28	0,64	43	2,0	0,00	2,44
23	1 φ 1,00	0,250	0,38	0,38	0,2	0,02	0,28	0,64	44	2,0	0,00	2,44
24	1 φ 1,00	1,155	0,88	0,88	0,2	0,26	0,62	0,81	70	2,0	0,00	3,83
25	2 φ 1,50	10,406	1,30	1,95	0,2	1,10	1,10	1,35	95	1,0	1,49	4,29
26	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,02	0,02	0,70	30	2,0	0,30	3,07
27	1 φ 1,00	0,250	0,38	0,38	0,2	0,02	0,02	0,64	44	2,0	0,00	2,53
28	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,02	0,02	0,68	27	1,2	0,38	3,31
29	1 φ 1,00	0,625	0,64	0,64	0,2	0,05	0,05	0,73	55	2,0	0,00	2,67
30	2 # 3,00 × 3,00	47,700	1,00	3,00	0,2	0,60	0,60	2,43	48	0,4	2,84	3,90
31	2 φ 1,20	6,641	1,20	1,35	0,2	0,82	0,82	1,10	46	1,5	1,23	4,40
32	1 φ 1,00	0,735	0,70	0,70	0,2	0,14	0,14	0,75	49	2,0	0,00	3,37
33	1 φ 1,00	0,625	0,64	0,64	0,2	0,06	0,06	0,73	47	2,0	0,00	3,20
34	1 φ 1,00	0,375	0,51	0,51	0,2	0,02	0,02	0,68	28	1,5	0,28	2,52
35	1 φ 1,00	0,735	0,70	0,70	0,2	0,11	0,11	0,75	31	2,0	0,24	3,37
36	1 φ 1,00	1,215	0,90	0,90	0,2	0,29	0,29	0,82	47	1,5	0,40	3,50
37	1 φ 1,20	2,160	1,00	1,200	0,2	0,35	0,91	1,06	43	1,7	0,68	4,25
38	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,02	0,40	0,70	31	1,5	0,25	2,74
39	1 φ 1,00	0,625	0,64	0,64	0,2	0,06	0,45	0,73	36	1,5	0,25	2,88
40	1 φ 1,00	0,735	0,70	0,70	0,2	0,10	0,49	0,75	43	1,6	0,16	3,09
41	2 φ 1,50	9,250	1,20	1,80	0,2	0,62	1,12	1,31	55	0,8	1,49	3,84
42	1 φ 1,20	2,970	1,20	1,44	0,2	0,63	0,77	0,99	41	1,2	1,13	3,97
43	1 φ 1,00	1,595	1,10	1,10	0,2	0,36	0,73	0,87	29	1,0	0,94	3,22
44	1 φ 1,00	1,740	1,15	1,15	0,2	0,42	0,76	0,88	29	1,2	0,95	3,52
45	1 φ 1,00	1,350	0,95	0,95	0,2	0,30	0,67	0,84	38	1,5	0,57	3,61
46	2 φ 1,00	1,202	0,90	0,90	0,2	0,26	0,63	0,82	45	2,0	0,18	3,87
RA.1	1 φ 1,00	0,390	0,50	0,50	0,2	0,02	0,36	0,68	31	1,5	0,24	2,56
RC.1	1 φ 0,80	0,194	0,40	0,32	0,2	0,02	0,26	0,53	47	2,5	0,00	2,60
R1.1	1 φ 1,00	0,900	0,78	0,78	0,2	0,19	0,54	0,77	39	2,0	0,18	3,58
R1.2	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,02	0,40	0,70	30	1,5	0,27	2,74
R3.1	1 φ 0,80	0,125	0,35	0,28	0,2	0,02	0,21	0,51	20	2,5	0,03	2,23
RC.1	1 φ 1,00	1,012	0,82	0,82	0,2	1,10	0,58	0,79	93	1,8	0,22	3,55
A2.1	2 φ 1,50	10,762	1,25	1,87	0,2	0,82	1,20	1,35	55	1,0	1,17	4,29
A30.1	1 φ 0,60	0,125	0,55	0,33	0,2	0,02	0,23	0,42	11	2,5	0,16	2,34
A5.1	1 φ 0,80	0,375	0,64	0,51	0,2	0,04	0,37	0,59	30	1,0	0,33	2,23
A5.2	1 φ 0,60	0,125	0,55	0,33	0,2	0,02	0,23	0,42	8	3,0	0,20	2,49
A5.3	1 φ 1,00	0,500	0,55	0,55	0,2	0,02	0,40	0,70	13	2,0	0,46	3,02
R5.1	5 # 2,00 × 2,00	47,700	1,10	2,20	0,2	0,10	0,84	1,42	16	0,5	1,44	2,84
A6.1	2 φ 1,20	6,641	0,74	0,89	0,2	0,70	1,00	1,10	15	1,5	1,58	4,40
A7.1	1 φ 0,60	0,167	0,60	0,36	0,2	0,03	0,26	0,43	14	3,0	0,04	2,71
R9.1	1 φ 1,50	4,750	1,15	1,72	0,2	0,58	1,14	1,32	24	1,0	1,66	4,17
RA.1	1 φ 1,00	0,607	0,61	0,61	0,2	0,02	0,44	0,72	20	1,2	0,50	2,61
RB.1	1 φ 0,80	0,250	0,54	0,43	0,2	0,02	0,30	0,55	16	2,0	0,25	2,54
RC.1	1 φ 0,80	0,250	0,54	0,43	0,2	0,02	0,30	0,55	21	2,5	0,05	2,76
RC.2	1 φ 0,80	0,250	0,54	0,43	0,2	0,02	0,30	0,55	51	2,0	0,00	2,54
A10.1	1 φ 0,80	1,200	1,30	1,04	0,2	0,60	0,66	0,73	34	1,5	0,82	3,45

Quadro F12 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublaço Loures – Bucelas.  
Dimensionamento hidráulico efectuado pelo projectista.

P H Nº	(Diâmetro/ Secção) D (m)	$Q_d$ (m <sup>3</sup> /s)	Controle à entrada		Controle à saída							Vel. à saída (m/s)
			$H_w/D$	$H_w$ (m)	$K_e$	$H$ (m)	$h_c$ (m)	$Tw$ (m)	$L$ (m)	$S_0$ (%)	$H_w$ (m)	
6-1	1,00	2,09	1,41	1,41	0,2	0,73	0,83	0,91	46,0	2,0	0,72	4,83
7-1	1,20	3,59	1,54	1,84	0,2	0,99	1,03	1,12	52,0	1,5	1,33	4,95
7-2	1,20	3,56	1,52	1,83	0,2	0,90	1,03	1,11	41,0	1,5	1,39	4,94
8-1	1,50	5,13	1,28	1,92	0,2	0,67	1,18	1,34	35,0	1,0	1,66	4,65
8-2	1,20	3,40	1,45	1,75	0,2	0,77	1,01	1,10	33,0	1,5	1,37	4,89
8-3	1,00	1,67	1,17	1,17	0,2	0,43	0,75	0,87	38,0	2,0	0,55	4,56
8-4	1,00	2,28	1,54	1,54	0,2	0,81	0,86	0,93	39,0	2,0	0,96	4,94
8-5	1,20	2,89	1,26	1,51	0,2	0,61	0,94	1,07	53,0	1,0	1,18	4,03
9-1	1,20	4,12	1,79	2,14	0,2	1,38	1,08	1,14	60,0	1,0	1,68	4,41
9-2	2,0 × 2,0	18,60	2,00	3,99	0,2	3,04	2,00	2,00	220,0	2,1	0,42	7,94
9-3	1,20	2,80	1,23	1,47	0,2	0,59	0,92	1,06	50,0	1,0	1,15	4,00
N1-1	2,0 × 2,0	18,60	Caudais provenientes da PH 9-2 em regime uniforme									8,00
N1-3	2,0 × 2,0	18,88	Caudais provenientes da PH 9-2 em regime uniforme									8,04
N1-4	2,0 × 2,0	8,13	0,91	1,82	0,2	0,29	1,19	1,60	28,0	0,5	1,75	3,78

---

Anexo G

---

**CASOS DE ESTUDO**

**RESULTADOS DOS DIMENSIONAMENTOS HIDROLÓGICO**

**E HIDRÁULICO OBTIDOS NO PROGRAMA HIDROPAS**



Quadro G1 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.

=====

DIMENSIONAMENTO DE AQUEDUTOS - QUADROS DE RESULTADOS

=====

-----

Dimensionamento hidrológico de aquedutos

-----

PH	Área(ha)	Compr(m)	Desnível(m)	Tc(min)	T(anos)	Intens(mm/h)	Qp(m3/s)
1	8.1	260.0	6.0	6.	50.	136.7	0.7
2	13.7	410.0	7.0	10.	50.	106.9	1.0
3	5.6	260.0	7.0	5.	50.	144.5	0.5
4	18.1	500.0	25.0	7.	50.	124.2	1.4
5	5.6	430.0	17.0	7.	50.	124.2	0.5
6	5.0	280.0	31.0	5.	50.	149.8	0.5
7	1.9	220.0	29.0	5.	50.	149.8	0.2
8	7.5	400.0	46.0	5.	50.	149.8	0.6
9	5.0	300.0	43.0	5.	50.	144.5	0.4
10	4.4	200.0	14.0	6.	50.	136.7	0.4
11	1.9	140.0	19.0	5.	50.	149.8	0.2
12	1043.7	4600.0	110.0	54.	50.	43.2	42.7
13	0.6	60.0	3.0	5.	50.	149.8	0.1
14	19.4	600.0	43.0	7.	50.	124.2	1.5
15	14.4	320.0	13.0	5.	50.	144.5	1.2
16	2.4	150.0	10.0	5.	50.	149.8	0.2
17	4.4	270.0	20.0	5.	50.	149.8	0.4
18	5.0	300.0	22.0	5.	50.	149.8	0.4
19	7.5	380.0	29.0	5.	50.	149.8	0.6
20	95.7	1000.0	25.0	16.	50.	81.2	5.7
21	37.5	1200.0	67.0	14.	50.	88.3	2.6
22	12.5	580.0	47.0	7.	50.	130.0	1.0
23	6.9	300.0	28.0	5.	50.	149.8	0.6
24	0.6	100.0	8.0	5.	50.	149.8	0.1
25	13.1	800.0	55.0	10.	50.	106.9	1.0
26	16.9	700.0	60.0	8.	50.	119.1	1.3
27	6.5	340.0	38.0	5.	50.	149.8	0.5
28	18.9	620.0	57.0	7.	50.	124.2	1.5
29	3.6	250.0	23.0	5.	50.	149.8	0.3
30	6.3	540.0	52.0	6.	50.	136.7	0.5
31	14.4	550.0	30.0	8.	50.	119.1	1.1
32	438.1	4160.0	310.0	32.	50.	56.5	22.7
33	10.0	500.0	24.0	8.	50.	119.1	0.8
34	50.0	1000.0	62.0	11.	50.	97.7	3.6
35	3.8	260.0	16.0	5.	50.	149.8	0.3
36	5.0	160.0	26.0	5.	50.	149.8	0.4
37	5.6	300.0	40.0	5.	50.	149.8	0.5
38	9.4	550.0	42.0	7.	50.	130.0	0.8
39	3.8	300.0	36.0	5.	50.	149.8	0.3
40	25.0	740.0	41.0	10.	50.	106.9	1.9
41	12.5	580.0	82.0	5.	50.	144.5	1.0
42	3.1	240.0	32.0	5.	50.	149.8	0.3
43	26.3	740.0	61.0	8.	50.	114.6	2.0
44	6.3	300.0	22.0	5.	50.	149.8	0.5
45	136.9	2360.0	58.0	32.	50.	57.0	7.1
46	22.5	750.0	27.0	11.	50.	97.7	1.6

Quadro G2 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno.

----- Dimensionamento hidrológico de aquedutos -----								
Bacia	Ab(ha)	Lb(m)	Dh(m)	Tc(min)	Q10(m3/s)	Q20(m3/s)	Q50(m3/s)	Q100(m3/s)
1	8.1	260.0	6.0	6.0	0.4	0.5	0.7	0.8
2	13.7	410.0	7.0	9.6	0.6	0.8	1.0	1.2
3	5.6	260.0	7.0	5.4	0.3	0.4	0.5	0.6
4	18.1	500.0	25.0	7.2	0.9	1.2	1.4	1.7
5	5.6	430.0	17.0	7.2	0.3	0.3	0.4	0.5
6	5.0	280.0	31.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
7	1.9	220.0	29.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
8	7.5	400.0	46.0	5.0	0.4	0.5	0.6	0.8
9	5.0	300.0	43.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
10	4.4	200.0	14.0	5.0	0.2	0.3	0.4	0.5
11	1.9	140.0	19.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
12	1043.7	4600.0	110.0	54.0	30.9	40.9	49.2	58.6
13	0.6	60.0	3.0	5.0	0.1	0.1	0.1	0.1
14	19.4	600.0	43.0	7.2	0.9	1.2	1.5	1.8
15	14.4	320.0	13.0	5.4	0.7	1.0	1.2	1.4
16	2.4	150.0	10.0	5.0	0.1	0.2	0.2	0.3
17	4.4	270.0	20.0	5.0	0.2	0.3	0.4	0.5
18	5.0	300.0	22.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
19	7.5	380.0	29.0	5.0	0.4	0.5	0.6	0.8
20	95.7	1000.0	25.0	16.2	3.9	5.2	6.4	7.6
21	37.5	1200.0	67.0	13.8	1.6	2.1	2.6	3.1
22	12.5	580.0	47.0	6.6	0.6	0.8	1.0	1.2
23	6.9	300.0	28.0	5.0	0.4	0.5	0.6	0.7
24	0.6	100.0	8.0	5.0	0.1	0.1	0.1	0.1
25	13.1	800.0	55.0	9.6	0.6	0.8	1.0	1.2
26	16.9	700.0	60.0	7.8	0.8	1.1	1.3	1.6
27	6.5	340.0	38.0	5.0	0.3	0.4	0.5	0.7
28	18.9	620.0	57.0	7.2	0.9	1.2	1.5	1.8
29	3.6	250.0	23.0	5.0	0.2	0.2	0.3	0.4
30	6.3	540.0	52.0	6.0	0.3	0.4	0.5	0.6
31	14.4	550.0	30.0	7.8	0.7	0.9	1.1	1.3
32	438.1	4160.0	310.0	32.4	15.1	20.1	24.2	28.8
33	10.0	500.0	24.0	7.8	0.5	0.6	0.8	0.9
34	50.0	1000.0	62.0	11.4	2.2	2.9	3.6	4.3
35	3.8	260.0	16.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
36	5.0	160.0	26.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
37	5.6	300.0	40.0	5.0	0.3	0.4	0.5	0.6
38	9.4	550.0	42.0	6.6	0.5	0.6	0.8	0.9
39	3.8	300.0	36.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
40	25.0	740.0	41.0	9.6	1.1	1.5	1.9	2.2
41	12.5	580.0	82.0	5.4	0.6	0.8	1.0	1.2
42	3.1	240.0	32.0	5.0	0.2	0.2	0.3	0.3
43	26.3	740.0	61.0	8.4	1.2	1.6	2.0	2.4
44	6.3	300.0	22.0	5.0	0.3	0.4	0.5	0.6
45	136.9	2360.0	58.0	32.4	4.7	6.3	7.6	9.0
46	22.5	750.0	27.0	11.4	1.0	1.3	1.6	1.9

Quadro G3 – Auto-Estrada do Norte, sublanço Pombal – Condeixa. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.

-----  
 Dimensionamento hidráulico de aquedutos  
 -----

PH	Q(m <sup>3</sup> /s)	Secção(m)	L(m)	i(%)	Ke	Yc(m)	Contr	HW(m)	TW(m)	HW/D	V(m/s)
1	0.7	Diam - 1.00	61.0	1.0	0.20	0.47	E	0.69	0.36	0.69	2.70
2	1.0	Diam - 1.00	79.0	1.0	0.20	0.57	E	0.85	0.44	0.85	2.98
3	0.5	Diam - 1.00	41.0	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.31	0.58	2.42
4	1.4	Diam - 1.00	77.1	1.0	0.20	0.68	E	1.04	0.54	1.04	3.24
5	0.5	Diam - 1.00	37.0	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.31	0.58	2.40
6	0.5	Diam - 1.00	66.1	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.30	0.58	2.49
7	0.2	Diam - 1.00	49.1	1.0	0.20	0.25	E	0.35	0.19	0.35	1.94
8	0.6	Diam - 1.00	102.0	1.0	0.20	0.44	E	0.64	0.33	0.64	2.64
9	0.4	Diam - 1.00	87.0	1.0	0.20	0.35	E	0.51	0.27	0.51	2.36
10	0.4	Diam - 1.00	79.1	1.0	0.20	0.35	E	0.51	0.27	0.51	2.36
11	0.2	Diam - 1.00	31.0	1.0	0.20	0.25	E	0.35	0.19	0.35	1.89
12	42.7	3.50 x 3.00	49.0	0.5	0.20	2.48	E	3.96	2.23	1.32	5.48
13	0.1	Diam - 1.00	51.0	1.0	0.20	0.17	E	0.25	0.13	0.25	1.59
14	1.5	Diam - 1.00	82.0	1.0	0.20	0.70	E	1.09	0.56	1.09	3.31
15	1.2	Diam - 1.00	44.0	1.0	0.20	0.63	E	0.95	0.50	0.95	3.00
16	0.2	Diam - 1.00	57.0	1.0	0.20	0.25	E	0.35	0.19	0.35	1.93
17	0.4	Diam - 1.00	62.0	1.0	0.20	0.35	E	0.51	0.27	0.51	2.35
18	0.4	Diam - 1.00	50.0	1.0	0.20	0.35	E	0.51	0.27	0.51	2.32
19	0.6	Diam - 1.00	42.0	1.0	0.20	0.44	E	0.64	0.34	0.64	2.54
20	5.7	Diam - 1.50	81.0	1.0	0.20	1.24	E	2.05	1.03	1.37	4.42
21	2.6	Diam - 1.20	64.0	1.0	0.20	0.89	E	1.40	0.72	1.17	3.67
22	1.0	Diam - 1.00	69.0	1.0	0.20	0.57	E	0.85	0.44	0.85	2.98
23	0.6	Diam - 1.00	73.1	1.0	0.20	0.44	E	0.64	0.33	0.64	2.62
24	0.1	Diam - 1.00	38.0	1.0	0.20	0.17	E	0.25	0.13	0.25	1.57
25	1.0	Diam - 1.00	87.0	1.0	0.20	0.57	E	0.85	0.44	0.85	3.01
26	1.3	Diam - 1.00	81.0	1.0	0.20	0.65	E	1.00	0.51	1.00	3.18
27	0.5	Diam - 1.00	62.0	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.30	0.58	2.48
28	1.5	Diam - 1.00	68.0	1.0	0.20	0.70	E	1.09	0.56	1.09	3.28
29	0.3	Diam - 1.00	43.0	1.0	0.20	0.31	E	0.44	0.23	0.44	2.14
30	0.5	Diam - 1.00	47.0	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.31	0.58	2.43
31	1.1	Diam - 1.00	96.0	1.0	0.20	0.60	E	0.90	0.46	0.90	3.08
32	22.7	2.50 x 2.50	64.8	0.5	0.20	2.03	E	3.25	1.88	1.30	4.82
33	0.8	Diam - 1.00	33.0	1.0	0.20	0.51	E	0.75	0.41	0.75	2.66
34	3.6	Diam - 1.50	65.0	1.0	0.20	0.99	E	1.51	0.78	1.01	3.86
35	0.3	Diam - 1.00	51.0	1.0	0.20	0.31	E	0.44	0.23	0.44	2.16
36	0.4	Diam - 1.00	59.0	1.0	0.20	0.35	E	0.51	0.27	0.51	2.34
37	0.5	Diam - 1.00	73.1	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.30	0.58	2.49
38	0.8	Diam - 1.00	75.0	1.0	0.20	0.51	E	0.75	0.39	0.75	2.82
39	0.3	Diam - 1.00	48.0	1.0	0.20	0.31	E	0.44	0.23	0.44	2.15
40	1.9	Diam - 1.00	59.0	1.0	0.20	0.79	E	1.28	0.66	1.28	3.43
41	1.0	Diam - 1.00	52.0	1.0	0.20	0.57	E	0.85	0.45	0.85	2.90
42	0.3	Diam - 1.00	74.0	1.0	0.20	0.31	E	0.44	0.23	0.44	2.17
43	2.0	Diam - 1.00	77.0	1.0	0.20	0.81	E	1.33	0.67	1.33	3.54
44	0.5	Diam - 1.00	52.0	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.30	0.58	2.47
45	7.1	2Diam - 1.50	59.0	1.0	0.20	0.98	E	1.50	0.78	1.00	3.81
46	1.6	Diam - 1.00	44.0	1.0	0.20	0.73	E	1.14	0.60	1.14	3.23

Quadro G4 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para  
um período de retorno de 50 anos.

----- Dimensionamento hidrológico de aquedutos -----							
PH	Área(ha)	Compr(m)	Desnível(m)	Tc(min)	T(anos)	Intens(mm/h)	Qp(m3/s)
-----							
1	8.0	300.0	9.0	6.	50.	136.7	0.7
2	45.0	1200.0	67.0	14.	50.	88.3	3.1
3	4.0	300.0	13.0	5.	50.	144.5	0.3
4	44.0	1000.0	49.0	13.	50.	92.7	3.1
5	57.0	1300.0	64.0	16.	50.	82.9	3.8
6	65.0	1320.0	100.0	13.	50.	90.4	4.5
7	15.0	500.0	25.0	7.	50.	124.2	1.2
8	22.0	800.0	92.0	8.	50.	119.1	1.7
9	5.0	240.0	15.0	5.	50.	149.8	0.5
10	39.0	800.0	92.0	8.	50.	119.1	3.0
11	19.0	700.0	87.0	7.	50.	130.0	1.5
12	8.0	260.0	8.0	5.	50.	144.5	0.7
13	21.0	700.0	31.0	10.	50.	103.5	1.5
14	1.0	120.0	15.0	5.	50.	149.8	0.1
15	4.0	300.0	13.0	5.	50.	144.5	0.3
16	19.0	780.0	39.0	10.	50.	103.5	1.4
17	27.0	900.0	42.0	12.	50.	95.1	1.9
18	14.0	660.0	31.0	10.	50.	106.9	1.0
19	18.0	700.0	45.0	9.	50.	110.5	1.4
20	2.0	140.0	10.0	5.	50.	149.8	0.2
21	16.0	760.0	52.0	9.	50.	110.5	1.2
22	128.0	2100.0	85.0	24.	50.	66.1	7.7
23	4.0	240.0	21.0	5.	50.	149.8	0.3
24	50.0	1100.0	52.0	14.	50.	88.3	3.5
25	724.0	5100.0	73.0	71.	50.	37.3	33.2
26	460.0	3700.0	117.0	41.	50.	49.7	24.6
27	7.0	600.0	27.0	9.	50.	110.5	0.5
28	47.0	1600.0	72.0	19.	50.	75.6	3.0
29	8.0	300.0	20.0	5.	50.	149.8	0.7
30	68.0	1100.0	38.0	16.	50.	82.9	4.6
31	9.0	500.0	10.0	11.	50.	100.5	0.7
32	13.0	600.0	14.0	11.	50.	97.7	0.9
33	17.0	1000.0	40.0	14.	50.	88.3	1.2
34	14.0	800.0	30.0	12.	50.	95.1	1.0
35	3.0	200.0	3.0	6.	50.	136.7	0.2
36	225.0	2200.0	60.0	29.	50.	59.4	13.0
37	37.0	1100.0	28.0	17.	50.	78.2	2.4
38	75.0	1500.0	28.0	25.	50.	64.4	4.5
39	16.0	500.0	7.0	12.	50.	95.1	1.1
40	13.0	500.0	12.0	10.	50.	106.9	1.0
41	11.0	400.0	8.0	9.	50.	110.5	0.8
42	9.0	500.0	10.0	11.	50.	100.5	0.7
43	6.0	200.0	7.0	5.	50.	149.8	0.5
44	20.0	500.0	13.0	10.	50.	106.9	1.5
45	6.0	200.0	14.0	5.	50.	149.8	0.5
46	5.0	200.0	7.0	5.	50.	149.8	0.4

Quadro G5 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno.

----- Dimensionamento hidrológico de aquedutos -----								
Bacia	Ab(ha)	Lb(m)	Dh(m)	Tc(min)	Q10(m3/s)	Q20(m3/s)	Q50(m3/s)	Q100(m3/s)
-----								
1	8.0	300.0	9.0	6.0	0.4	0.5	0.6	0.8
2	45.0	1200.0	67.0	13.8	1.9	2.5	3.1	3.7
3	4.0	300.0	13.0	5.4	0.2	0.3	0.3	0.4
4	44.0	1000.0	49.0	12.6	1.9	2.5	3.1	3.7
5	57.0	1300.0	64.0	15.6	2.3	3.1	3.8	4.6
6	65.0	1320.0	100.0	13.2	2.8	3.7	4.5	5.4
7	15.0	500.0	25.0	7.2	0.7	1.0	1.2	1.4
8	22.0	800.0	92.0	7.8	1.0	1.4	1.7	2.0
9	5.0	240.0	15.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
10	39.0	800.0	92.0	7.8	1.8	2.5	3.0	3.6
11	19.0	700.0	87.0	6.6	0.9	1.2	1.5	1.8
12	8.0	260.0	8.0	5.4	0.4	0.5	0.7	0.8
13	21.0	700.0	31.0	10.2	0.9	1.3	1.5	1.8
14	1.0	120.0	15.0	5.0	0.1	0.1	0.1	0.1
15	4.0	300.0	13.0	5.4	0.2	0.3	0.3	0.4
16	19.0	780.0	39.0	10.2	0.9	1.1	1.4	1.7
17	27.0	900.0	42.0	12.0	1.2	1.6	1.9	2.3
18	14.0	660.0	31.0	9.6	0.6	0.9	1.0	1.2
19	18.0	700.0	45.0	9.0	0.8	1.1	1.4	1.6
20	2.0	140.0	10.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
21	16.0	760.0	52.0	9.0	0.7	1.0	1.2	1.4
22	128.0	2100.0	85.0	24.0	4.8	6.4	7.7	9.2
23	4.0	240.0	21.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
24	50.0	1100.0	52.0	13.8	2.1	2.8	3.5	4.1
25	724.0	5100.0	73.0	71.4	21.2	27.7	33.2	39.1
26	460.0	3700.0	117.0	41.4	15.6	20.4	24.6	29.0
27	7.0	600.0	27.0	9.0	0.3	0.4	0.5	0.6
28	47.0	1600.0	72.0	18.6	1.9	2.5	3.0	3.6
29	8.0	300.0	20.0	5.0	0.4	0.5	0.7	0.8
30	68.0	1100.0	38.0	15.6	2.8	3.7	4.6	5.4
31	9.0	500.0	10.0	10.8	0.4	0.5	0.7	0.8
32	13.0	600.0	14.0	11.4	0.6	0.8	0.9	1.1
33	17.0	1000.0	40.0	13.8	0.7	1.0	1.2	1.4
34	14.0	800.0	30.0	12.0	0.6	0.8	1.0	1.2
35	3.0	200.0	3.0	6.0	0.2	0.2	0.2	0.3
36	225.0	2200.0	60.0	29.4	8.0	10.6	13.0	15.4
37	37.0	1100.0	28.0	17.4	1.5	2.0	2.4	2.9
38	75.0	1500.0	28.0	25.2	2.8	3.7	4.5	5.3
39	16.0	500.0	7.0	12.0	0.7	0.9	1.1	1.4
40	13.0	500.0	12.0	9.6	0.6	0.8	1.0	1.2
41	11.0	400.0	8.0	9.0	0.5	0.7	0.8	1.0
42	9.0	500.0	10.0	10.8	0.4	0.5	0.7	0.8
43	6.0	200.0	7.0	5.0	0.3	0.4	0.5	0.6
44	20.0	500.0	13.0	9.6	0.9	1.2	1.5	1.8
45	6.0	200.0	14.0	5.0	0.3	0.4	0.5	0.6
46	5.0	200.0	7.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5

Quadro G6 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Montemor o Novo – Évora.  
Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.

-----  
Dimensionamento hidráulico de aquedutos  
-----

PH	Q(m <sup>3</sup> /s)	Secção(m)	L(m)	i(%)	Ke	Yc(m)	Contr	HW(m)	TW(m)	HW/D	V(m/s)
1	0.7	Diam - 1.00	62.0	1.0	0.20	0.47	E	0.69	0.36	0.69	2.71
2	3.1	Diam - 1.50	62.0	1.0	0.20	0.91	E	1.38	0.72	0.92	3.68
3	0.4	Diam - 1.00	57.0	2.0	0.20	0.35	E	0.51	0.23	0.51	2.94
4	3.1	Diam - 1.50	63.5	1.0	0.20	0.91	E	1.38	0.72	0.92	3.70
5	3.8	Diam - 1.50	50.0	1.0	0.20	1.02	E	1.56	0.83	1.04	3.80
6	4.5	Diam - 1.50	61.0	0.8	0.20	1.11	E	1.74	0.94	1.16	3.85
7	1.2	Diam - 1.00	84.0	1.0	0.20	0.63	E	0.95	0.49	0.95	3.14
8	1.7	Diam - 1.20	81.0	0.5	0.20	0.72	E	1.07	0.65	0.89	2.71
9	0.6	Diam - 1.00	49.0	2.5	0.20	0.44	E	0.64	0.27	0.64	3.40
10	3.0	Diam - 1.20	95.0	1.2	0.20	0.95	E	1.55	0.74	1.29	4.10
11	1.5	Diam - 1.00	47.0	1.0	0.20	0.70	E	1.09	0.57	1.09	3.20
12	0.7	Diam - 1.00	74.0	1.0	0.20	0.47	E	0.69	0.36	0.69	2.72
13	1.6	Diam - 1.00	60.0	1.0	0.20	0.73	E	1.14	0.59	1.14	3.29
14	0.1	Diam - 1.00	63.0	1.0	0.20	0.17	E	0.25	0.13	0.25	1.58
15	0.3	Diam - 1.00	42.0	0.6	0.20	0.31	E	0.44	0.26	0.44	1.82
16	1.4	Diam - 1.00	48.0	1.0	0.20	0.68	E	1.04	0.55	1.04	3.14
17	1.9	Diam - 1.00	76.0	1.0	0.20	0.79	E	1.28	0.65	1.28	3.48
18	1.0	Diam - 1.00	67.0	1.0	0.20	0.57	E	0.85	0.44	0.85	2.97
19	1.4	Diam - 1.00	50.0	1.0	0.20	0.68	E	1.04	0.55	1.04	3.16
20	0.2	Diam - 1.00	68.0	1.5	0.20	0.25	E	0.35	0.17	0.35	2.23
21	1.2	Diam - 1.00	47.5	1.0	0.20	0.63	E	0.95	0.50	0.95	3.02
22	7.7	2.00 x 2.00	48.0	1.0	0.20	1.15	E	1.84	0.86	0.92	4.47
23	0.4	Diam - 1.00	52.0	1.0	0.20	0.35	E	0.51	0.27	0.51	2.33
24	3.5	Diam - 1.50	93.0	1.0	0.20	0.97	E	1.48	0.75	0.99	3.93
25	31.0	3.50 x 3.00	102.0	0.7	0.20	2.00	E	3.20	1.57	1.07	5.65
26	23.6	3.00 x 2.50	62.0	0.6	0.20	1.85	E	2.96	1.53	1.18	5.13
27	0.5	Diam - 1.00	56.0	2.0	0.20	0.40	E	0.58	0.26	0.58	3.10
28	3.0	Diam - 1.50	59.0	1.0	0.20	0.90	E	1.35	0.71	0.90	3.66
29	0.7	Diam - 1.00	49.5	0.5	0.20	0.47	E	0.69	0.43	0.69	2.16
30	4.6	Diam - 1.50	63.0	1.0	0.20	1.12	E	1.77	0.91	1.18	4.10
31	0.7	Diam - 1.00	57.0	1.8	0.20	0.47	E	0.69	0.32	0.69	3.22
32	0.9	Diam - 1.00	58.0	1.8	0.20	0.54	E	0.80	0.37	0.80	3.40
33	1.2	Diam - 1.00	58.0	1.0	0.20	0.63	E	0.95	0.50	0.95	3.06
34	1.0	Diam - 1.00	76.0	1.0	0.20	0.57	E	0.85	0.44	0.85	2.99
35	0.3	Diam - 1.00	58.0	1.2	0.20	0.31	E	0.44	0.22	0.44	2.30
36	12.8	2.00 x 2.00	68.0	0.6	0.20	1.61	E	2.58	1.43	1.29	4.47
37	2.4	Diam - 1.50	62.0	0.6	0.20	0.80	E	1.18	0.69	0.79	3.05
38	4.5	Diam - 1.50	68.0	0.6	0.20	1.11	E	1.74	1.00	1.16	3.60
39	1.1	Diam - 1.00	86.0	0.5	0.20	0.60	E	0.90	0.56	0.90	2.44
40	1.0	Diam - 1.00	66.0	0.6	0.20	0.57	E	0.85	0.50	0.85	2.53
41	0.8	Diam - 1.00	56.0	1.0	0.20	0.51	E	0.75	0.39	0.75	2.77
42	0.7	Diam - 1.00	60.0	2.0	0.20	0.47	E	0.69	0.31	0.69	3.37
43	0.5	Diam - 1.00	47.0	1.0	0.20	0.40	E	0.58	0.31	0.58	2.43
44	1.5	Diam - 1.00	43.0	1.0	0.20	0.70	E	1.09	0.58	1.09	3.18
45	0.5	Diam - 1.00	53.0	0.5	0.20	0.40	E	0.58	0.36	0.58	1.98
46	0.6	Diam - 1.00	80.0	1.0	0.20	0.44	E	0.64	0.33	0.64	2.62

Quadro G7 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS  
para um período de retorno de 50 anos.

-----  
Dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas  
-----

PH	Área (ha)	Compr (m)	Desnível (m)	Tc (min)	T (anos)	Intens (mm/h)	Qp (m <sup>3</sup> /s)
1	1.7	120.0	4.2	5.	50.	149.8	0.2
2	22.8	780.0	45.5	10.	50.	106.9	2.7
3	0.5	190.0	4.7	5.	50.	149.8	0.1
4	17.2	945.0	41.4	13.	50.	92.7	1.9
5	14.4	840.0	45.4	11.	50.	100.5	1.6
6	14.6	870.0	45.4	11.	50.	97.7	1.6
7	15.0	900.0	46.0	11.	50.	97.7	1.7
8	13.9	730.0	48.0	9.	50.	110.5	1.7
9	11.2	600.0	43.0	7.	50.	130.0	1.5
10	13.2	590.0	42.0	7.	50.	124.2	1.5
11	18.0	670.0	59.9	7.	50.	124.2	2.3
12	8.3	478.0	63.7	5.	50.	149.8	1.1
13	2.1	170.0	36.0	5.	50.	149.8	0.3
14	2.7	190.0	9.0	5.	50.	149.8	0.4
15	2.7	230.0	31.2	5.	50.	149.8	0.4
16	3.9	450.0	9.7	10.	50.	106.9	0.5
17	20.5	550.0	26.5	8.	50.	119.1	2.5
18	12.1	500.0	5.6	13.	50.	90.4	1.3
19	5.0	290.0	2.4	10.	50.	106.9	0.6
20	7.9	316.0	5.2	8.	50.	119.1	1.0
21	1.5	210.0	3.5	6.	50.	136.7	0.2
22	2.4	370.0	22.6	5.	50.	144.5	0.3
23	0.5	10.0	2.0	5.	50.	149.8	0.1
24	5.3	305.0	15.0	5.	50.	149.8	0.7
25	11.1	385.0	18.5	6.	50.	136.7	1.5
26	3.0	200.0	8.3	5.	50.	149.8	0.4
27	18.8	650.0	36.9	8.	50.	114.6	2.3
28	55.3	1325.0	71.4	14.	50.	86.4	5.8
29	56.3	1360.0	71.4	16.	50.	82.9	6.0
30	51.8	1120.0	66.2	13.	50.	92.7	5.8
31	52.0	1140.0	67.0	13.	50.	92.7	5.8
32	27.7	700.0	62.8	8.	50.	119.1	3.5
33	28.0	900.0	65.0	10.	50.	103.5	3.3
34	20.5	440.0	38.0	5.	50.	144.5	2.7
35	21.0	460.0	41.0	5.	50.	144.5	2.8
36	32.7	775.0	7.0	20.	50.	73.1	3.3
37	35.8	815.0	43.8	10.	50.	103.5	4.2
38	38.3	935.0	45.2	12.	50.	95.1	4.3
39	24.5	725.0	57.8	8.	50.	114.6	3.0
40	35.1	790.0	42.4	10.	50.	103.5	4.1
41	81.0	1980.0	88.0	22.	50.	68.9	8.0

Quadro G8 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba.  
Dimensionamento hidrológico do programa para vários períodos de retorno.

-----  
Dimensionamento hidrológico de aquedutos  
-----

Bacia	Ab(ha)	Lb(m)	Dh(m)	Tc(min)	Q10(m3/s)	Q20(m3/s)	Q50(m3/s)	Q100(m3/s)
1	1.7	120.0	4.2	5.0	0.20	0.20	0.23	0.26
2	22.8	780.0	45.5	9.6	1.70	2.21	2.66	3.12
3	0.5	190.0	4.7	5.0	0.05	0.06	0.08	0.09
4	17.2	945.0	41.4	12.6	1.23	1.58	1.91	2.21
5	14.4	840.0	45.4	10.8	1.05	1.36	1.64	1.90
6	14.6	870.0	45.4	11.4	1.06	1.36	1.65	1.92
7	15.0	900.0	46.0	10.8	1.10	1.42	1.72	2.00
8	13.9	730.0	48.0	7.8	1.06	1.41	1.70	1.99
9	11.2	600.0	43.0	6.0	0.92	1.20	1.50	1.70
10	13.2	590.0	42.0	6.6	0.95	1.26	1.53	1.82
11	18.0	670.0	59.9	6.6	1.45	1.90	2.29	2.69
12	8.3	478.0	63.7	5.0	0.70	0.92	1.11	1.31
13	2.1	170.0	36.0	5.0	0.18	0.23	0.28	0.33
14	2.7	190.0	9.0	5.0	0.23	0.30	0.37	0.43
15	2.7	230.0	31.2	5.0	0.23	0.30	0.36	0.42
16	3.9	450.0	9.7	9.6	0.29	0.37	0.45	0.53
17	20.5	550.0	26.5	7.2	1.62	2.12	2.55	3.00
18	12.1	500.0	5.6	12.0	0.85	1.11	1.33	1.57
19	5.0	290.0	2.4	8.4	0.38	0.50	0.60	0.71
20	7.9	316.0	5.2	7.2	0.63	0.82	0.98	1.16
21	1.5	210.0	3.5	5.4	0.12	0.16	0.19	0.23
22	2.4	370.0	22.6	5.0	0.20	27.00	0.32	0.38
23	0.5	10.0	2.0	5.0	0.04	0.06	0.08	0.09
24	5.3	305.0	15.0	5.0	0.45	0.59	0.71	0.84
25	11.1	385.0	18.5	5.4	0.93	1.22	1.47	1.73
26	3.0	200.0	8.3	5.0	0.25	0.33	0.40	0.46
27	18.8	650.0	36.9	7.8	1.46	1.91	2.30	2.70
28	55.3	1325.0	71.4	15.0	3.72	4.95	5.80	6.90
29	56.3	1360.0	71.4	15.0	3.90	5.00	6.03	6.99
30	51.8	1120.0	66.2	12.6	3.70	4.76	5.76	6.70
31	52.0	1140.0	67.0	12.6	3.71	4.77	5.78	6.69
32	27.7	700.0	62.8	7.2	2.19	2.86	3.45	4.05
33	28.0	900.0	65.0	9.6	2.09	2.69	3.27	3.84
34	20.5	440.0	38.0	5.4	1.71	2.24	2.70	3.17
35	21.0	460.0	41.0	5.4	1.76	2.30	2.78	3.26
36	32.7	775.0	7.0	19.2	2.14	2.75	3.31	3.84
37	35.8	815.0	43.8	10.2	2.65	3.44	4.15	4.85
38	38.3	935.0	45.2	11.4	2.78	3.58	4.33	5.04
39	24.5	725.0	57.8	8.4	1.88	2.46	2.96	3.47
40	35.1	790.0	42.4	10.2	2.60	3.36	4.06	4.75
41	81.0	1980.0	88.0	21.6	4.94	6.63	7.96	9.24

Quadro G9 – Auto-Estrada Marateca / Elvas (A6), sublanço Estremoz – Borba. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.

-----  
 Dimensionamento hidráulico de aquedutos  
 -----

PH	Q(m <sup>3</sup> /s)	Secção(m)	L(m)	i(%)	Ke	Yc(m)	Contr	HW(m)	TW(m)	HW/D	V(m/s)
1	0.2	Diam - 1.00	-	3.8	0.20	0.27	E	0.38	0.16	0.38	2.93
2	2.7	Diam - 1.20	-	1.6	0.20	0.90	E	1.42	0.72	1.19	3.78
3	0.1	Diam - 0.80	-	4.0	0.20	0.17	E	0.23	0.09	0.29	2.43
4	1.9	Diam - 1.00	-	2.0	0.20	0.79	E	1.28	0.61	1.28	3.77
5	1.6	Diam - 1.20	-	0.7	0.20	0.70	E	1.05	0.62	0.88	2.81
6	1.6	Diam - 1.00	-	1.8	0.20	0.74	E	1.16	0.57	1.16	3.54
7	1.7	Diam - 1.00	-	1.8	0.20	0.75	E	1.19	0.58	1.19	3.60
8	1.7	Diam - 1.00	-	2.2	0.20	0.75	E	1.18	0.56	1.18	3.74
9	1.5	Diam - 1.00	-	2.5	0.20	0.70	E	1.09	0.50	1.09	3.76
10	1.5	Diam - 1.00	-	2.2	0.20	0.71	E	1.10	0.53	1.10	3.64
11	2.3	Diam - 1.20	-	1.7	0.20	0.83	E	1.29	0.65	1.07	3.65
12	1.1	Diam - 1.00	-	2.5	0.20	0.60	E	0.91	0.42	0.91	3.48
13	0.3	Diam - 1.00	-	3.0	0.20	0.29	E	0.42	0.18	0.42	2.83
14	0.4	Diam - 1.00	-	4.0	0.20	0.34	E	0.49	0.20	0.49	3.31
15	0.4	Diam - 0.80	-	4.0	0.20	0.36	E	0.52	0.21	0.66	3.33
16	0.4	Diam - 0.80	-	1.5	0.20	0.40	E	0.60	0.30	0.74	2.60
17	2.5	Diam - 1.20	-	1.7	0.20	0.88	E	1.38	0.69	1.15	3.76
18	1.3	Diam - 1.00	-	2.5	0.20	0.66	E	1.01	0.47	1.01	3.65
19	0.6	Diam - 1.00	-	1.2	0.20	0.44	E	0.64	0.34	0.64	2.55
20	1.0	Diam - 0.80	-	1.2	0.20	0.60	E	0.96	0.50	1.20	2.97
21	0.2	Diam - 0.80	-	2.5	0.20	0.26	E	0.37	0.17	0.46	2.52
22	0.3	Diam - 0.80	-	1.5	0.20	0.34	E	0.49	0.25	0.61	2.41
23	0.1	Diam - 0.80	-	1.5	0.20	0.17	E	0.23	0.12	0.29	1.72
24	0.7	Diam - 1.00	-	1.5	0.20	0.48	E	0.70	0.36	0.70	2.80
25	1.5	Diam - 1.00	-	1.7	0.20	0.70	E	1.08	0.53	1.08	3.41
26	0.4	Diam - 1.00	-	3.0	0.20	0.35	E	0.51	0.22	0.51	3.03
27	2.3	Diam - 1.20	-	1.7	0.20	0.84	E	1.29	0.65	1.08	3.65
28	5.8	Diam - 1.50	-	0.7	0.20	1.25	E	2.08	1.17	1.39	3.92
29	6.0	2.00 x 2.00	-	0.7	0.20	0.97	E	1.56	0.82	0.78	3.69
30	5.8	Diam - 1.50	-	4.8	0.20	1.24	E	2.07	0.86	1.38	5.47
31	5.8	Diam - 1.50	-	2.5	0.20	1.24	E	2.08	0.96	1.38	4.83
32	3.5	Diam - 1.20	-	2.6	0.20	1.01	E	1.71	0.77	1.43	4.51
33	3.3	Diam - 1.20	-	2.5	0.20	0.99	E	1.65	0.75	1.37	4.37
34	2.7	Diam - 1.20	-	4.0	0.20	0.91	E	1.44	0.62	1.20	4.62
35	2.8	Diam - 1.20	-	4.0	0.20	0.92	E	1.47	0.63	1.23	4.64
36	3.3	Diam - 1.50	-	0.5	0.20	0.95	E	1.43	0.88	0.95	3.08
37	4.2	Diam - 1.50	-	2.0	0.20	1.06	E	1.65	0.82	1.10	4.20
38	4.3	Diam - 1.50	-	1.0	0.20	1.09	E	1.70	0.93	1.13	3.75
39	3.0	Diam - 1.50	-	0.5	0.20	0.89	E	1.34	0.82	0.89	2.98
40	4.1	Diam - 1.50	-	2.0	0.20	1.05	E	1.63	0.81	1.08	4.14
41	8.0	2.00 x 2.00	-	3.0	0.20	1.17	E	1.88	0.72	0.94	5.49

Quadro G10 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para  
um período de retorno de 50 anos.

-----  
Dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas  
-----

PH	Área(ha)	Compr(m)	Desnível(m)	Tc(min)	T(anos)	Intens(mm/h)	Qp(m3/s)
1	11.0	240.0	100.8	5.	50.	149.8	0.9
2	23.0	380.0	129.2	5.	50.	149.8	1.9
3	19.0	200.0	40.0	5.	50.	149.8	1.6
4	34.0	360.0	75.6	5.	50.	149.8	2.8
5	18.0	180.0	30.6	5.	50.	149.8	1.5
6	7.0	120.0	30.0	5.	50.	149.8	0.6
7	13.0	240.0	45.6	5.	50.	149.8	1.1
8	19.0	340.0	61.2	5.	50.	149.8	1.6
9	29.0	400.0	72.0	5.	50.	149.8	2.4
10	266.0	1820.0	109.2	19.	50.	75.6	17.1
11	25.0	580.0	40.6	7.	50.	124.2	2.0
12	270.0	1820.0	109.2	19.	50.	75.6	17.3
13	134.0	2700.0	189.0	24.	50.	66.1	8.1

Quadro G11 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas.  
Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para  
diferentes períodos de retorno.

-----  
Dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas  
-----

Bacia	Ab(ha)	Lb(m)	Dh(m)	Tc(min)	Q10(m3/s)	Q20(m3/s)	Q50(m3/s)	Q100(m3/s)
1	11.0	240.0	100.8	5.0	0.6	0.7	0.9	1.1
2	23.0	380.0	129.2	5.0	1.2	1.6	1.9	2.3
3	19.0	200.0	40.0	5.0	1.0	1.3	1.6	1.9
4	34.0	360.0	75.6	5.0	1.7	2.3	2.8	3.4
5	18.0	180.0	30.6	5.0	0.9	1.2	1.5	1.8
6	7.0	120.0	30.0	5.0	0.4	0.5	0.6	0.7
7	13.0	240.0	45.6	5.0	0.7	0.9	1.1	1.3
8	19.0	340.0	61.2	5.0	1.0	1.3	1.6	1.9
9	29.0	400.0	72.0	5.0	1.5	2.0	2.4	2.9
10	266.0	1820.0	109.2	18.6	10.6	14.1	17.1	20.3
11	25.0	580.0	40.6	7.2	1.2	1.6	2.0	2.3
12	270.0	1820.0	109.2	18.6	10.7	14.3	17.3	20.7
13	134.0	2700.0	189.0	24.0	5.1	6.7	8.2	9.6

Quadro G12 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas.  
Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.

-----  
Dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas  
-----

PH	Q(m <sup>3</sup> /s)	Secção(m)	L(m)	i(%)	Ke	Yc(m)	Contr	HW(m)	TW(m)	HW/D	V(m/s)
1	0.9	Diam - 1.00	46.0	2.0	0.20	0.54	E	0.80	0.36	0.80	3.46
2	1.9	Diam - 1.00	52.0	1.5	0.20	0.79	E	1.28	0.60	1.28	3.82
3	1.6	Diam - 1.00	41.0	1.5	0.20	0.73	E	1.14	0.55	1.14	3.55
4	2.8	Diam - 1.20	35.0	1.0	0.20	0.92	E	1.47	0.78	1.23	3.59
5	1.5	Diam - 1.00	33.0	1.5	0.20	0.70	E	1.09	0.54	1.09	3.41
6	0.6	Diam - 1.00	38.0	2.0	0.20	0.44	E	0.64	0.30	0.64	3.07
7	1.1	Diam - 1.00	39.0	2.0	0.20	0.60	E	0.90	0.42	0.90	3.53
8	1.6	Diam - 1.00	53.0	1.0	0.20	0.73	E	1.14	0.59	1.14	3.28
9	2.4	Diam - 1.20	60.0	1.0	0.20	0.85	E	1.33	0.69	1.11	3.57
10	17.1	2.00 x 2.00	220.0	2.1	0.20	1.95	E	4.53	1.12	1.56	7.62
11	2.0	Diam - 1.00	50.0	1.0	0.20	0.81	E	1.33	0.69	1.33	3.45
12	17.3	2.00 x 2.00	100.0	1.0	0.20	1.97	E	5.34	1.53	1.57	5.67
13	8.1	2.00 x 2.00	28.0	0.5	0.20	1.19	E	1.90	1.09	0.95	3.72

Quadro G13 – CREL Estádio Nacional / Alverca (A9), sublanço Loures - Bucelas.  
Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS para os caudais de dimensionamento do projecto.

-----  
Dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas  
-----

PH	Q(m <sup>3</sup> /s)	Secção(m)	L(m)	i(%)	Ke	Yc(m)	Contr	HW(m)	TW(m)	HW/D	V(m/s)
1	2.1	Diam - 1.00	46.0	2.0	0.20	0.83	E	1.37	0.61	1.37	4.14
2	3.6	Diam - 1.20	52.0	1.5	0.20	1.03	E	1.77	0.82	1.47	4.35
3	3.6	Diam - 1.20	41.0	1.5	0.20	1.03	E	1.76	0.83	1.46	4.26
4	5.1	Diam - 1.50	35.0	1.0	0.20	1.18	E	1.90	1.01	1.27	4.05
5	3.4	Diam - 1.20	33.0	1.5	0.20	1.01	E	1.70	0.82	1.41	4.13
6	1.7	Diam - 1.00	38.0	2.0	0.20	0.74	E	1.17	0.54	1.17	3.84
7	2.3	Diam - 1.00	39.0	2.0	0.20	0.86	E	1.47	0.66	1.47	4.17
8	2.9	Diam - 1.20	53.0	1.0	0.20	0.94	E	1.51	0.78	1.26	3.73
9	4.1	Diam - 1.20	60.0	1.0	0.20	1.08	E	1.64	0.85	1.10	3.97
10	18.6	2.00 x 2.00	220.0	2.1	0.20	2.07	E	3.31	1.20	1.65	4.28
11	2.8	Diam - 1.00	50.0	1.0	0.20	0.92	E	1.47	0.77	1.23	3.67
12	18.9	2.00 x 2.00	100.0	1.0	0.20	2.09	E	3.34	1.64	1.67	5.78
13	8.1	2.00 x 2.00	28.0	0.5	0.20	1.19	E	1.90	1.09	0.95	3.72

Quadro G14 – Auto-Estrada Setúbal / Montijo (A12). Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno.

-----  
 Dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas  
 -----

Bacia	Ab(ha)	Lb(m)	Dh(m)	Tc(min)	Q10(m3/s)	Q20(m3/s)	Q50(m3/s)	Q100(m3/s)
1	49.0	1100.0	17.0	21.6	1.9	2.5	3.0	3.6
2	47.0	1200.0	25.0	20.4	1.8	2.4	3.0	3.5
3	5.0	250.0	10.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
4	187.0	2250.0	68.0	28.8	6.9	9.0	10.9	12.9
5	4.2	250.0	9.0	5.0	0.2	0.3	0.4	0.4
6	23.0	600.0	10.0	13.2	1.0	1.3	1.6	1.9
7	427.0	4400.0	79.0	58.8	13.2	17.3	20.7	24.4
8	26.0	700.0	9.0	16.2	1.1	1.4	1.7	2.1
9	234.0	2100.0	29.0	36.6	8.2	10.7	12.9	15.2
10	25.0	700.0	12.0	14.4	1.1	1.4	1.7	2.0
11	38.0	750.0	12.0	15.6	1.6	2.1	2.6	3.0
12	35.0	650.0	11.0	13.8	1.5	2.0	2.4	2.9
13	2.9	150.0	4.0	5.0	0.2	0.2	0.2	0.3
14	17.0	400.0	7.0	9.6	0.8	1.0	1.3	1.5
15	6.1	250.0	3.0	7.8	0.3	0.4	0.5	0.6
16	12.0	400.0	10.0	8.4	0.6	0.8	0.9	1.1
17	56.0	900.0	9.0	21.6	2.1	2.9	3.5	4.1
18	83.0	1750.0	16.0	37.2	2.9	3.8	4.6	5.4
19	131.0	2200.0	35.0	36.0	4.6	6.0	7.3	8.6
20	21.0	800.0	20.0	13.8	0.9	1.2	1.5	1.7
21	43.0	1200.0	30.0	19.2	1.7	2.2	2.7	3.3
22	24.0	900.0	24.0	15.0	1.0	1.3	1.6	1.9
23	3.2	200.0	6.0	5.0	0.2	0.2	0.3	0.3
24	109.0	1700.0	29.0	28.8	4.0	5.3	6.4	7.5
25	19.0	1000.0	21.0	17.4	0.8	1.0	1.2	1.5
26	48.0	900.0	22.0	15.6	2.0	2.6	3.2	3.8
27	5.0	300.0	8.0	6.6	0.2	0.3	0.4	0.5
28	20.0	550.0	10.0	12.0	0.9	1.2	1.4	1.7
29	43.0	1100.0	23.0	19.2	1.7	2.3	2.7	3.3
30	5.6	300.0	11.0	5.4	0.3	0.4	0.5	0.6
31	4.0	400.0	8.0	9.0	0.2	0.3	0.3	0.4
32	26.0	650.0	10.0	14.4	1.1	1.5	1.8	2.1
33	5.2	500.0	9.0	10.8	0.2	0.3	0.4	0.5
34	2.0	200.0	6.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
35	3.0	300.0	7.0	6.6	0.1	0.2	0.2	0.3
36	1.7	150.0	2.0	5.0	0.1	0.1	0.1	0.2
37	434.0	4350.0	80.0	57.6	13.5	17.7	21.2	25.0
38	4.9	400.0	9.0	8.4	0.2	0.3	0.4	0.5
39	24.0	650.0	10.0	14.4	1.0	1.3	1.6	2.0
40	428.0	4300.0	80.0	57.0	13.4	17.5	21.0	24.7
41	2.5	250.0	7.0	5.4	0.1	0.2	0.2	0.3
42	10.0	400.0	10.0	8.4	0.5	6.0	0.8	0.9
43	18.0	400.0	9.0	8.4	0.8	1.1	1.4	1.6
44	24.0	600.0	11.0	12.6	1.0	1.4	1.7	2.0
45	23.0	500.0	9.0	10.8	1.0	1.4	1.7	2.0

Quadro G15 – Ligação IP3-IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para um período de retorno de 50 anos.

-----  
 Dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas  
 -----

PH	Área (ha)	Compr (m)	Desnível (m)	Tc (min)	T (anos)	Intens (mm/h)	Qp (m <sup>3</sup> /s)
1	3.0	200.0	60.0	5.	50.	149.8	0.3
2	2.0	200.0	60.0	5.	50.	149.8	0.2
3	5.0	300.0	60.0	5.	50.	149.8	0.4
4	7.0	350.0	60.0	5.	50.	149.8	0.6
5	7.0	400.0	60.0	5.	50.	149.8	0.6
6	25.0	700.0	90.0	7.	50.	130.0	2.0
7	7.0	700.0	80.0	7.	50.	124.2	0.6
8	15.0	750.0	80.0	8.	50.	119.1	1.2
9	5.0	300.0	40.0	5.	50.	149.8	0.4
10	4.0	250.0	40.0	5.	50.	149.8	0.3
11	205.0	3400.0	150.0	34.	50.	54.9	11.5
12	8.0	350.0	60.0	5.	50.	149.8	0.7
13	8.0	400.0	60.0	5.	50.	149.8	0.7
14	4.0	250.0	60.0	5.	50.	149.8	0.3
15	4.0	250.0	50.0	5.	50.	149.8	0.3
16	2.0	200.0	50.0	5.	50.	149.8	0.2
17	2.0	200.0	40.0	5.	50.	149.8	0.2
18	11.0	400.0	50.0	5.	50.	149.8	0.9
19	225.0	3200.0	85.0	40.	50.	50.9	12.2
20	4.0	200.0	20.0	5.	50.	149.8	0.3
21	2.0	150.0	20.0	5.	50.	149.8	0.2
22	3.0	150.0	20.0	5.	50.	149.8	0.3
23	5.0	250.0	40.0	5.	50.	149.8	0.4
24	1590.0	7000.0	110.0	88.	50.	33.4	68.2
25	69.0	1100.0	60.0	6.	50.	136.7	4.8
26	7.0	500.0	40.0	6.	50.	136.7	0.6
27	5.0	350.0	40.0	5.	50.	149.8	0.4
28	3.0	300.0	35.0	5.	50.	149.8	0.3
29	7.0	450.0	40.0	5.	50.	144.5	0.6
30	12.0	450.0	50.0	5.	50.	149.8	1.0
31	27.0	600.0	50.0	7.	50.	124.2	2.1
32	4.0	300.0	35.0	5.	50.	149.8	0.3
33	5.0	400.0	40.0	5.	50.	149.8	0.4
34	7.0	450.0	40.0	5.	50.	144.5	0.6
35	200.0	2500.0	60.0	34.	50.	55.4	11.3
36	36.0	750.0	35.0	10.	50.	103.5	2.7
37	22.0	700.0	30.0	10.	50.	103.5	1.6
38	24.0	800.0	40.0	11.	50.	100.5	1.7
39	15.0	450.0	30.0	6.	50.	136.7	1.2
40	13.0	400.0	30.0	5.	50.	144.5	1.1

Quadro G16 – Ligação IP3-IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidrológico efectuado pelo programa HIDROPAS para diferentes períodos de retorno.

-----  
 Dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas  
 -----

Bacia	Ab(ha)	Lb(m)	Dh(m)	Tc(min)	Q10(m3/s)	Q20(m3/s)	Q50(m3/s)	Q100(m3/s)
1	3.0	200.0	60.0	5.0	0.2	0.2	0.3	0.3
2	2.0	200.0	60.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
3	5.0	300.0	60.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
4	7.0	350.0	60.0	5.0	0.4	0.5	0.6	0.7
5	7.0	400.0	60.0	5.0	0.4	0.5	0.6	0.7
6	25.0	700.0	90.0	6.6	1.2	1.6	2.0	2.4
7	7.0	700.0	80.0	7.2	0.3	0.5	0.6	0.7
8	15.0	750.0	80.0	7.8	0.7	1.0	1.2	1.4
9	5.0	300.0	40.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
10	4.0	250.0	40.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
11	205.0	3400.0	150.0	34.2	7.0	9.2	11.5	13.5
12	8.0	350.0	60.0	5.0	0.4	0.5	0.7	0.8
13	8.0	400.0	60.0	5.0	0.4	0.5	0.7	0.8
14	4.0	250.0	60.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
15	4.0	250.0	50.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
16	2.0	200.0	50.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
17	2.0	200.0	40.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
18	11.0	400.0	50.0	5.0	0.6	0.7	0.9	1.1
19	225.0	3200.0	85.0	39.6	7.7	10.1	12.2	14.3
20	4.0	200.0	20.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
21	2.0	150.0	20.0	5.0	0.1	0.1	0.2	0.2
22	3.0	150.0	20.0	5.0	0.2	0.2	0.3	0.3
23	5.0	250.0	40.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
24	1590.0	7000.0	110.0	88.2	43.8	57.1	68.2	80.5
25	69.0	1100.0	60.0	13.2	3.0	3.9	4.8	5.7
26	7.0	500.0	40.0	6.0	0.3	0.5	0.6	0.7
27	5.0	350.0	40.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
28	3.0	300.0	35.0	5.0	0.2	0.2	0.3	0.3
29	7.0	450.0	40.0	5.4	0.4	0.5	0.6	0.7
30	12.0	450.0	50.0	5.0	0.6	0.8	1.0	1.2
31	27.0	600.0	50.0	7.2	1.3	1.7	2.1	2.5
32	4.0	300.0	35.0	5.0	0.2	0.3	0.3	0.4
33	5.0	400.0	40.0	5.0	0.3	0.3	0.4	0.5
34	7.0	450.0	40.0	5.4	0.4	0.5	0.6	0.7
35	200.0	2500.0	60.0	33.6	7.1	9.3	11.3	13.3
36	36.0	750.0	35.0	10.2	1.6	2.2	2.7	3.2
37	22.0	700.0	30.0	10.2	1.0	1.3	1.6	1.9
38	24.0	800.0	40.0	10.8	1.1	1.4	1.7	2.1
39	15.0	450.0	30.0	6.0	0.7	1.0	1.2	1.5
40	13.0	400.0	30.0	5.4	0.6	0.9	1.1	1.3

Quadro G17 – Ligação IP3-IP5, variante a Viseu. Dimensionamento hidráulico efectuado pelo programa HIDROPAS.

-----  
 Dimensionamento hidráulico de passagens hidráulicas  
 -----

PH	Q(m <sup>3</sup> /s)	Secção(m)	L(m)	i(%)	Ke	Yc(m)	Contr	HW(m)	TW(m)	HW/D	V(m/s)
1	0.3	Diam - 1.00	27.0	1.7	0.20	0.31	E	0.44	0.21	0.44	2.43
2	0.2	Diam - 1.00	67.0	2.5	0.20	0.25	E	0.35	0.15	0.35	2.65
3	0.4	Diam - 1.00	36.0	2.0	0.20	0.35	E	0.51	0.24	0.51	2.79
4	0.6	Diam - 1.00	90.0	1.6	0.20	0.44	E	0.64	0.29	0.64	3.10
5	0.6	Diam - 1.00	95.0	1.8	0.20	0.44	E	0.64	0.28	0.64	3.26
6	2.0	Diam - 1.00	70.0	1.5	0.20	0.81	E	1.33	0.61	1.33	3.95
7	0.6	Diam - 1.00	46.0	1.5	0.20	0.44	E	0.64	0.31	0.64	2.89
8	1.2	Diam - 1.00	69.0	2.0	0.20	0.63	E	0.95	0.42	0.95	3.83
9	0.4	Diam - 1.00	30.0	2.0	0.20	0.35	E	0.51	0.24	0.51	2.74
10	0.3	Diam - 1.00	43.0	2.0	0.20	0.31	E	0.44	0.20	0.44	2.69
11	11.5	Diam -2x1.50	96.0	1.0	0.20	1.25	E	2.08	1.03	1.39	4.48
12	0.7	Diam - 1.00	59.0	2.0	0.20	0.47	E	0.69	0.31	0.69	3.36
13	0.7	Diam - 1.00	56.0	2.0	0.20	0.47	E	0.69	0.31	0.69	3.32
14	0.3	Diam - 1.00	45.0	1.6	0.20	0.31	E	0.44	0.21	0.44	2.48
15	0.3	Diam - 1.00	52.0	2.0	0.20	0.31	E	0.44	0.20	0.44	2.70
16	0.2	Diam - 1.00	43.0	2.0	0.20	0.25	E	0.35	0.16	0.35	2.42
17	0.2	Diam - 1.00	44.0	2.0	0.20	0.25	E	0.35	0.16	0.35	2.42
18	0.9	Diam - 1.00	70.0	2.0	0.20	0.54	E	0.80	0.35	0.80	3.63
19	6.1	Diam - 1.50	95.0	1.0	0.20	1.27	E	2.16	1.07	1.44	4.53
20	0.3	Diam - 1.00	30.0	2.0	0.20	0.31	E	0.44	0.21	0.44	2.56
21	0.2	Diam - 1.00	44.0	2.0	0.20	0.25	E	0.35	0.16	0.35	2.42
22	0.3	Diam - 1.00	27.0	1.2	0.20	0.31	E	0.44	0.23	0.44	2.18
23	0.4	Diam - 1.00	55.0	2.0	0.20	0.35	E	0.51	0.23	0.51	2.92
24	68.2	2# 3.00x3.00	48.0	0.4	0.20	2.36	E	3.78	2.30	1.26	4.94
25	4.8	Diam - 1.50	46.0	1.5	0.20	1.14	E	1.82	0.89	1.21	4.40
26	0.6	Diam - 1.00	49.0	2.0	0.20	0.44	E	0.64	0.29	0.64	3.19
27	0.4	Diam - 1.00	47.0	2.0	0.20	0.35	E	0.51	0.23	0.51	2.88
28	0.3	Diam - 1.00	28.0	1.5	0.20	0.31	E	0.44	0.22	0.44	2.33
29	0.6	Diam - 1.00	31.0	2.0	0.20	0.44	E	0.64	0.30	0.64	2.99
30	1.0	Diam - 1.00	47.0	1.5	0.20	0.57	E	0.85	0.41	0.85	3.22
31	2.1	Diam - 1.00	43.0	1.7	0.20	0.83	E	1.37	0.63	1.37	3.97
32	0.3	Diam - 1.00	31.0	1.5	0.20	0.31	E	0.44	0.22	0.44	2.35
33	0.4	Diam - 1.00	36.0	1.5	0.20	0.35	E	0.51	0.25	0.51	2.57
34	0.6	Diam - 1.00	43.0	1.6	0.20	0.44	E	0.64	0.31	0.64	2.91
35	5.7	Diam - 1.50	55.0	0.8	0.20	1.24	E	2.05	1.10	1.37	4.10
36	2.7	Diam - 1.20	41.0	1.2	0.20	0.91	E	1.44	0.73	1.20	3.74
37	1.6	Diam - 1.00	29.0	1.0	0.20	0.73	E	1.14	0.61	1.14	3.14
38	1.7	Diam - 1.00	29.0	1.2	0.20	0.75	E	1.18	0.62	1.18	3.32
39	1.2	Diam - 1.00	38.0	1.5	0.20	0.63	E	0.95	0.47	0.95	3.29
40	1.1	Diam - 1.00	45.0	2.0	0.20	0.60	E	0.90	0.41	0.90	3.58



---

Anexo H

---

**DESENHOS TIPO EM PASSAGENS HIDRÁULICAS**

**(Adaptados a partir de desenhos da BRISA e da JAE)**

