

Anteprojecto de descarregador de cheia em poço de uma barragem no rio Beça

Hugo Jonas Ferreira Boavista

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Doutor António Alberto do Nascimento Pinheiro

Júri

Presidente: Professor Doutor Rodrigo de Almada Cardoso Proença de Oliveira

Orientador: Professor Doutor António Alberto do Nascimento Pinheiro

Vogal: Professor Doutor António Bento Franco

Outubro de 2017

Agradecimentos

Gostaria de agradecer ao Professor Doutor António Pinheiro pela orientação, pela disponibilidade e pela paciência que revelou ao longo deste trabalho.

Aos meus pais e irmãos, pelos valores que me transmitiram e pelo apoio constante.

Aos meus amigos e colegas de curso que me acompanharam neste período académico pela entreaajuda e pelos bons momentos que partilhámos.

Resumo

Este trabalho tem como principal objetivo a elaboração de um anteprojeto de um descarregador em poço referente a uma barragem no rio Beça.

O trabalho consiste no pré-dimensionamento dos vários elementos de um descarregador de cheias em poço e verificação de segurança ao funcionamento hidráulico. Para isso, é apresentado um estudo hidrológico que visa determinar o hidrograma de cheia de projeto e o respetivo caudal de ponta de cheia. Esse estudo é feito tendo em conta os registos de precipitação e os registos de caudal recolhidos e realizando uma análise estatística desses dados. Com base nos resultados do estudo hidrológico, é feito o pré-dimensionamento dos vários elementos do descarregador: soleira descarregadora, transição entre a soleira descarregadora e o poço, poço, curva de ligação entre poço e galeria, galeria de restituição e bacia de dissipação de energia por ressalto.

Ao longo do trabalho é apresentada uma revisão bibliográfica de cada tema e são apresentadas as soluções adotadas, justificando as decisões tomadas com base em normas e recomendações de autores. No final do trabalho, são feitas considerações sobre os resultados obtidos e sobre os problemas encontrados na elaboração do anteprojeto.

Palavras-Chave

Descarregador de cheias; Poço; Estudo hidrológico; Hidráulica.

Abstract

The main objective of the thesis is to elaborate a preliminary design of a shaft spillway of an earth dam located in the Beça River.

The work includes the design of the different elements of a shaft spillway and checking its hydraulic operation safety. In this way, a hydrological study aiming to determine the design flood hydrograph is presented. The study took into account the precipitation and flow rate records collected. The statistical analysis of the collected data was carried out. Using the results from the study, the shaft spillway is designed, including: control structure profile, transition between the control structure and the circular shaft, shaft diameter, bend connecting the shaft to the conduit, conduit and hydraulic-jump stilling basin.

A literature review of each topic is presented, which was the basis for the most significant adopted solutions. At the end of this work, several considerations about the obtained design, the development of the work and the problems identified during the elaboration of the preliminary design are presented.

Keywords

Spillway; Shaft; Hydrological study; Hydraulics.

Índice

1. Introdução e estrutura do trabalho	1
1.1. Objetivo e considerações prévias	1
1.2. Estrutura do trabalho	2
2. Estudo Hidrológico	3
2.1. Considerações prévias	3
2.2. Caracterização da bacia	3
2.2.1. Localização	3
2.2.2. Tempo de concentração	5
2.3. Análise da cheia de projeto através dos registos de precipitação	7
2.3.1. Considerações prévias.	7
2.3.2. Identificação dos postos udométricos. Registos de precipitação	7
2.3.3. Método das áreas de influência	8
2.3.4. Análise estatística e estimativa da precipitação diária máxima anual para o período de retorno de projeto	11
2.3.5. Precipitação de projeto	15
2.3.6. Hietogramas de projeto	17
2.3.7. Hidrogramas de cheia. Caudais de ponta de cheia	18
2.4. Estimativa de caudal de ponta de cheia através dos registos de caudal	20
2.4.1. Considerações prévias	20
2.4.2. Identificação da estação hidrométrica e recolha dos seus registos	20
2.4.3. Transformação de caudais	22
2.4.4. Estimativa do caudal de ponta de cheia com período de retorno de 1000 anos por via da análise estatística dos caudais instantâneos máximos anuais	23
2.5. Identificação do caudal de ponta de cheia a adotar para o dimensionamento do descarregador de cheias	25
2.6. Caudal modular	26
3. Caracterização da barragem e da albufeira	29
3.1. Barragem	29
3.2. Albufeira	30

4. Descarregador de cheias em poço	31
4.1. Considerações prévias	31
4.2. Secção de controlo	33
4.2.1. Secção de controlo na crista do descarregador	33
4.2.2. Secção de controlo na garganta	34
4.2.3. Secção de controlo na galeria	34
4.2.4. Considerações sobre a secção de controlo	35
4.3. Curva de vazão típica num descarregador em poço	36
4.4. Dimensionamento da soleira descarregadora	37
4.4.1. Considerações prévias	37
4.4.2. Determinação de C segundo USBR (1987)	38
4.4.3. Determinação de C segundo Lazzari (1959)	39
4.4.4. Considerações sobre os coeficientes de vazão calculados	40
4.4.5. Escolha da solução a adotar	41
4.4.6. Folga	43
4.5. Transição vertical	45
4.6. Dimensionamento da garganta	47
4.7. Curva de ligação poço-túnel	48
4.8. Dimensionamento da galeria	51
4.9. Arejamento	54
4.10. Dimensionamento da estrutura de dissipação de energia	56
4.10.1. Considerações prévias	56
4.10.2. Nível do rio a jusante	56
4.10.3. Nível da soleira da bacia	57
4.10.4. Tipo e características da bacia	59
4.10.5. Canal de ligação à bacia de dissipação de energia	61
5. Considerações finais	63

Índice de figuras

Figura 1 – Localização da barragem	4
Figura 2 – Localização da bacia hidrográfica	4
Figura 3 – Localização dos postos udométricos utilizados	8
Figura 4 – Áreas de influência	9
Figura 5 – Distribuição das precipitações estimadas	14
Figura 6 – Hidrogramas de cheia	19
Figura 7 – Caudais estimados pelas leis Normal, Gumbel e Pearson III	24
Figura 8 – Hidrograma de projeto	26
Figura 9 – Curva de duração média anual do caudal médio diário	27
Figura 10 – Curva de volumes armazenados	30
Figura 11 – Elementos de um descarregador em poço (adaptado de Mussali, 1969)	31
Figura 12 – Descarregador da barragem de Big Dalton, EUA (Hydraulic Design Handbook, 1999)	32
Figura 13 – Cenário de controlo na crista (adaptado de USBR, 1987)	34
Figura 14 – Cenário de controlo na garganta (adaptado de USBR, 1987)	34
Figura 15 – Cenário de controlo na galeria (adaptado de USBR, 1987)	35
Figura 16 – Curva de descarga típica de descarregadores em poço (adaptado de USBR, 1987)	36
Figura 17 – Ábaco para cálculo do coeficiente de vazão segundo USBR, 1987 (Pinheiro, 2005)	38
Figura 18 – Coeficiente de vazão em função da carga hidráulica segundo Lazzari 1959 (Pinheiro, 2005)	40
Figura 19 – Coeficiente de vazão em descarregadores do tipo WES em função da relação H/H_0 (Pinheiro, 2005b)	41
Figura 20 – Hidrograma amortecido	43
Figura 21 – Ilustração da queda da água na curva de ligação poço-túnel	48
Figura 22 – Curvas estudadas por Taylor e Eldsen, 1955 (adaptado de Fais, 2007)	49
Figura 23 – Curvas estudadas por Indri, 1959 (Fais, 2007)	50
Figura 24 – Esquema da secção circular da galeria	53
Figura 25 – Defletores para entrada de ar (adaptado de Mussali, 1969)	54
Figura 26 – Secção do rio a jusante da barragem	56
Figura 27 – Condições de escoamento para bacias de dissipação de energia por ressalto propostas por USBR (Pinheiro, 2009)	59
Figura 28 – Definição geométrica de uma bacia do tipo IV segundo USBR (Pinheiro, 2009)	60
Figura 29 – Comprimentos da bacia segundo USBR (Pinheiro, 2009)	60

Índice de tabelas

Tabela 1 – Características da bacia hidrográfica	5
Tabela 2 – Tempos de concentração (valores em h)	6
Tabela 3 – Tempo de concentração adotado e tempo de atraso	6
Tabela 4 – Identificação dos postos udométricos utilizados	7
Tabela 5 – Área de influência de cada posto udométrico	9
Tabela 6 – Precipitações diárias máximas anuais em cada posto udométrico e precipitação global na bacia hidrográfica	10
Tabela 7 – Descritores amostrais	11
Tabela 8 – Precipitações estimadas por leis Normal, Gumbel e Pearson III (valores em mm)	13
Tabela 9 – Soma dos mínimos quadrados para os 10 maiores valores de estimativas de precipitações	14
Tabela 10 – Precipitação com T=1000 anos estimada por Gumbel	15
Tabela 11 – Parâmetros a e b das curvas IDF	16
Tabela 12 – Intensidades e precipitações para 8 e 24h	16
Tabela 13 – Coeficiente de repartição e precipitação de projeto	17
Tabela 14 – Hietograma A	17
Tabela 15 – Precipitações com durações de 2, 4 e 6 h e com T=1000 anos	18
Tabela 16 – Hietograma B	18
Tabela 17 – Hietograma C	18
Tabela 18 – Números de escoamento	19
Tabela 19 – Caudais de ponta de cheia de cada hidrograma	20
Tabela 20 – Características da estação hidrométrica de Vale Giestoso	20
Tabela 21 – Série de caudais instantâneos máximos anuais de Vale Giestoso	21
Tabela 22 – Série de caudais transformados	22
Tabela 23 – Caudais estimados pelas leis Normal, Gumbel e Pearson III	23
Tabela 24 – Soma dos mínimos quadrados para os 10 maiores valores de estimativas de caudais	25
Tabela 25 – Caudal instantâneo máximo anual para T=1000 anos estimado por Gumbel	25
Tabela 26 – Valores de volume anual médio e caudal modular	27
Tabela 27 – Resultados obtidos para soluções simuladas segundo método apresentado por USBR (1987)	42
Tabela 28 – Resultados obtidos para soluções simuladas segundo método apresentado por Lazzari (1959)	42
Tabela 29 – Características da solução adotada	43
Tabela 30 – Precipitação de duração 24 h e T=5000 anos	44
Tabela 31 – Precipitação de projeto e intensidade da precipitação para T=5000 anos	44
Tabela 32 – Características da cheia com T=5000 anos	45
Tabela 33 – Folga e cotas referentes a talvegue, NPA, NMC e coroamento (valores em m)	45
Tabela 34 – Relação H/R	47
Tabela 35 – Verificação de raio mínimo	48

Tabela 36 – Raio de curva adotado e relação R_c/D	51
Tabela 37 – Características da secção circular da galeria	53
Tabela 38 – Declive da galeria e energia específica do caudal amortecido em regime uniforme	53
Tabela 39 – Caudal de ar arrastado	55
Tabela 40 – Área mínima e raio mínimo da conduta de arejamento	55
Tabela 41 – Resultados da última iteração do processo de cálculo de N_f	59
Tabela 42 – Parâmetros para definição geométrica da bacia	61
Tabela 43 – Folga e altura dos muros (valores em m)	61

Anexos

Anexo 1 – Período de retorno segundo anexo às Normas de Projeto de Barragens de 1993

Anexo 2 – Parâmetros das curvas IDF para T = 1000 anos

Anexo 3 – Ábaco para determinação de número de escoamento (AMC II)

Anexo 4 – Mapa e tabela para transformação de caudais segundo Loureiro (1984)

Anexo 5 – Soluções estudadas para a soleira descarregadora segundo método apresentado por USBR (1987)

Anexo 6 – Soluções estudadas para a soleira descarregadora segundo método apresentado por Lazzari (1959)

Anexo 7 – Traçado da curva de transição soleira descarregadora -poço

Anexo 8 – Coordenadas da superfície de transição do descarregador adotado

Anexo 9 – Coordenadas do traçado do canal de acesso à bacia de dissipação

Peças Desenhadas

Desenho 1 – Planta geral da barragem

Desenho 2 – Perfil longitudinal, pormenor de entrada e pormenor da curva

Desenho 3 – Pormenor de saída

Desenho 4 – Cortes da bacia de dissipação de energia

Simbologia

A – Área;

A_1 – Área da bacia hidrográfica referente à estação hidrométrica

A_m – Área molhada

$\hat{\alpha}$ – Ângulo

a – Parâmetro da curva IDF

b – Parâmetro da curva IDF; Largura

C – Coeficiente de vazão

C_{inf} – Coeficiente de influência

CN – Número de escoamento

D – Diâmetro

D_g – Diâmetro da galeria

D_h – Diâmetro hidráulico

e – Coeficiente

F – Probabilidade de não excedência

Fr – Número de Froude

f – Folga; Coeficiente

g – Aceleração da gravidade

g_x - Coeficiente de assimetria

H – Carga hidráulica

H_0 – Carga hidráulica de dimensionamento

H_1 – Energia na entrada para a bacia de dissipação de energia

H_c – Carga acima da crista

H_g – Carga acima da garganta

H_m – Diferença de cotas entre as extremidades do curso de água principal

H_t – Carga sobre o túnel

H_u – Energia em regime uniforme

h – Altura da barragem; Altura do escoamento

h_1 – Altura do escoamento na entrada para a bacia de dissipação de energia

h_2 – Altura conjugada do ressalto a jusante

h_{muros} – Altura dos muros

i – Declive; Número de ordem da amostra; Intensidade da precipitação em mm/h

J – Perda de carga unitária

K – Coeficiente de Manning-Strickler

K_{Dist} – Fator de probabilidade da distribuição

k – Rugosidade equivalente; Coeficiente

L – Largura do coroamento; Comprimento do rio; Comprimento da crista do descarregador

L_g – Comprimento da galeria
 N – Número total de dados amostrais
 N_c – Nível da secção terminal da galeria
 N_f – Nível do fundo da bacia de dissipação de energia
 N_j – Nível do rio a jusante da barragem
 P – Perímetro; Precipitação; Distância vertical entre terreno e crista do descarregador
 P_{24} – Precipitação ocorrida com duração de 24 horas
 $P_{BH_{24}}^T$ – Precipitação diária máxima anual ocorrida na bacia hidrográfica para um período de retorno T
 $P_{BH_t}^T$ – Precipitação com duração t e período de retorno T ocorrida na bacia hidrográfica
 $P(T,t)$ – Precipitação com duração t para um período de retorno T
 P_t – Precipitação ocorrida com duração de t horas
 Q – Caudal
 Q_1 – Caudal na bacia hidrográfica correspondente à estação de Vale Giestoso
 Q_a – Caudal de ar
 $Q_{\text{amortecido}}$ – Caudal amortecido
 Q_{efluente} – Caudal efluente
 Q_{mod} – Caudal modular
 Q_p – Caudal de ponta de cheia
 R – Raio; Raio da crista do descarregador
 Re – Número de Reynolds
 R_h – Raio hidráulico
 S – Submersão
 T – Período de retorno
 t – Duração da precipitação em horas
 t_c – Tempo de concentração
 t_{lag} – Tempo de atraso
 V – Velocidade
 $V_{\text{anual médio}}$ – Volume anual médio
 x – Valor de um dado da amostra
 \bar{x} – Média da amostra
 \hat{x} – Valor estimado
 Z – Normal reduzida; Cota geométrica
 α – Parâmetro que depende da localização da bacia
 δ – Desnível
 θ – Ângulo
 λ – Coeficiente de resistência
 ν – Viscosidade cinemática
 σ – Desvio padrão da amostra

Acrónimos

AMC – Condições Antecedentes de Humidade

CN – Número de escoamento

IDF – Intensidade–Duração–Frequência

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NMC – Nível de Máxima Cheia

NME – Nível Mínimo de Exploração

NPA – Nível de Pleno Armazenamento

NPB – Normas de Projetos de Barragens

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens

SCS – Soil Conservation Service

SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos

USACE – United States Army Corps of Engineers

USBR – United States Bureau of Reclamation

WES – Waterways Experiment Station

1. Introdução e estrutura do trabalho

1.1. Objetivo e considerações prévias

O presente trabalho tem como objetivo a realização de um anteprojeto e verificação de segurança de um descarregador de cheias em poço, de crista circular, integrado numa barragem no rio Beça. Trata-se de uma barragem de aterro, com cerca de 40 m de altura e localizada no concelho de Boticas.

Em primeiro lugar, será caracterizada a bacia hidrográfica apresentando-se um estudo hidrológico tendo em vista a determinação dos parâmetros necessários ao dimensionamento do descarregador de cheias. Um dos propósitos desse estudo será estimar o caudal de ponta de cheia de projeto para um dado período de retorno, a definir mediante as Normas de Projeto de Barragens (NPB). Para tal, serão apresentadas duas abordagens distintas: uma incidirá sobre o estudo dos registos de precipitações e a outra incidirá sobre o estudo dos registos de caudais. Dessa análise resultará um hidrograma de cheia de projeto que será, posteriormente, utilizado no dimensionamento do descarregador de cheias. Após o estudo hidrológico, será feita uma breve descrição das características da barragem e da albufeira, exibindo dados relativos à geometria da barragem e relativos à curva de volumes armazenados na albufeira.

De seguida, será apresentado o anteprojeto do descarregador de cheias em poço. Pretende-se estudar os procedimentos e identificar eventuais problemas associados a este tipo de projeto. Os descarregadores de cheias têm como função a descarga do excesso de água que não pode ser mantido numa albufeira. Este pode tomar várias formas, sendo que, no presente trabalho, tratar-se-á de um descarregador em poço, de crista circular, ao qual se sucede uma galeria de restituição e uma bacia de dissipação de energia por ressalto para evitar danos na restituição do caudal ao leito do rio. Os descarregadores de cheias em poço de crista circular, também designados por tulipa, são usados com maior frequência em barragens de aterro ou enrocamento. Será feita uma revisão bibliográfica sobre o tema, abordando problemas associados à implementação deste tipo de descarregador, vantagens que este possa proporcionar relativamente a outros, recomendações de diferentes autores para a sua elaboração e diferentes alternativas que o projetista terá a seu critério. Ainda no mesmo capítulo, serão estudados, entre outros temas, os coeficientes de vazão da soleira descarregadora e a curva que faz a ligação entre o poço e a galeria, sendo que estes elementos podem ser considerados críticos neste tipo de descarregadores.

A descarga através de um descarregador em poço de diretriz circular pode ter a sua crista como secção de controlo. Porém, outros elementos podem assumir essa função. Serão abordadas as características do escoamento associadas a cada caso de secção de controlo, bem como os potenciais problemas que daí poderão advir.

Para dimensionar a soleira descarregadora de cheias serão testadas várias soluções, recorrendo ao *software* HEC-HMS, desenvolvido por *US Army Corps of Enginners* (USACE). Para simular a cheia de projeto, será usado o método do hidrograma unitário do *Soil Conservation Service* (SCS), desenvolvido pela mesma entidade. Com base nessa simulação, serão testadas várias soluções para o descarregador, e, tendo em conta os hidrogramas de cheia amortecida daí resultantes, será escolhida a sua dimensão. Também o *software* HEC-RAS, igualmente produzido por USACE, será utilizado neste trabalho para determinar o nível do rio a jusante durante a cheia de projeto. Este nível servirá para dimensionar a bacia de dissipação de energia.

No fim deste trabalho serão apresentadas algumas considerações finais sobre o trabalho desenvolvido, bem como recomendações para estudos futuros.

Serão ainda apresentadas peças desenhadas, em anexo, para pormenorizar o descarregador de cheias e os seus elementos. Deste trabalho não fará parte o dimensionamento estrutural de qualquer elemento.

1.2. Estrutura do trabalho

O trabalho que se apresenta consiste está dividido em 5 capítulos.

No presente capítulo é dado a conhecer os objetivos do trabalho e é feita uma introdução ao tema e é descrito sinteticamente o que será abordado nos capítulos seguintes e quais os procedimentos a utilizar.

No capítulo **2** é desenvolvido um estudo hidrológico referente à bacia hidrográfica na qual se insere a barragem a implantar, tendo em vista a obtenção do hidrograma de cheia de projeto e correspondente caudal de projeto.

O capítulo **3** consiste numa breve descrição da barragem e da albufeira em questão.

No capítulo **4** é apresentado o anteprojecto do descarregador em poço, estudando várias soluções possíveis e justificando as soluções adotadas com base na revisão bibliográfica que se apresenta.

No capítulo **5** são apresentadas considerações finais sobre os resultados obtidos no trabalho e sobre os temas analisados, bem como sugestões para estudos futuros.

2. Estudo Hidrológico

2.1. Considerações prévias

O estudo hidrológico que se apresenta neste capítulo tem como principal objetivo a determinação do hidrograma de cheia de projeto e do respetivo caudal de ponta de cheia. O segundo assume grande relevância pois será indispensável para o dimensionamento dos vários elementos do descarregador de cheias, quando este tema for abordado no capítulo 4.

Para determinar o hidrograma de cheia de projeto e o respetivo caudal de ponta de cheia, será feita, em primeiro lugar, a caracterização da bacia hidrográfica. Posteriormente serão recolhidos os registos de precipitação relativos a cada posto udométrico com influência na bacia hidrográfica e calculada a respetiva área de influência no contexto global da bacia. Com base nesses dados, será feita uma análise estatística para estimar a precipitação de projeto. De seguida, será definido o hietograma de projeto e, recorrendo ao *software* HEC-HMS, serão determinados o hidrograma de cheia de projeto e o caudal de ponta de cheia de projeto, usando o método do SCS.

Além do método referido, também será calculado o caudal de ponta de cheia através dos registos de caudais. Serão recolhidos os dados referentes a uma estação hidrométrica na bacia hidrográfica e será feita uma análise estatística dos mesmos para estimar o caudal de ponta de cheia de projeto.

Finalmente, os resultados obtidos por ambos os métodos serão comparados e será adotado um caudal de ponta de cheia de projeto a usar na elaboração do anteprojecto do descarregador de cheias, no capítulo 4.

2.2. Caracterização da bacia

2.2.1. Localização

A bacia em questão situa-se no distrito de Vila Real e abrange os municípios de Montalegre e Boticas. O local de implantação da barragem, que serve de referência para este estudo hidrológico, situa-se próximo da localidade de Codessoso, Boticas, conforme se apresenta na Figura 1.

Com recurso à carta n.º 6 – Chaves – da série M 684 do Instituto Geográfico Português, à escala 1:100 000, traçou-se o limite da bacia hidrográfica, conforme se apresenta na Figura 2.



Figura 1 – Localização da barragem

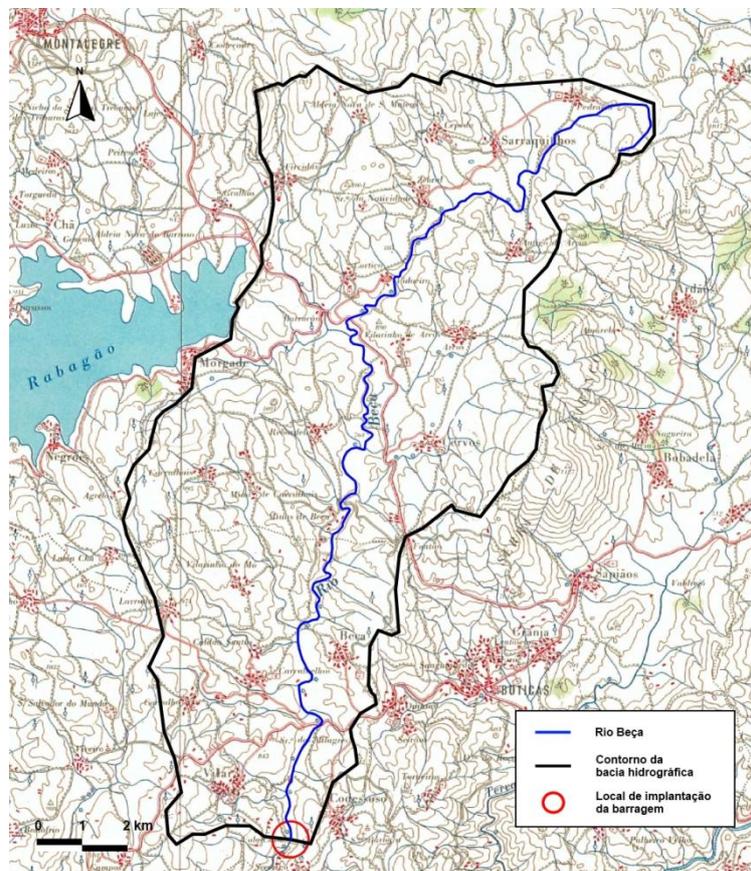


Figura 2 – Localização da bacia hidrográfica

Com base na bacia hidrográfica traçada é, então, possível determinar alguns dados importantes que caracterizam esta bacia, conforme se apresenta na Tabela 1.

Tabela 1 – Características da bacia hidrográfica

Área (km ²)	P (km)	Z _{máx} (m)	Z _{mín} (m)	L _{rio} (km)	Z _{nascente do rio} (m)	i _{rio}	CN
111,08	55,2	1217	710	27,65	1120	0,149	60

sendo,

- P – Perímetro;
- Z – Cota geométrica;
- L_{rio} – Comprimento do rio;
- i_{rio} – declive médio do rio;
- CN – Número de escoamento.

2.2.2. Tempo de concentração

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica, t_c , traduz o tempo que a água necessita para se escoar desde o local hidráulicamente mais remoto até à secção final ou, por outras palavras, o tempo necessário para que toda a bacia tenha influência no escoamento verificado na secção final. Quanto menor for este valor, maior o caudal de ponta de cheia.

Este parâmetro é influenciado por vários fatores, dos quais se destacam a forma da bacia, o seu relevo, a sua área, a distância entre os pontos mais remotos e a secção de saída, a cobertura vegetal, as características do solo, as suas condições no início da chuva (seco ou saturado) e o seu uso, nomeadamente se é ocupado ou não pelo Homem e se existem áreas impermeáveis significativas.

Não existe um método universal para determinar o tempo de concentração. No entanto, existem algumas fórmulas, propostas por diversos autores, que, se forem aplicadas nas situações a que estas mais se adequam, fornecem valores próximos da realidade.

As fórmulas usadas para estimar o tempo de concentração desta bacia foram as de USACE (2005), Temez (1978) e Mata-Lima et al (2007) conforme citadas por Nagy et al (2016).

i) USACE (2005)

$$t_c = 0,191 L^{0,7} S^{-0,19} \quad (1)$$

ii) Temez (1978)

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{i^{1/4}} \right)^{0,76} \quad (2)$$

iii) Mata-Lima et al (2007)

$$t_c = 4 A^{0,5} L^{0,5} H_m^{-0,5} \quad (3)$$

sendo,

- L – Comprimento do curso de água principal (km);
- i – Declive médio do curso de água principal;
- H_m – Diferença de cotas entre as extremidades do curso de água principal (m);
- A – Área da bacia hidrográfica (km²).

Os valores de tempo de concentração obtidos para cada fórmula apresentam-se na Tabela 2.

Tabela 2 – Tempos de concentração (h)

USACE	Temez	Mata-Lima et al	Média
4,34	8,32	10,95	7,87

Tendo em conta a média dos resultados obtidos, foi adotado o valor de 8 h para o tempo de concentração.

Para o cálculo do hidrograma de cheia, o qual será realizado posteriormente, é necessário determinar previamente o tempo de atraso. O tempo de atraso é um conceito que foi definido originalmente por Horner e Flynt (1934) in USBR (1987) como sendo “o intervalo de tempo decorrido entre (...) o centro de massa da precipitação e o centro de massa do escoamento”. Segundo Mockus (1957) in Woodward (2010), pode-se considerar que o tempo de atraso corresponde a 60% de t_c . Deste modo, o tempo de atraso resultante apresenta-se na Tabela 3.

Tabela 3 – Tempo de concentração adotado e tempo de atraso

t_c adotado (h)	t_{lag} (h)
8	4,8

2.3. Análise da cheia de projeto através dos registos de precipitação

2.3.1. Considerações prévias.

Para determinar o hidrograma de cheia de projeto e o correspondente caudal de ponta de cheia recorre-se ao registo de precipitação de postos udométricos localizados na bacia hidrográfica ou na sua vizinhança. Para este estudo são utilizados os registos de precipitação diária máxima anual, referentes a cada ano hidrológico. Posteriormente, são definidas as áreas de influência de cada posto que são consideradas para determinar a precipitação ponderada sobre a área da bacia.

A série de precipitações diárias máximas anuais ponderadas será utilizada para estimar a precipitação diária máxima anual para um dado período de retorno, sendo, com base nessa estimativa, calculada a precipitação de projeto e o hietograma de projeto.

Finalmente, a partir do hietograma de projeto será determinado o hidrograma de cheia e o correspondente caudal de ponta de cheia.

2.3.2. Identificação dos postos udométricos. Registos de precipitação

Através da rede Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH) foram identificados os postos udométricos relevantes para este estudo, os quais se apresentam na Tabela 4.

Tabela 4 – Identificação dos postos udométricos utilizados

Nome	Altitude (m)	Código
Alturas do Barroso	1068	03K/07UG
Barracão	801	03K/06UG
Boticas	501	03L/03G
Cervos	842	03K/05UG
Gralhós	910	03K/02UG
Soutelinho da Raia	854	03L/01UG

Na Figura 3 apresenta-se uma imagem com a localização dos postos udométricos utilizados.

Foram recolhidos e analisados os registos de precipitação diária máxima anual para cada um destes postos no período relativo aos anos hidrológicos de 1956 a 1995, correspondendo a séries de 40 anos. Os valores de precipitação diária máxima anual relativos a cada posto udométrico podem ser consultados na Tabela 6.



Figura 3 – Localização dos postos udométricos utilizados

2.3.3. Método das áreas de influência

A precipitação não ocorre de forma uniforme em todo o domínio da bacia hidrográfica. Para ter em consideração essa heterogeneidade, recorreu-se ao método das áreas de influência para determinar o coeficiente, C_{inf} , que deve ser atribuído a cada posto udométrico a fim de estimar a precipitação global da bacia.

A área de influência determina-se pela construção de polígonos de Thiessen. Na Figura 4 apresenta-se a área de influência de cada posto udométrico após a construção dos polígonos de Thiessen.

Os valores das áreas de influência de cada posto udométrico e o respetivo coeficiente são apresentados na Tabela 5.

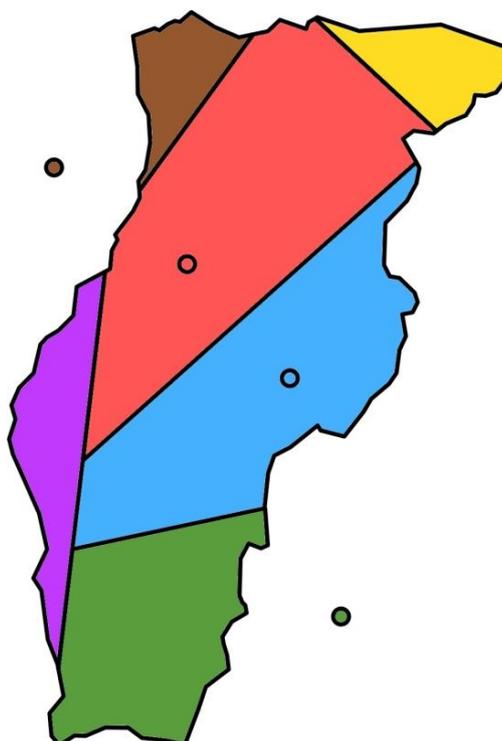


Figura 4 – Áreas de influência

Tabela 5 – Área de influência de cada posto udométrico

	Área (km ²)	C _{inf}
Alturas do Barroso	9,60	0,08
Barracão	38,91	0,35
Boticas	19,87	0,18
Cervos	30,94	0,28
Gralhós	5,43	0,05
Soutelinho da Raia	6,32	0,06
TOTAL	111,08	1,00

Desta forma é, então, possível determinar a série de dados de precipitação diária máxima anual referentes à bacia hidrográfica para os anos de 1956-1995. Para isso, multiplicam-se as séries referentes a cada posto udométrico pelo respetivo coeficiente de influência, C_{inf}. Somando todos os postos ponderados obtém-se a precipitação em toda a bacia. Na Tabela 6 apresenta-se a série de precipitações diárias máximas anuais referentes aos postos udométricos utilizados e referentes à totalidade da bacia, calculada pelo método das áreas de influência.

Tabela 6 – Precipitações diárias máximas anuais em cada posto udométrico e precipitação global na bacia hidrográfica

Ano	A. Barroso	Barracão	Boticas	Cervos	Gralhós	S. Raia	GLOBAL
1956	88,8	56,8	61,7	41,8	70,2	49,1	56,5
1957	128,7	65,8	71,1	58,0	74,8	73,0	70,9
1958	99,4	68,0	85,6	75,0	63,6	106,2	77,8
1959	80,5	91,8	67,4	83,0	75,0	165,0	87,4
1960	104,0	135,0	70,4	57,0	81,2	116,0	95,3
1961	136,0	108,5	96,2	83,2	139,6	133,0	104,5
1962	128,9	66,0	66,9	57,2	50,0	103,0	70,5
1963	90,2	85,0	73,8	75,0	68,2	192,0	85,9
1964	92,2	72,5	80,8	72,0	68,2	162,0	80,4
1965	92,3	100,2	94,0	90,0	76,5	101,5	94,5
1966	88,5	77,2	60,8	64,0	58,1	53,0	69,3
1967	80,3	59,2	68,9	50,0	58,5	50,2	59,7
1968	84,5	77,0	81,1	60,0	72,9	74,5	73,3
1969	78,0	46,5	73,1	68,0	70,0	57,5	61,7
1970	72,0	57,2	51,1	80,0	40,1	36,4	61,7
1971	87,0	48,5	50,9	40,2	49,8	59,3	50,6
1972	73,8	60,0	75,6	62,5	53,2	42,3	63,3
1973	80,0	72,0	61,3	50,0	65,3	38,5	62,4
1974	96,0	86,0	98,7	90,0	71,6	30,0	86,4
1975	53,3	35,0	59,1	53,0	43,2	60,0	47,7
1976	108,0	61,0	68,6	65,5	72,0	80,3	69,3
1977	135,0	68,5	96,8	94,0	64,3	68,0	86,2
1978	124,2	125,0	103,2	106,0	95,5	134,0	114,8
1979	59,0	37,0	44,0	47,0	35,0	104,0	46,7
1980	82,0	60,0	60,6	63,5	65,0	36,3	61,9
1981	82,0	88,0	76,1	81,0	32,0	65,0	79,4
1982	92,0	126,0	49,9	63,5	47,8	49,5	83,9
1983	69,5	62,0	46,7	55,0	60,4	72,0	58,5
1984	96,2	99,0	85,4	63,0	50,0	48,0	81,0
1985	140,0	80,0	81,5	128,0	90,6	34,0	96,7
1986	76,2	56,8	47,1	46,0	42,5	30,0	51,5
1987	125,0	35,3	132,0	90,5	104,0	45,0	79,6
1988	51,5	34,8	42,6	36,2	36,0	24,0	37,5
1989	106,8	78,5	82,0	75,0	81,0	58,3	79,6
1990	69,0	117,4	45,2	39,0	47,0	42,4	70,8
1991	70,8	93,6	64,2	51,5	46,0	42,3	69,4
1992	56,5	45,6	54,3	35,2	45,0	32,0	44,4
1993	112,3	72,4	97,6	73,2	68,0	55,5	79,4
1994	63,0	60,0	58,1	55,3	80,0	38,8	58,4
1995	65,3	62,3	96,2	60,0	70,0	72,1	68,9

2.3.4. Análise estatística e estimativa da precipitação diária máxima anual para o período de retorno de projeto

Para a definição do período de retorno de projeto, foi considerado o estipulado pelas NPB – Portaria n.º 846/93. Tratando-se do estudo de uma barragem em aterro com altura entre 15 e 50 m, as NPB impõem um período de retorno para a cheia de projeto de 1000 anos, conforme o anexo à alínea h) do n.º 3 do artigo 6º que se apresenta no Anexo 1.

Para o cálculo da precipitação diária máxima anual com período de retorno de 1000 anos, recorre-se a leis estatísticas de distribuição de probabilidades. Segundo Naghettini e Portela (2011), existem várias leis estatísticas passíveis de serem utilizadas neste tipo de estudos, como as leis de Gumbel, Pearson III, Log-Pearson III, Normal, Log-Normal ou Galton, Weibull ou a Generalizada de Valores Extremos – GEV. Note-se que é comum referir-se à lei de Gumbel Max designando-a apenas por Gumbel. Esta é usada para estimar valores máximos, ao contrário da lei de Gumbel Min, a qual é usada para estimar valores mínimos. Foram utilizadas as leis Normal, Gumbel e Pearson III.

Tendo sido já determinada a série de precipitações diárias máximas anuais da bacia, foram calculados os respetivos descritores amostrais necessários para este estudo e os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 7.

Tabela 7 – Descritores amostrais

Média	71,94
Desvio Padrão	17,01
Variância	289,30
Mediana	70,61
Assimetria	0,23

De seguida ordenou-se a série amostral por ordem crescente e, para cada ordem i , calculou-se a probabilidade de não-excedência, F , o correspondente período de retorno, T , e a respetiva normal reduzida, Z , usando as expressões (4), (5) e (6), respetivamente.

$$F = \frac{i}{N + 1} \quad (4)$$

$$T = \frac{1}{1 - F} \quad (5)$$

$$Z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} \quad (6)$$

sendo,

- i – Número de ordem da amostra;
- N – Número total de dados amostrais;
- x – Valor de um dado da amostra;
- \bar{x} – Média da amostra;
- σ – Desvio padrão da amostra.

Posteriormente calcularam-se os fatores de probabilidade, K , referentes a cada lei estatística, através das expressões (7), (8), (9) e (10).

$$K_{Normal} = W - \frac{2,515517 + 0,802853 \times W + 0,01032 \times W^2}{1 + 1,432788 \times W + 0,189269 \times W^2 + 0,001308 \times W^3} \quad (7)$$

$$W = \sqrt{\ln T^2} \quad (8)$$

$$K_{Gumbel} = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,577216 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (9)$$

$$K_{Pearson III} = \frac{2}{g_x} \left\{ \left[\left(K_{Normal} - \frac{g_x}{6} \right) \frac{g_x}{6} + 1 \right]^3 - 1 \right\} \quad (10)$$

sendo,

- T – Período de retorno;
- g_x – Coeficiente de assimetria.

Os valores de precipitação estimados por estas leis calculam-se de acordo com a expressão (11).

$$\hat{x} = \bar{x} + K_{Dist} \times \sigma \quad (11)$$

sendo,

- \hat{x} – Valor estimado;
- \bar{x} – Média da amostra;
- σ – Desvio Padrão.

A cada registo de precipitação diária máxima anual está associado uma determinada probabilidade de não-excedência. Com base nessas probabilidades de não-excedência calculou-se a distribuição de precipitações diárias máximas anuais para as leis Normal, Gumbel e Pearson III. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 8.

Tabela 8 – Precipitações estimadas por leis Normal, Gumbel e Pearson III (mm)

Precipitação	Normal	Gumbel	Pearson III
37,5	41,2	46,9	42,7
44,4	45,3	49,6	46,3
46,7	48,2	51,5	48,9
47,7	50,6	53,1	51,0
50,6	52,6	54,4	52,9
51,5	54,4	55,6	54,5
56,5	56,1	56,7	56,0
58,4	57,6	57,8	57,4
58,5	59,0	58,8	58,7
59,7	60,3	59,7	60,0
61,7	61,5	60,6	61,2
61,7	62,7	61,6	62,3
61,9	63,9	62,4	63,4
62,4	65,0	63,3	64,5
63,3	66,1	64,2	65,6
68,9	67,2	65,1	66,6
69,3	68,3	66,0	67,7
69,3	69,3	66,9	68,7
69,4	70,4	67,8	69,7
70,5	71,4	68,7	70,8
70,8	72,5	69,6	71,8
70,9	73,5	70,6	72,8
73,3	74,5	71,6	73,9
77,8	75,6	72,6	75,0
79,4	76,7	73,6	76,0
79,4	77,8	74,7	77,2
79,6	78,9	75,9	78,3
79,6	80,0	77,1	79,5
80,4	81,2	78,3	80,7
81,0	82,4	79,7	82,0
83,9	83,7	81,2	83,4
85,9	85,1	82,8	84,8
86,2	86,5	84,5	86,3
86,4	88,1	86,5	88,0
87,4	89,8	88,7	89,9
94,5	91,8	91,3	91,9
95,3	94,0	94,5	94,4

Precipitação	Normal	Gumbel	Pearson III
96,7	96,6	98,5	97,3
104,5	100,1	104,0	101,2
114,8	105,5	113,4	107,3

Para determinar qual a lei que melhor se ajusta à amostra, recorre-se à análise gráfica dos resultados obtidos. Os resultados apresentados na Tabela 8 traduzem-se graficamente na Figura 5.

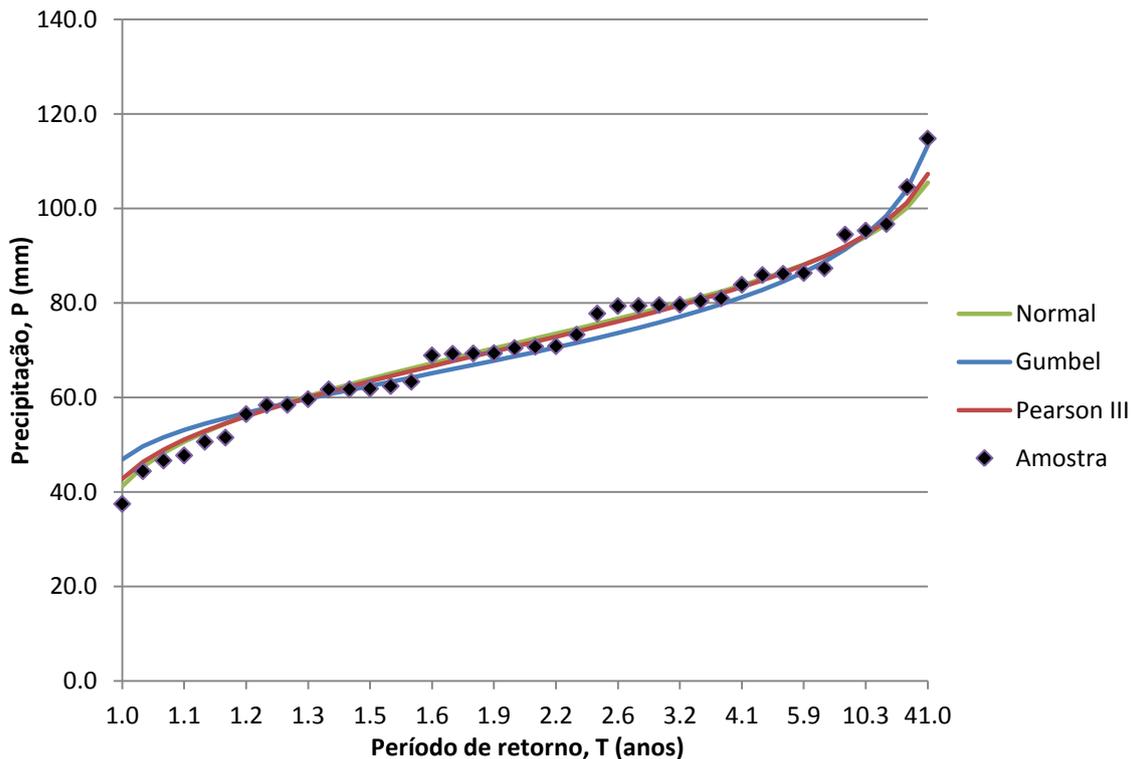


Figura 5 – Distribuição das precipitações estimadas

Analisando o gráfico verifica-se que as três leis se ajustam relativamente bem à amostra. No entanto, para os valores mais elevados de precipitação (com um maior período de retorno), a lei de Gumbel aparenta melhor ajustamento. Para verificação, aplicou-se o método dos mínimos quadrados aos 10 valores mais elevados e constatou-se que a lei de Gumbel se ajusta significativamente melhor do que as demais nesse intervalo. Os resultados da soma dos mínimos quadrados para os 10 valores mais elevados apresentam-se na Tabela 9.

Tabela 9 – Soma dos mínimos quadrados para os 10 maiores valores de estimativas de precipitações

Gumbel	Pearson III	Normal
37,7	85,3	126,3

Por se tratar precisamente de um estudo que visa estimar precipitações com um elevado período de retorno, considerar-se-á a lei de Gumbel.

Assim, calculou-se o fator de probabilidade para um período de retorno de 1000 anos através da expressão (9) e obteve-se a estimativa da precipitação através da expressão (11). Os resultados são apresentados na Tabela 10. A precipitação diária máxima anual estimada para um período de retorno de 1000 anos tem o valor de 156 mm.

Tabela 10 – Precipitação com T=1000 anos estimada por Gumbel

T (anos)	K _{Gumbel}	P (mm)
1000	4,936	156

2.3.5. Precipitação de projeto

Para se calcular a cheia de projeto é necessário calcular previamente a precipitação de projeto. Segundo Portela (2005), esta deve ter duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica, para que toda a área da bacia contribua para o escoamento e, assim, se possa obter o caudal de ponta de cheia. A precipitação de projeto é calculada tendo como base a precipitação diária máxima anual para um período de retorno de 1000 anos, estimada na alínea anterior. Para a calcular recorre-se à expressão (12).

$$P_{BH_t}^T = \frac{P_t}{P_{24}} \times P_{BH_{24}}^T \quad (12)$$

sendo,

- $P_{BH_t}^T$ – Precipitação com duração t e período de retorno T ocorrida na bacia hidrográfica;
- P_t – Precipitação ocorrida com duração de t horas;
- P_{24} – Precipitação ocorrida com duração de 24 horas;
- $P_{BH_{24}}^T$ – Precipitação diária máxima anual ocorrida na bacia hidrográfica para um período de retorno T.

Nota: O valor $\frac{P_t}{P_{24}}$ designa-se por coeficiente de repartição

2.3.5.1. Curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF)

O coeficiente de repartição pode ser calculado aplicando as curvas de intensidade-duração-frequência (IDF), apresentadas por Brandão et al. (2001), as quais relacionam os três parâmetros que lhes dão nome. A relação traduz-se através da expressão (13).

$$i = a \times t^b \quad (13)$$

sendo,

- i – Intensidade da precipitação em mm/h;
- a, b – Parâmetros das curvas IDF;
- t – Duração da precipitação em horas.

Os parâmetros a e b variam consoante o posto udométrico e o tempo de retorno. Os seus valores podem ser consultados no Anexo 2. De entre os postos udométricos mencionados no Anexo 2, o que se encontra mais próximo da bacia hidrográfica em estudo é o posto de CHAVES e serão usados, portanto, os parâmetros referentes a esse posto. Na Tabela 11 apresentam-se os valores a e b para diferentes durações e para um período de retorno de 1000 anos.

Tabela 11 – Parâmetros a e b das curvas IDF

Duração	a	b
5 a 30 min	542,72	-0,610
30 min a 6 h	1424,60	-0,853
6 a 48 h	295,54	-0,601

Uma vez que o tempo de concentração, t_c , da bacia é de 8 h e a precipitação de projeto tem a duração de t_c , foram usados os valores referentes a durações de 6 a 48 h.

Recorrendo à expressão (13) e com os valores obtidos pela Tabela 11, calcularam-se as intensidades de precipitação e respetivas precipitações com as durações de t_c e de 24 h, as quais se apresentam na Tabela 12.

Tabela 12 – Intensidades e precipitações para 8 e 24h

	8 h	24 h
i (mm/h)	7,2	3,7
P (mm)	57,8	89,7

Assim, calculou-se o coeficiente de repartição e a precipitação de projeto, recorrendo para isso à expressão (12). Na Tabela 13 apresentam-se os resultados para o coeficiente de repartição e para a precipitação de projeto. A precipitação de projeto tem o valor de 100,6 mm.

Tabela 13 – Coeficiente de repartição e precipitação de projeto

Coeficiente de repartição, P_t/P_{24}	Precipitação de projeto, P_{BHt}^T (mm)
0,65	100,6

2.3.6. Hietogramas de projeto

A construção dos hietogramas de projeto é o último passo para obter hidrogramas de cheia. Neste estudo são apresentados três hietogramas, o primeiro com duração igual ao tempo de concentração e de intensidade uniforme – hietograma A, o segundo com duração igual ao tempo de concentração e de intensidade variável – hietograma B – e um terceiro hietograma de intensidade uniforme e com o dobro da duração do tempo de concentração – hietograma C.

O hietograma A é o mais simples, sendo a sua duração de 8 horas e a sua intensidade calculada através da divisão da precipitação de projeto pelas 8 horas de duração, resultando numa distribuição uniforme. O hietograma A apresenta-se na Tabela 14.

Tabela 14 – Hietograma A

t (h)	P (mm)	i (mm/h)
0-8	100,6	12,6

Sendo o hietograma B de intensidade variável, foi repartido em 4 blocos com duração de 2 h, conforme recomenda Portela (2000). De acordo com a mesma autora, a adoção de blocos alternados em detrimento de blocos de intensidade crescente ou decrescente leva à obtenção de maiores caudais de ponta de cheia. Os blocos deste hietograma foram também organizados de forma a concentrar a maior parte da precipitação na zona central, para que o caudal de ponta de cheia daí resultante fosse mais elevado, obtendo-se uma situação mais condicionante.

Para a construção do hietograma B calculou-se, em primeiro lugar, as precipitações com durações de 2, 4 e 6 h para um período de retorno de 1000 anos. Este cálculo foi efetuado de forma análoga ao da precipitação com duração de 8 h, e os resultados apresentam-se na Tabela 15.

Tabela 15 – Precipitações com durações de 2, 4 e 6 h e com T=1000 anos

Duração	2 h	4 h	6 h
i (mm/h)	24,0	13,3	9,4
P_t (mm)	48,0	53,1	56,4
P_t / P₂₄	0,54	0,59	0,63
P (T,t)	83,4	92,4	98,1

Com base na informação da Tabela 15 construiu-se o hietograma B, o qual se apresenta na Tabela 16.

Tabela 16 – Hietograma B

t (h)	P (mm)	i (mm/h)
0-2	7,3	0,9
2-4	8,5	1,1
4-6	79,4	9,9
6- 8	5,4	0,7
TOTAL	100,6	-

Este hietograma foi construído com base numa distribuição mais gravosa da precipitação, permitindo obter um hidrograma com maior caudal de ponta de cheia, sem exceder as precipitações críticas para o período de retorno de 1000 anos nos diversos blocos ou conjuntos de blocos e respetivas durações. Note-se que a precipitação 79,4 mm está muito próxima do valor de precipitação com duração de 2 h para T=1000 anos. Também a soma desse valor com a precipitação do intervalo de 2 h que o precede se encontra muito próximo do valor de precipitação com duração de 4 horas para T=1000 anos, verificando-se o mesmo para a soma das primeiras 6 h.

Para construir o hietograma C, foi necessário determinar a precipitação correspondente à sua duração, 16 h. Mais uma vez, o cálculo é análogo ao anteriormente mencionado. O hietograma C apresenta-se na Tabela 17.

Tabela 17 – Hietograma C

t (h)	P (mm)	i (mm/h)
0-16	132,6	8,3

2.3.7. Hidrogramas de cheia. Caudais de ponta de cheia

Os hidrogramas de cheia e respetivos caudais de ponta de cheia foram obtidos com recurso ao *software* HEC-HMS e aplicando o modelo do hidrograma unitário do SCS, produzido por USACE.

Em primeiro lugar, foi necessário determinar o número de escoamento, CN, da bacia hidrográfica. Este valor depende de fatores como o tipo de solo, a sua utilização, a cobertura vegetal e das condições de humidade, como menciona Portela (2005). Recorreu-se ao Anexo 3 e determinou-se que o número de escoamento para condições antecedentes de humidade (AMC) média, CN(II), é 60.

Contudo, o valor CN(II) não está de acordo com as condições que precedem a ocorrência de precipitações extremas. Segundo Correia (1984) in Portela (2005), antes de precipitações extremas, as condições antecedentes mais húmidas são as mais frequentes em Portugal Continental. Por essa razão, é necessário corrigir este valor. Segundo Chow et al. (1988), essa correção é feita recorrendo à expressão (14), obtendo-se assim o número de escoamento para as condições mais húmidas, CN(III).

$$CN(III) = \frac{23 CN(II)}{10 + 0,13 CN(II)} \quad (14)$$

Os valores de CN(II) e CN(III) apresentam-se na Tabela 18.

Tabela 18 – Números de escoamento

CN (II)	CN (III)
60	77,5

Tendo como base o valor do tempo de atraso mencionado anteriormente, o valor de CN(III) e os hietogramas A, B e C, aplicou-se o modelo SCS através do *software* HEC-HMS. Os hidrogramas de cheia daí resultantes apresentam-se na Figura 6. Os respetivos caudais de ponta de cheia apresentam-se na Tabela 19.

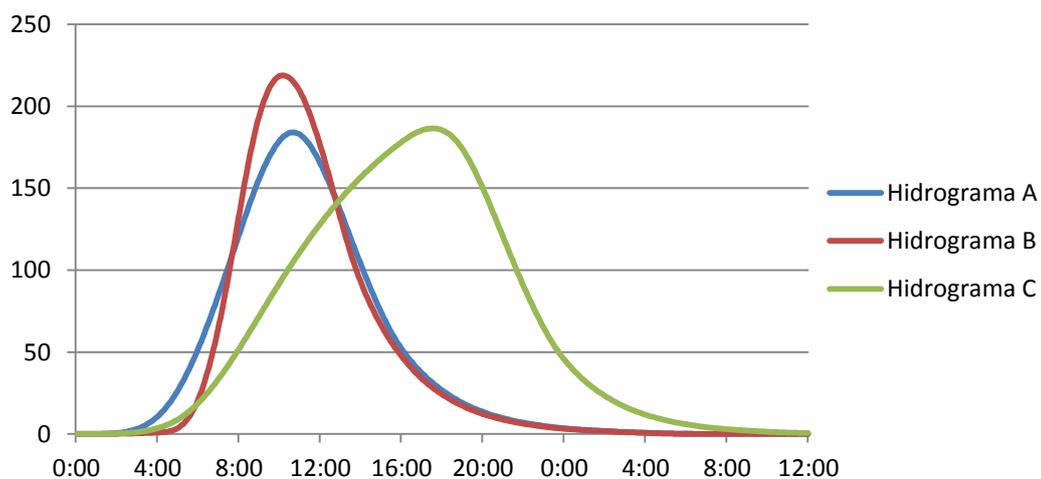


Figura 6 – Hidrogramas de cheia

Tabela 19 – Caudais de ponta de cheia de cada hidrograma

Hidrograma	Q_p (m³/s)
A	184,1
B	218,8
C	186,4

O caudal de ponta de cheia obtido no hidrograma B foi o mais elevado e, por conseguinte, o mais condicionante. Assim sendo, este é o hidrograma que deverá ser considerado, bem como o respetivo caudal de ponta de cheia.

2.4. Estimativa de caudal de ponta de cheia através dos registos de caudal

2.4.1. Considerações prévias

Para além da metodologia apresentada nas alíneas anteriores, também pode ser feita uma estimativa do caudal de ponta de cheia para um período de retorno de 1000 anos através da análise dos registos de caudal, obtidos em estações hidrométricas do SNIRH. Nesse caso, foi identificada uma estação hidrométrica localizada na bacia em estudo. Quando a bacia referente à estação hidrométrica e a bacia hidrográfica em estudo têm áreas diferentes, situação que é habitual, torna-se necessário realizar uma transformação de caudais entre as bacias, através da equação apresentada por Loureiro (1984). Posteriormente é efetuada uma análise estatística aos dados recolhidos, semelhante à análise realizada para as precipitações diárias máximas anuais, para determinar a lei estatística que melhor se ajusta à amostra. A lei estatística que melhor se ajustar é a que será usada para estimar o caudal de ponta de cheia para um período de retorno de 1000 anos.

2.4.2. Identificação da estação hidrométrica e recolha dos seus registos

A identificação da estação hidrométrica a utilizar neste método de cálculo foi efetuada através do SNIRH. Na bacia hidrográfica em estudo existe apenas uma estação hidrométrica, a estação de Vale Giestoso. Na Tabela 20 apresentam-se as características referentes à estação de Vale Giestoso, facultadas pelo próprio SNIRH.

Tabela 20 – Características da estação hidrométrica de Vale Giestoso

Nome	Área drenada (km²)	Altitude (m)	Código
Vale Giestoso	77,72	758	03K/01H

Na Tabela 21 é apresentada a série de dados de caudais instantâneos máximos anuais correspondentes a um período de 33 anos referentes aos anos hidrológicos de 1957 a 1989 na estação de Vale Giestoso.

Tabela 21 – Série de caudais instantâneos máximos anuais de Vale Giestoso

Ano	Q (m³/s)
1957	33,8
1958	55,2
1959	69,5
1960	55,2
1961	86,3
1962	59,5
1963	54,7
1964	22,6
1965	93,7
1966	51,8
1967	27,2
1968	63,2
1969	58,1
1970	31,1
1971	44,9
1972	38,7
1973	35,6
1974	16,5
1975	3,91
1976	39,7
1977	77,9
1978	114
1979	15,4
1980	4,9
1981	64,3
1982	26,8
1983	34,5
1984	59,0
1985	34,4
1986	19,0
1987	78,7
1988	10,3
1989	72,2

2.4.3. Transformação de caudais

Uma vez que a área da bacia da estação de Vale Giestoso não corresponde à área da bacia em estudo, é necessário proceder a uma transformação de caudais. A transformação de caudais entre as duas bacias é feita através da expressão (15) fornecida por Loureiro (1984).

$$\frac{Q}{Q_1} = \left(\frac{A}{A_1} \right)^\alpha \quad (15)$$

sendo,

- Q – Caudal na bacia hidrográfica em estudo;
- Q_1 – Caudal na bacia hidrográfica correspondente à estação de Vale Giestoso;
- A – Área da bacia hidrográfica em estudo;
- A_1 – Área da bacia hidrográfica referente à estação hidrométrica de Vale Giestoso;
- α – Parâmetro que depende da localização da bacia.

O parâmetro α é determinado recorrendo ao Anexo 4. Tratando-se da zona 1, este parâmetro toma o valor 0,807. Daqui resulta um fator de multiplicação com o valor de 1,33 para transformar a série de caudais. A nova série de caudais apresenta-se na Tabela 22.

Tabela 22 – Série de caudais transformados

Ano	Q (m ³ /s)
1957	45,1
1958	73,6
1959	92,7
1960	73,6
1961	115,1
1962	79,4
1963	73,0
1964	30,1
1965	125,0
1966	69,1
1967	36,3
1968	84,3
1969	77,5
1970	41,5
1971	59,9
1972	51,6
1973	47,5
1974	22,0
1975	5,2

Ano	Q (m ³ /s)
1976	53,0
1977	103,9
1978	152,1
1979	20,5
1980	6,5
1981	85,8
1982	35,8
1983	46,0
1984	78,7
1985	45,9
1986	25,3
1987	105,0
1988	13,7
1989	96,3

2.4.4. Estimativa do caudal de ponta de cheia com período de retorno de 1000 anos por via da análise estatística dos caudais instantâneos máximos anuais

No presente estudo, apresentou-se anteriormente um método de cálculo do caudal de ponta de cheia com período de retorno de 1000 anos através das precipitações diárias máximas anuais. Agora pretende-se estimar o caudal de ponta de cheia tendo como base a série de caudais instantâneos máximos anuais, calculados e apresentados na alínea anterior. Para isso, é necessário repetir o procedimento utilizado na alínea 2.3.4. Foi ordenada a série de caudais transformados e novamente utilizadas as leis estatísticas Normal, Gumbel e Pearson III. Os resultados dos caudais estimados por estas leis estatísticas são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Caudais estimados pelas leis Normal, Gumbel e Pearson III

Série	Normal	Gumbel	Pearson III
5,2	0,8	12,0	5,8
6,5	10,0	18,0	13,1
13,7	16,5	22,3	18,4
20,5	21,8	25,8	22,9
22,0	26,4	28,8	26,8
25,3	30,4	31,6	30,3
30,1	34,1	34,2	33,5
35,8	37,5	36,6	36,6
36,3	40,7	38,9	39,5
41,5	43,7	41,2	42,2
45,1	46,7	43,5	45,0
45,9	49,5	45,7	47,6

Série	Normal	Gumbel	Pearson III
46,0	52,2	47,9	50,2
47,5	54,9	50,1	52,8
51,6	57,5	52,3	55,3
53,0	60,2	54,6	57,9
59,9	62,8	56,9	60,5
69,1	65,4	59,3	63,1
73,0	68,0	61,8	65,7
73,6	70,7	64,3	68,4
73,6	73,4	67,0	71,2
77,5	76,1	69,8	74,0
78,7	79,0	72,8	77,0
79,4	81,9	76,0	80,2
84,3	85,0	79,4	83,5
85,8	88,3	83,2	87,0
92,7	91,9	87,4	90,9
96,3	95,7	92,1	95,1
103,9	100,0	97,6	99,9
105,0	104,8	104,3	105,5
115,1	110,7	112,7	112,3
125,0	118,3	124,3	121,3
152,1	129,8	143,9	135,5

Para se determinar a lei estatística que melhor se ajusta à amostra de caudais, efetua-se uma análise gráfica com base na Figura 7.

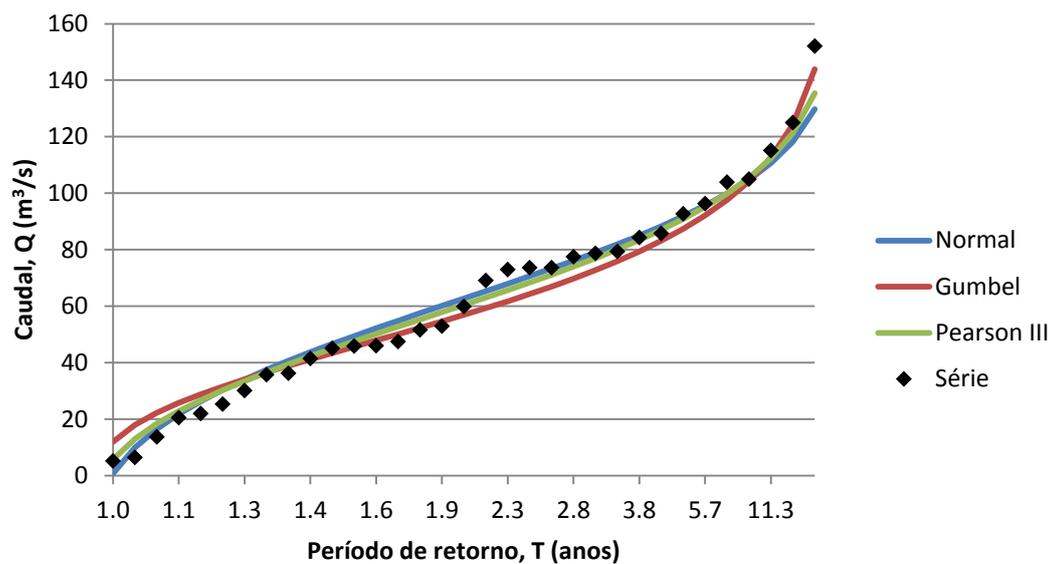


Figura 7 – Caudais estimados pelas leis Normal, Gumbel e Pearson III

Tal como na análise das estimativas das precipitações, as três leis ajustam-se razoavelmente bem à amostra. Contudo, uma vez que interessa analisar as estimativas para valores de caudal mais elevados, aplicou-se, novamente, o método dos mínimos quadrados para os 10 maiores valores estimados e verificou-se que a lei de Gumbel é a que melhor se ajusta a esse intervalo da amostra. Os resultados da aplicação do método dos mínimos quadrados apresentam-se na Tabela 24.

Tabela 24 – Soma dos mínimos quadrados para os 10 maiores valores de estimativas de caudais

Gumbel	Pearson	Normal
202,6	321,0	593,3

Uma vez que a lei de Gumbel é a que melhor se ajusta à amostra, esta foi utilizada para estimar o caudal de ponta de cheia para um período de retorno de 1000 anos.

Os resultados da estimativa de caudal instantâneo máximo anual e do respetivo fator de probabilidade para o referido período de retorno apresentam-se na Tabela 25.

Tabela 25 – Caudal instantâneo máximo anual para T=1000 anos estimado por Gumbel

Média	Desvio Padrão	K_{Gumbel}	$Q_{\text{Gumbel}} \text{ (m}^3/\text{s)}$
62,8	35,5	4,936	237,8

O caudal de ponta de cheia para um período de retorno de 1000 anos, estimado por via da análise dos registos de caudais instantâneos máximos anuais, é de 237,8 m³/s.

Loureiro (1984) também apresenta uma fórmula para se determinar o caudal de ponta de cheia com base nos coeficientes usados na transformação de caudais, sendo esta uma alternativa bastante expedita. Contudo, esta via deve ser utilizada apenas quando não existem dados hidrométricos ou quando estes são insuficientes, uma vez que os seus resultados são menos exatos. Por essa razão, não será utilizada para calcular o caudal de ponta de cheia no presente trabalho.

2.5. Identificação do caudal de ponta de cheia a adotar para o dimensionamento do descarregador de cheias

Os resultados dos caudais de ponta de cheia obtidos por via dos registos de precipitação (219 m³/s) e por via dos registos de caudais (238 m³/s) são relativamente próximos, o que confere alguma confiança aos resultados e indicia que estes podem estar próximos da realidade.

Neste caso, a estimativa do caudal de ponta de cheia por via dos registos de precipitação proporcionou a obtenção do respetivo hidrograma de cheia, ao contrário da estimativa por via dos registos de caudais. Por essa razão, adotou-se o caudal de ponta de cheia calculado através dos registos de precipitações ($219 \text{ m}^3/\text{s}$) e será com esse valor que se irá trabalhar, posteriormente, no dimensionamento do descarregador de cheias.

O hidrograma de cheia adotado é o hidrograma B, calculado na alínea **2.3.7**, e apresenta-se na Figura 8.

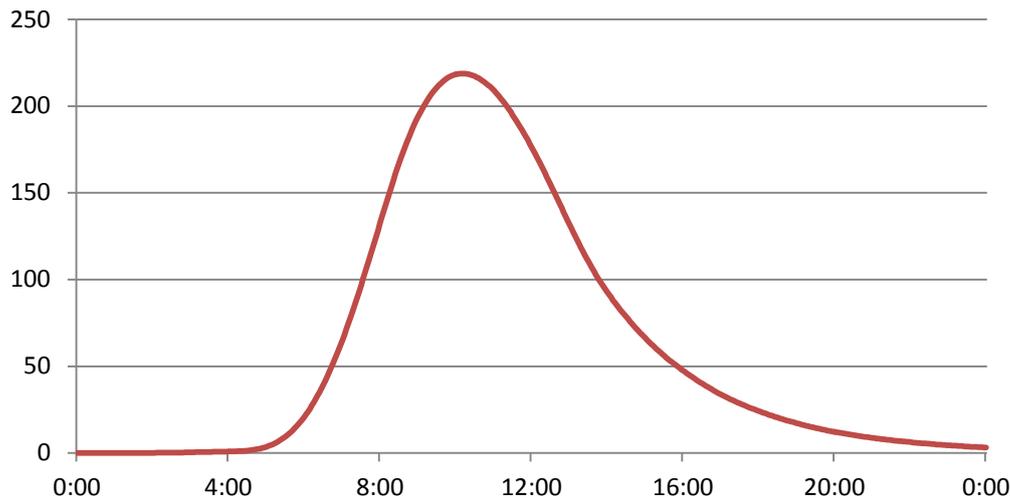


Figura 8 – Hidrograma de projeto

2.6. Caudal modular

Tendo em vista o cálculo do caudal modular e a construção da curva de duração média anual do caudal médio diário, recorreu-se, novamente, ao SNIRH para recolha de uma série de dados relativos ao caudal médio diário. A série de dados recolhida é referente à estação hidrométrica de Vale Giestoso e compreende os anos hidrológicos de 1957 a 2010, inclusive, perfazendo um total de 54 anos de dados.

Uma vez que a bacia em estudo e a bacia referente à estação hidrométrica têm áreas diferentes, é necessário proceder a uma transformação de caudais, semelhante à realizada anteriormente, para se estimar os caudais médios diários ocorridos na bacia em estudo. Tal como anteriormente, o fator decorrente da expressão de Loureiro (1984) é 1,33.

Para a construir a curva de duração média anual do caudal médio diário, agregou-se as 54 séries anuais de caudais transformados numa única série ordenada, tendo-se obtido a curva de duração que se apresenta na Figura 9.

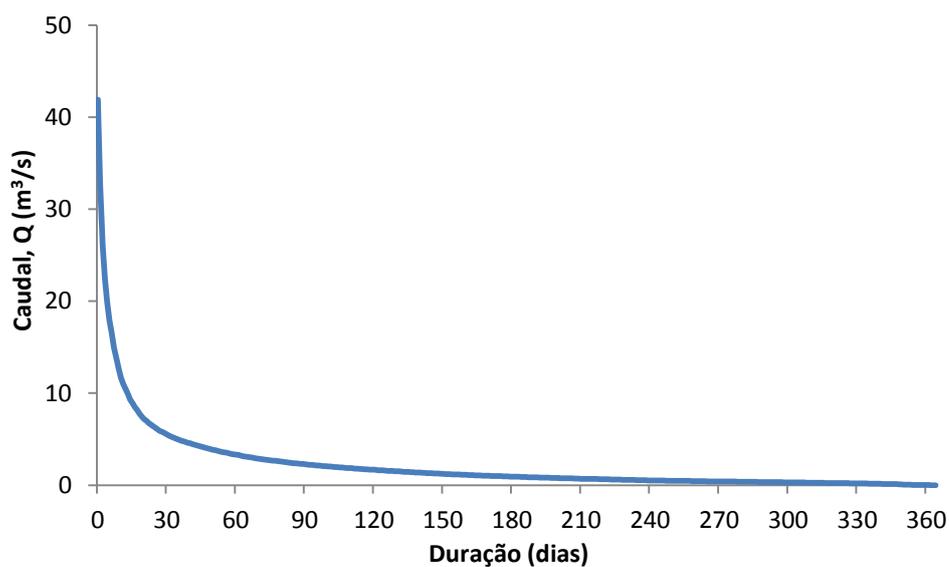


Figura 9 – Curva de duração média anual do caudal médio diário

Para se determinar o caudal modular, calculou-se, em primeiro lugar, o volume anual médio e, em segundo lugar, o caudal modular através da expressão (16).

$$Q_{mod} = \frac{V_{anual\ médio}}{365 \times 24 \times 3600} \quad (16)$$

Os valores obtidos apresentam-se na Tabela 26.

Tabela 26 – Valores de volume anual médio e caudal modular

Volume anual médio (m³)	Caudal modular (m³/s)
7,2x10 ⁷	2,28

O caudal modular é excedido, em média, 90 dias por ano.

3. Caracterização da barragem e da albufeira

3.1. Barragem

Antes da realização do anteprojeto do descarregador de cheias é necessário caracterizar a barragem para a qual é realizado este estudo. Trata-se de uma barragem de aterro a ser implantada na secção do rio com cota de 710 m, com o coroamento da barragem à cota de 750 m, pelo que a altura é de cerca de 40 m. Os seus paramentos, tanto a montante como a jusante, têm um declive de 1/2,3. O coroamento tem comprimento aproximado de 76 m. A planta geral da barragem pode ser consultada nas peças desenhadas, em anexo.

A cota à qual estará implantada a crista do descarregador será definida posteriormente, quando for abordado o tema da folga. A galeria de restituição, que conduz a água para jusante da barragem, estará implantada sob a barragem, assente na fundação. No fim desta galeria existirá uma estrutura de dissipação de energia.

De acordo com as NPB, a largura do coroamento “deve ser justificada em função da altura e importância da obra, do risco sísmico do local, da natureza dos materiais a empregar, da configuração da linha de saturação com a albufeira cheia, das condições práticas de construção e das exigências da circulação viária prevista.” Diversos autores apresentam fórmulas simplificadas para o cálculo da largura do coroamento. Segundo Preece (1938) in Senturk (1994), esta pode ser calculada através da expressão (17).

$$L = 1,1 \times \sqrt{h} + 1 \quad (17)$$

sendo,

- L – Largura do coroamento (m);
- h – Altura da barragem (m).

Admitiu-se a referida fórmula para o cálculo da largura do coroamento neste trabalho. Dela resulta um valor 7,96 m, pelo que se adotou uma largura de 8 m para o coroamento. Este valor cumpre o limite mínimo estipulado pelas NPB, que é 3 m.

No talude de jusante, à cota 730 m, existe uma banquetta com 3 m de largura para fins de inspeção da barragem e drenagem da água que se escoia sobre o paramento durante a ocorrência de precipitação.

3.2. Albufeira

Os níveis de máxima cheia (NMC) e de pleno armazenamento (NPA) serão determinados aquando do dimensionamento do descarregador de cheias, no capítulo 4. O NMC dependerá do descarregador a adotar e corresponderá ao nível de água máximo registado na albufeira para a cheia de projeto, enquanto o NPA corresponderá à cota à qual estará situada a crista do descarregador. Uma vez definido o NMC será determinada a folga entre este e o coroamento da barragem.

O cálculo do nível mínimo de exploração (NME) requer um estudo sobre a deposição de sedimentos na albufeira, que não faz parte do presente estudo. Por essa razão, não é apresentado o valor do NME.

Na alínea 4.4.5. serão realizadas simulações para estudar o amortecimento da cheia de projeto, o que permitirá determinar o NMC. Para isso, é fundamental conhecer a relação entre o volume armazenado e a cota de água na albufeira. Essa relação é dada pela curva de volumes armazenados, a qual se apresenta na Figura 10. A topografia do local foi adaptada para o presente trabalho.

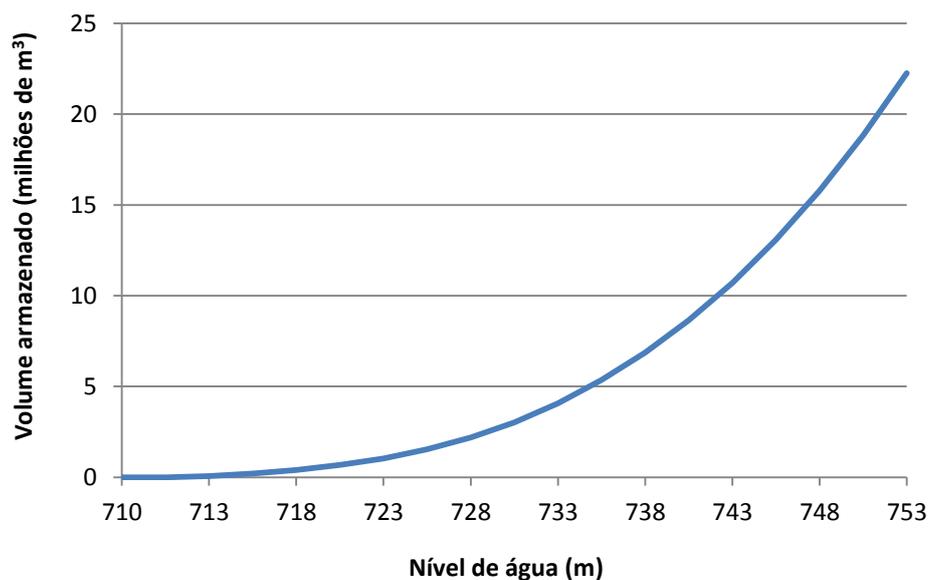


Figura 10 – Curva de volumes armazenados

4. Descarregador de cheias em poço

4.1. Considerações prévias

Durante uma cheia, para fazer face ao excedente de água que aflui a uma albufeira e que não pode ser armazenado, é necessária a existência de um órgão hidráulico que escoe esse excedente para jusante da barragem de forma segura, evitando o galgamento da barragem e, por conseguinte, danos materiais ou o colapso da mesma. Esse órgão hidráulico é o descarregador de cheias. Se em barragens de betão o galgamento pode não constituir uma ameaça grave à integridade da estrutura da barragem, o mesmo não é verdade para uma barragem de aterro, como é referido por United States Bureau of Reclamation (1987). Caso ocorra o colapso de uma barragem, pode originar-se uma situação catastrófica que coloque em risco vidas humanas e que cause enormes danos materiais. Por essa razão, o descarregador de cheias tem uma importância acrescida em projetos de barragens de aterro, como é o caso deste trabalho. O descarregador de cheias deve ser, por isso, concebido de forma poder escoar uma parte do caudal afluente e impedir o galgamento da barragem, tendo como base o valor do caudal de ponta de cheia para o período de retorno pretendido.

Neste trabalho será apresentado um anteprojecto de um descarregador de cheias em poço vertical de soleira circular, seguido de uma galeria com escoamento em superfície livre sob a barragem e com estrutura de dissipação de energia no final da mesma. Na Figura 11 estão representados, de uma forma ilustrativa, os elementos de um descarregador em poço.

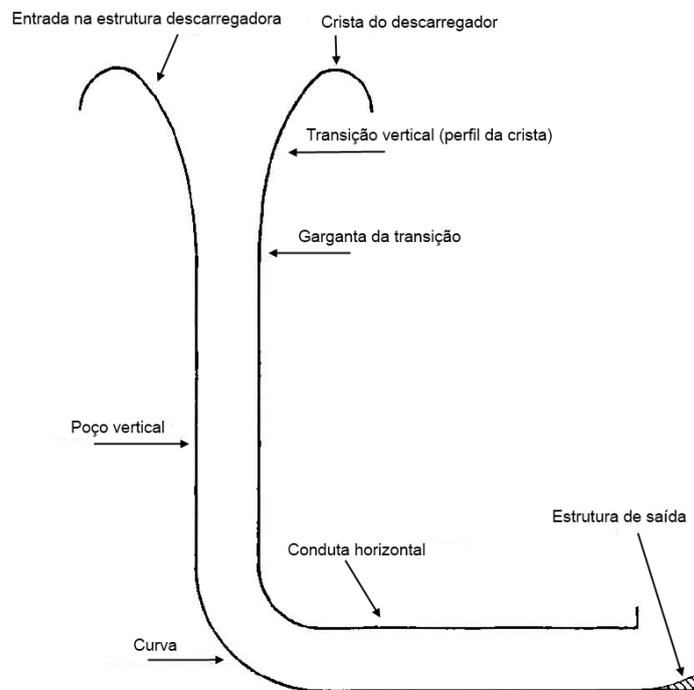


Figura 11 – Elementos de um descarregador em poço (adaptado de Mussali, 1969)

O descarregador em poço é uma solução mais comum em barragens de aterro. Algumas das suas características representam vantagens interessantes quando comparadas com outros tipos de descarregadores. Mussali (1969) refere que descarregadores em poço representam uma solução prática para barragens implantadas em locais estreitos, com pouco espaço e com encostas íngremes. O mesmo autor refere que, por razões de segurança e de ordem económica, estes descarregadores se situam, preferencialmente, longe da barragem, o que representa uma vantagem sobre descarregadores integrados na estrutura da barragem devido aos problemas de vibrações que podem advir de descargas sobre ou através de uma barragem.

O facto de se evitar a implantação de um descarregador sobre o aterro, podendo originar assentamentos diferenciais, e consequentes danos no canal descarregador, e problemas de percolação (Pinheiro, 2005a), contribui para que o descarregador em poço seja uma solução segura e, assim, seja mais usual a sua utilização em barragens de aterro. Também o facto de ocupar pouco espaço em planta e de permitir a entrada de água em todo o perímetro da crista do descarregador contribui para que se consiga uma capacidade de vazão elevada para a área ocupada. Por fim, tem a vantagem de ser possível aproveitar a galeria/túnel para servir como desvio provisório durante a construção da barragem (Pinheiro, 2005a), o que permite reduzir o custo da obra.

Por outro lado, de um modo geral, é difícil aplicar comportas neste tipo de descarregadores, especialmente tratando-se de um descarregador de crista circular, devido às dificuldades construtivas que estes suscitam, ao difícil acesso e aos desafios hidráulicos que se levantam. Contudo, há alguns exemplos com a aplicação de comportas em descarregadores em poço como, por exemplo, na barragem de Big Dalton, EUA, conforme se apresenta na Figura 12.



Figura 12 – Descarregador da barragem de Big Dalton, EUA (Hydraulic Design Handbook, 1999)

O poço pode ser construído inclinado, ao invés de vertical. Tal decisão pode depender da topografia e da geologia do local, de questões de natureza hidráulica ou de questões de ordem económica.

No dimensionamento do descarregador devem ser consideradas as vantagens e desvantagens de cada solução equacionada, nomeadamente se se pretende um descarregador que permita maximizar o volume armazenado na albufeira ou, por outro lado, um descarregador que favoreça o amortecimento de cheia.

No primeiro caso, interessará dimensionar o descarregador de forma a que este tenha uma grande capacidade de vazão, reduzindo a carga sobre a crista, permitindo assim que esta se situe numa cota mais elevada e, desta forma, se consiga um NPA mais elevado sem necessidade de aumentar a cota do coroamento da barragem.

No segundo caso, interessará um descarregador com menor capacidade de vazão, resultando num aumento da carga sobre a crista e, por conseguinte, do NMC, limitando o volume armazenado na albufeira por via de uma menor cota do NPA.

Um maior amortecimento de cheias pode ser conseguido pelo afogamento do poço. No entanto, em barragens de aterro, a descarga em superfície livre e controlada pela crista deve ser privilegiada, a fim de evitar o galgamento da barragem e a sua destruição.

A vazão varia consoante o perímetro da crista do descarregador. Quanto maior o perímetro, maior será o caudal efluente e menor será o amortecimento do caudal de ponta de cheia (Pinheiro, 2005a).

Nas alíneas seguintes, serão estudados alguns aspetos como o dimensionamento da soleira descarregadora, a transição entre a soleira descarregadora e o poço vertical, a curva de transição entre o poço e a galeria, a galeria, a estrutura de dissipação de energia e o amortecimento de cheia.

4.2. Secção de controlo

4.2.1. Secção de controlo na crista do descarregador

Segundo USBR (1987), o projeto de descarregadores em poço pode contemplar 3 situações distintas, no que diz respeito à secção de controlo. A situação mais frequente corresponde ao controlo na crista do descarregador, em que o caudal efluente depende apenas da forma da soleira descarregadora e da carga sobre esta. Nesta situação o escoamento ocorre sempre em superfície livre, tanto no poço como na galeria. Desta forma, existe maior segurança no aumento do nível da água na albufeira e evitam-se escoamentos sob pressão. Na Figura 13 apresenta-se, de uma forma esquemática, o cenário descrito.

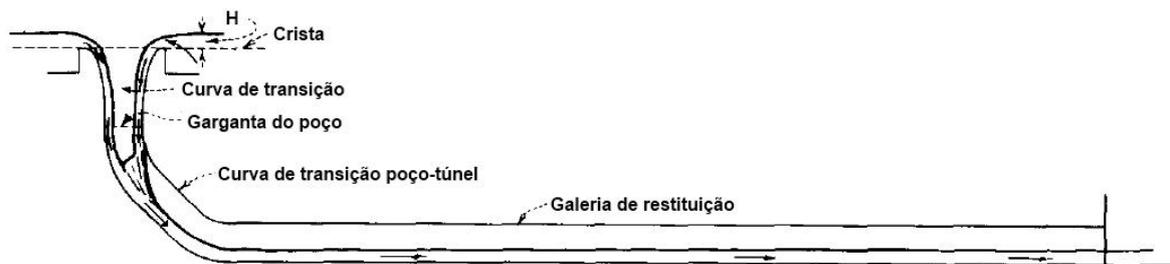


Figura 13 – Cenário de controlo na crista (adaptado de USBR, 1987)

4.2.2. Secção de controlo na garganta

Nesta situação, a água proveniente da soleira descarregadora acaba por preencher a secção transversal do poço na sua totalidade, atingindo-se a vazão de afogamento e submergindo a crista. Apesar de a garganta ter escoamento com secção cheia, a galeria mantém-se com escoamento em superfície livre. Assim, o caudal é calculado como se se tratasse de um escoamento através de um orifício. Na Figura 14 apresenta-se, de uma forma esquemática, o cenário que tem a garganta como secção de controlo.

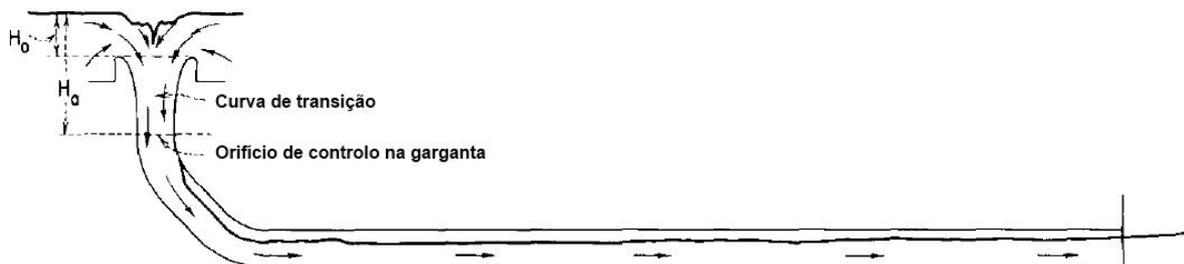


Figura 14 – Cenário de controlo na garganta (adaptado de USBR, 1987)

4.2.3. Secção de controlo na galeria

Quando o escoamento se realiza sob pressão em toda a extensão do descarregador, a secção de controlo desloca-se para o fim da galeria e o caudal escoado fica dependente da secção da galeria e da carga acumulada na albufera. Na Figura 15 está representada a situação descrita.

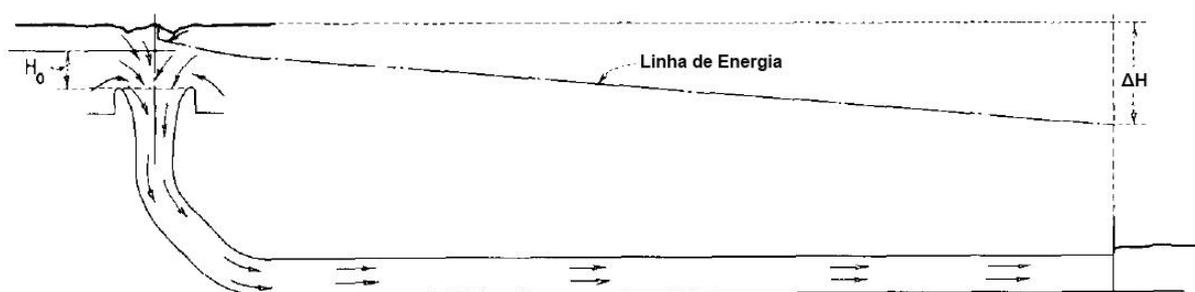


Figura 15 – Cenário de controle na galeria (adaptado de USBR, 1987)

Segundo Mussali (1969), são três as principais vantagens associadas a esta situação. Em primeiro lugar, refere que a água que chega ao fundo do poço desloca-se com elevada velocidade e que, ao encontrar velocidades mais baixas na galeria, estando esta totalmente preenchida, não se verifica a formação de ressalto hidráulico com considerável dissipação de energia, evitando-se, por essa razão, potenciais danos na galeria. Em segundo lugar, refere que a erosão da estrutura provocada pela fricção em escoamentos turbulentos com elevadas velocidades é menor em galerias cheias, dado que “a dissipação de energia varia quase com a potência cúbica da velocidade” e que a velocidade em galerias cheias é menor do que nas parcialmente cheias. Em terceiro lugar, refere que escoamentos com velocidades elevadas tendem a produzir cavitação.

4.2.4. Considerações sobre a secção de controlo

Antes de se avançar para a fase de dimensionamento, há que realçar a intenção e a importância de garantir que o escoamento seja controlado na crista do descarregador. Um eventual afogamento do poço implica uma mudança na secção de controlo do escoamento que, segundo autores como Fais (2007) e Mussalli (1969), pode ser repentina e acompanhada de vibrações causadas pela instabilidade do escoamento. Além disso, o afogamento do poço cria pressões ao longo da parede interna do mesmo (Genovez, 2000). Para evitar estas situações, o escoamento deve ocorrer à pressão atmosférica em toda a extensão do descarregador, dispondo-o de áreas de secção maiores do que as necessárias ao escoamento da água.

No presente trabalho, pretende-se que o escoamento seja controlado na crista do descarregador, como recomenda Genovez (2000).

4.3. Curva de vazão típica num descarregador em poço

A curva de vazão de um descarregador em poço tipo tulipa pode ser, genericamente, representada como se mostra na Figura 16.

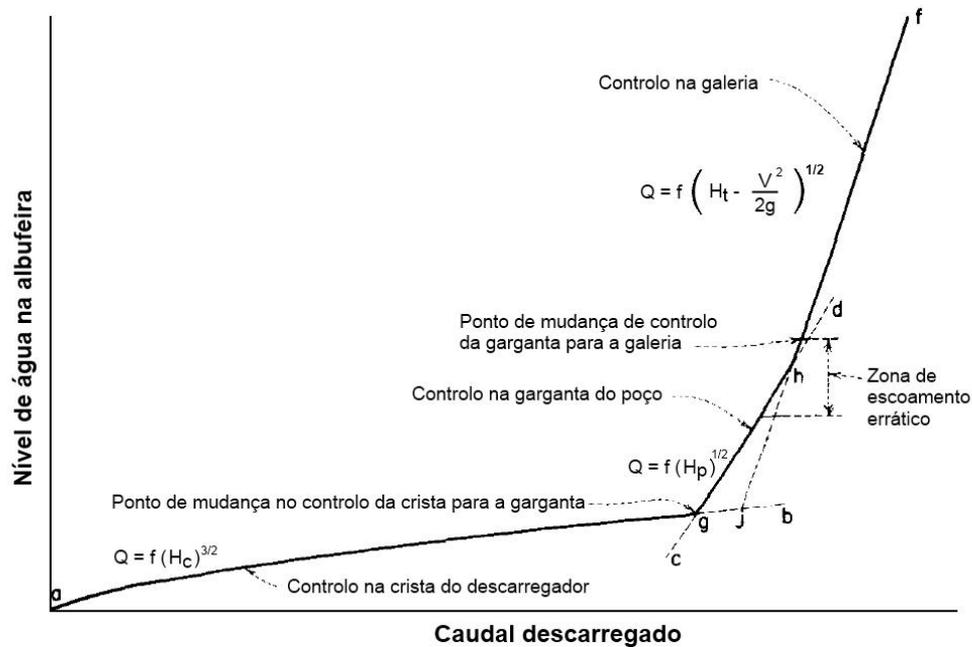


Figura 16 – Curva de descarga típica de descarregadores em poço (adaptado de USBR, 1987)

Este gráfico mostra como varia a relação entre o aumento da carga sobre a tulipa e o caudal. Verifica-se que, tendo como secção controlo a crista do descarregador, o caudal aumenta significativamente para pequenos incrementos de carga. Nessa fase, o caudal é função da carga hidráulica sobre a crista do descarregador e toma a forma da expressão (18).

$$Q = f (H_c)^{3/2} \quad (18)$$

sendo,

- H_c – Carga acima da crista do descarregador.

Com a passagem do controlo para a garganta, ocorrência verificada quando se atinge o ponto g do gráfico acima, um incremento na carga hidráulica tem agora um reflexo menos significativo no aumento da vazão. Por se tratar de um escoamento por um orifício, o caudal toma a forma da expressão (19)

$$Q = f (H_g)^{1/2} \quad (19)$$

sendo,

- H_g – Carga acima da garganta.

Quando ocorre a mudança do controlo para a secção final da galeria, ponto h do gráfico, o escoamento torna-se ainda mais restringido, uma vez que se tornam necessários incrementos avultados na carga hidráulica para produzirem efeitos significativos na vazão verificada. Nesta fase, a lei de vazão toma a forma da expressão (20).

$$Q = f \left(H_t - \frac{V^2}{2g} \right)^{1/2} \quad (20)$$

sendo,

- H_t – Carga sobre o túnel;
- $\frac{V^2}{2g}$ – Parcela correspondente à perda de carga total.

Segundo USBR (1987), os pontos g e h ocorrem quando o quociente H_c/R se aproxima dos valores de 0,45 e 1,00, respetivamente.

Assim, é possível compreender de que maneira o dimensionamento de um descarregador em poço pode afetar a vazão e a elevação do nível de água numa albufeira. Também se constata, por exemplo, que fazendo variar as dimensões do poço se consegue facilitar ou dificultar o afogamento do descarregador, movendo o ponto g para a esquerda ou para a direita, respetivamente.

O facto de, após o afogamento, pequenos incrementos de caudal resultarem num acréscimo significativo do nível de água na albufeira, reforça a necessidade de impor o controlo na crista caso se trate de barragens de aterro, uma vez que o seu galgamento pode representar um risco elevado para a sua integridade e, por conseguinte, um risco para a segurança das povoações a jusante. Contudo, apesar deste risco, não foi encontrada qualquer regulamentação que imponha a condição de controlo na crista no caso de barragens de aterro.

4.4. Dimensionamento da soleira descarregadora

4.4.1. Considerações prévias

O dimensionamento da soleira descarregadora circular é realizado tendo como base a lei de vazão apresentada na expressão (21).

$$Q = C L \sqrt{2g} \times H^{3/2} \quad (21)$$

sendo,

- C – Coeficiente de vazão;
- L – Comprimento do descarregador;
- H – Carga hidráulica sobre o descarregador.

Uma vez que se trata de uma crista circular, o valor L corresponde, neste caso, ao perímetro da mesma. Assim, a expressão (21) pode ser reescrita na forma da expressão (22).

$$Q = C \times 2\pi R \sqrt{2g} \times H^{3/2} \quad (22)$$

Segundo USBR (1987), o coeficiente de vazão diminui com o aumento da carga sobre a crista devido aos efeitos de submersão e de *back pressure* que incidem na convergência do escoamento, tornando o coeficiente C dependente da relação H/R.

Neste trabalho apresentam-se os métodos de cálculo do valor do coeficiente de vazão segundo o método apresentado por USBR (1987) e segundo o método apresentado por Lazzari (1959) in Pinheiro (2005b).

4.4.2. Determinação de C segundo USBR (1987)

Segundo USBR (1987), o coeficiente de vazão C determina-se com recurso ao ábaco que se apresenta na Figura 17, sendo que P corresponde à diferença entre a cota da crista do descarregador e a cota do terreno.

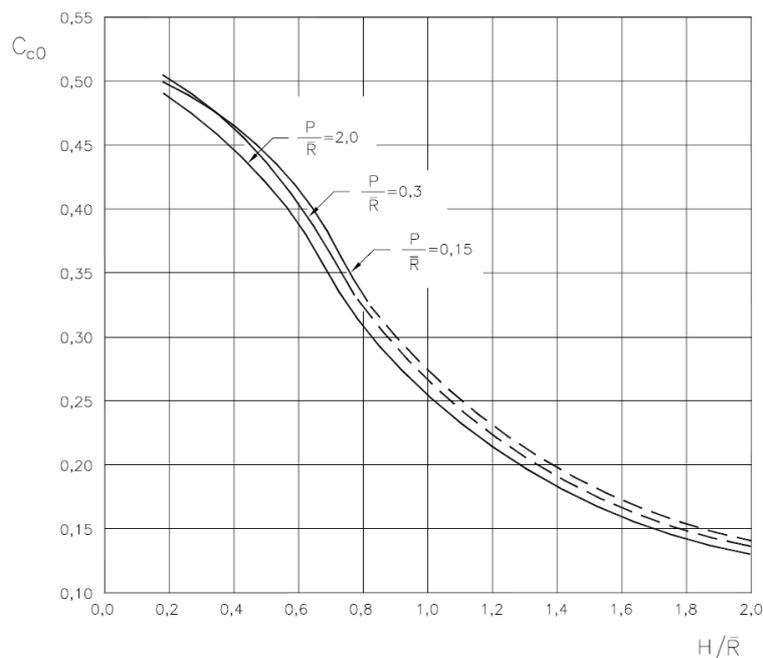


Figura 17 – Ábaco para cálculo do coeficiente de vazão segundo USBR, 1987 (Pinheiro, 2005)

Para calcular o coeficiente de vazão, C , define-se um determinado raio para a crista e , com o auxílio do ábaco da Figura 17, faz-se corresponder um valor de C para cada valor de carga hidráulica, H , sobre a crista. Neste caso, utilizou-se a linha correspondente à relação $P/R=2,0$ pois a altura do poço será superior ao dobro do raio da crista, não havendo influência do fundo da albufera no escoamento sobre a soleira descarregadora.

Posteriormente, procede-se à construção da curva de vazão correspondente à crista com esse raio através da expressão (22). Este processo implica a formulação de várias soluções, com diferentes raios, até ser encontrada uma solução que sirva os interesses pretendidos.

Assim, foram elaboradas várias soluções possíveis. Algumas dessas soluções podem ser consultadas no Anexo 5.

Importa realçar que não foi possível definir o coeficiente de vazão para valores de H/R inferiores a 0,2. Note-se também que incremento de vazão, Q , não é acompanhado de um incremento da carga, H , na mesma proporção devido ao efeito de convergência, conforme referido anteriormente.

4.4.3. Determinação de C segundo Lazzari (1959)

Lazzari (1959) citado por Pinheiro (2005b) desenvolveu uma fórmula para calcular o coeficiente de vazão em soleira descarregadora circulares. Essa fórmula apresenta-se na expressão (23).

$$C = 0,371 \left[\left(\frac{R}{H_0} \right) \left(\frac{H}{H_0} \right)^4 \right]^{1/20} \quad (23)$$

sendo,

- H_0 – Carga de dimensionamento;
- R – Raio da crista.

Segundo o autor, esta fórmula foi verificada experimentalmente para as condições mencionadas nas expressões (24) e (25).

$$0,1 \leq \frac{H_0}{R} \leq 0,4 \quad (24)$$

$$0,4 \leq \frac{H}{H_0} \leq 1,85 \quad (25)$$

Procedendo de forma semelhante à alínea anterior, elaboraram-se algumas possíveis soluções, as quais se apresentam no Anexo 6. As soluções apresentadas por via deste método foram alcançadas iterativamente para se fazer coincidir a carga de dimensionamento com a carga máxima verificada na albufera, cujo cálculo se apresenta na alínea **4.4.5**.

Nas soluções apresentadas para este método nem sempre é possível definir o coeficiente de vazão. Tal facto deve-se à não verificação das condições enunciadas.

Na Figura 18 apresenta-se a relação entre o coeficiente de vazão e a carga hidráulica segundo este estudo.

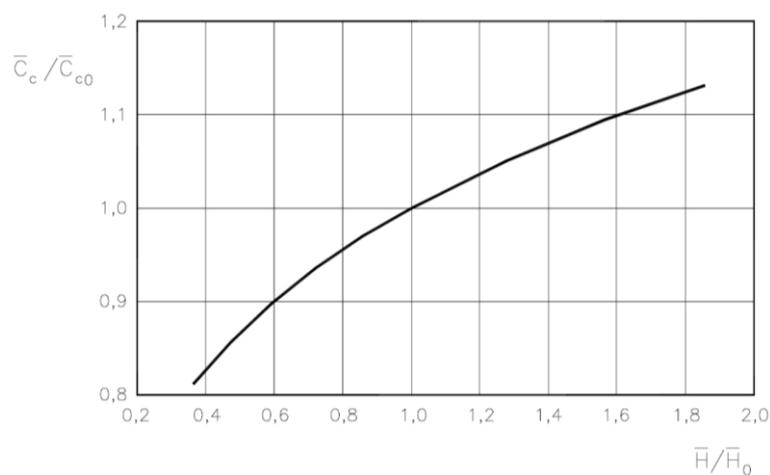


Figura 18 – Coeficiente de vazão em função da carga hidráulica segundo Lazzari 1959 (Pinheiro, 2005)

4.4.4. Considerações sobre os coeficientes de vazão calculados

Segundo o método apresentado por Lazzari (1959), verifica-se uma desaceleração no crescimento do coeficiente de vazão à medida que a carga hidráulica aumenta. Porém, ao contrário do método apresentado por USBR (1987), o coeficiente de vazão não decresce com o aumento da carga. Ainda assim, o crescimento do valor de C é menos acentuado do que aquele que se verifica em descarregadores lineares, do tipo WES, como se verifica pela análise da Figura 19, em que o coeficiente C atinge um valor aproximado de 0,50 para a carga de dimensionamento. Esta desaceleração verificada no estudo apresentado por Lazzari (1959) deve-se ao efeito de convergência do escoamento.

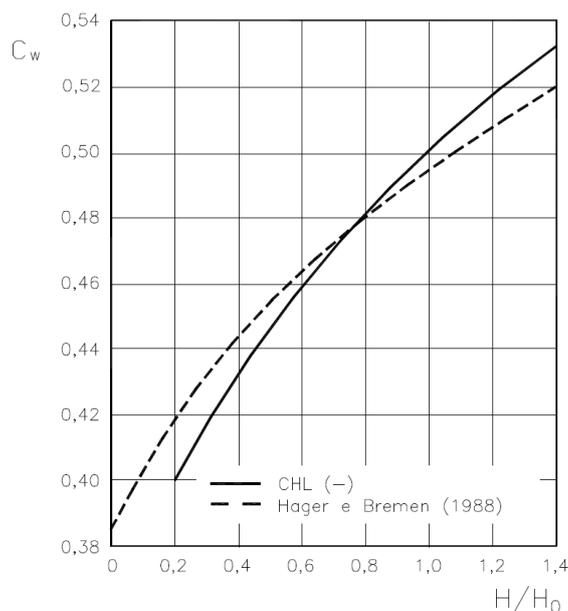


Figura 19 – Coeficiente de vazão em descarregadores do tipo WES em função da relação H/H_0 (Pinheiro, 2005b)

Nos descarregadores de crista circular, para baixas cargas hidráulicas, seria expectável que os coeficientes de vazão dos estudos aqui apresentados se aproximassem do valor 0,385, como ocorre no coeficiente de vazão de descarregadores do tipo WES, uma vez que a relação H/R é reduzida e o efeito de convergência tende a perder relevância. Tal não se verifica e é surpreendente verificar que no estudo apresentado por USBR (1987) os coeficientes de vazão para baixos valores de H/R se encontram bastante longe de 0,385. Note-se que o valor 0,385 advém do coeficiente de vazão correspondente ao escoamento em regime crítico e representa o valor mínimo para coeficientes de vazão em canais retangulares (Pinheiro, 2005b).

4.4.5. Escolha da solução a adotar

Na escolha da solução a adotar é necessário considerar o objetivo pretendido com a construção da barragem. Neste trabalho pretende-se uma solução que encontre um equilíbrio entre a obtenção de uma elevada capacidade de armazenamento de água na albufeira e um bom amortecimento do caudal de ponta de cheia, atendendo aos limites que as dimensões da barragem e da albufeira impõem.

É pertinente referir que, ocasionalmente, chegam às albufeiras materiais flutuantes como troncos de árvores. Caso este tipo de materiais se aproxime da soleira descarregadora, estes acabarão por entrar no poço. Por essa razão, deve ser adotado um raio para a crista do descarregador que permita a passagem destes materiais para que não ocorra uma obstrução substancial ao escoamento.

Recorreu-se ao *software* HEC-HMS para simular cada solução proposta. Para tal foi necessário considerar os dados referentes à cheia de projeto previamente determinada, aos quais se juntam os dados referentes à curva

de volumes armazenados e à curva de vazão de cada solução. Cada simulação fornece dados relativos ao hidrograma de cheia amortecida, nomeadamente o caudal efluente e elevação do nível de água na albufeira. Realça-se o facto de que a elevação máxima da solução adotada constituirá a carga de projeto.

Os coeficientes de vazão para cargas baixas não foram passíveis de se calcular. No caso do método apresentado por USBR (1987) deveu-se à ausência de dados no ábaco da Figura 17 enquanto no caso do método apresentado por Lazzari (1959) tal deveu-se à não verificação das condições recomendadas pelo próprio autor. Por essa razão, para efeitos de cálculo, considerou-se que, até ser atingido o nível para o qual podem ser utilizados os dados dos autores, o caudal vazado varia de forma linear. Estas limitações não deverão ser muito condicionantes, uma vez que, para efeitos de dimensionamento, é mais relevante a vazão ocorrida com cargas elevadas pois é nessas situações que se atinge o caudal de dimensionamento. Ainda assim, estas limitações podem afetar o cálculo do hidrograma de cheia amortecido.

Na Tabela 27 e na Tabela 28 são apresentados os caudais amortecidos e as elevações máximas de algumas das soluções de descarregador simuladas segundo os métodos apresentados por USBR (1987) e Lazzari (1959), respetivamente.

Tabela 27 – Resultados obtidos para soluções simuladas segundo método apresentado por USBR (1987)

Raio do descarregador (m)	H _{máx} (m)	Q _{efluente} (m ³ /s)
5	1,7	144,3
6	1,6	155,4
7	1,4	158,7
8	1,3	166,4
9	1,1	175,9

Tabela 28 – Resultados obtidos para soluções simuladas segundo método apresentado por Lazzari (1959)

Raio do descarregador (m)	H _{máx} (m)	Q _{efluente} (m ³ /s)
5	1,9	141,7
6	1,8	151,8
7	1,6	160,6
8	1,5	167,6
9	1,4	175,9

Comparando as diferenças entre caudais efluentes ou elevações máximas obtidos através dos dois métodos é possível constatar que estas não são muito acentuadas. No entanto, existe um maior erro associado aos cálculos referentes ao método apresentado por USBR (1987) quando comparado com o método apresentado por Lazzari (1959), visto que a impossibilidade de calcular com precisão o coeficiente de vazão para cargas baixas abrange uma gama de valores mais extensa.

Segundo Coleman et al in Mays (1999), em descarregadores circulares recomenda-se a adoção de um raio que gere um quociente H_0/R de valor 0,3.

Tendo em conta os objetivos pretendidos neste trabalho, a necessidade de permitir facilmente a passagem de material flutuante como troncos de árvores e a impossibilidade de definir o valor do coeficiente de vazão para uma maior gama de cargas hidráulicas usando o método apresentado por USBR, foi adotado um raio de 7 m para a crista do descarregador, com o coeficiente de descarga a ser definido segundo o método apresentado por Lazzari (1959).

Na Tabela 29 apresentam-se as principais características da solução adotada para a soleira descarregadora e para a cheia de projeto.

Tabela 29 – Características da solução adotada

R adotado (m)	H_0 (m)	Q ponta de cheia (m^3/s)	Q amortecido (m^3/s)	H_0/R
7	1,6	218,8	160,6	0,23

Na Figura 20 apresenta-se o hidrograma de cheia e o hidrograma amortecido da solução adotada.

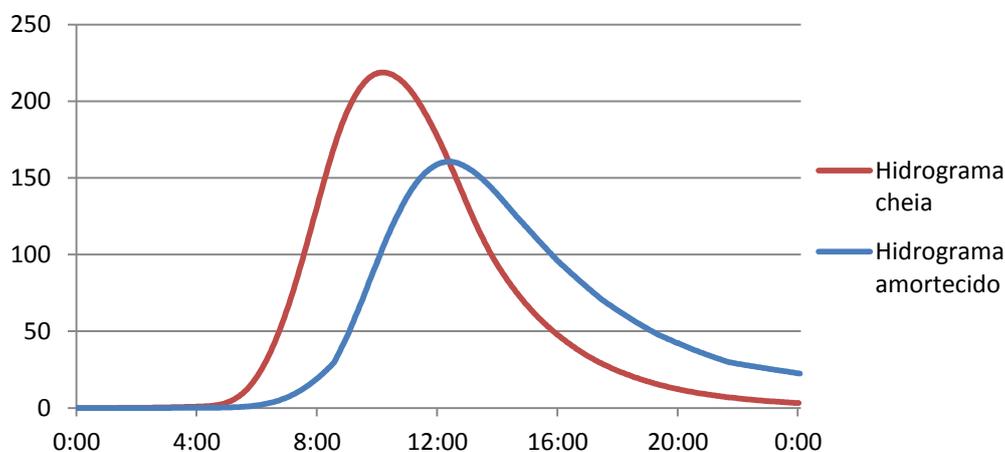


Figura 20 – Hidrograma amortecido

4.4.6. Folga

De acordo com o artigo 48º das NPB “deve existir uma folga, fixada em função do regime de ventos, do *fetch* e do grau de conhecimento das condições hidrológicas”, sendo esse estudo essencial para a avaliação da altura das ondas geradas. Além do estudo da ondulação gerada pelo vento, outros fatores como a ondulação provocada por sismos, as características geométricas da albufeira e a inclinação e a rugosidade do paramento de montante poderão ser contemplados na definição da folga da barragem.

Segundo Martins (2002), há ainda outros fatores não quantificáveis que poderão ser considerados para a definição da folga como deslizamentos nas margens da albufeira (terreno ou neve), *surge* provocado pela interrupção repentina do funcionamento de estruturas hidráulicas, vulnerabilidade ao galgamento, a existência ou inexistência de guarda defletora de ondulação, a capacidade da descarga de fundo, a ocupação do vale a jusante, entre outros.

Este trabalho não contempla tais estudos, sendo apenas verificado o não galgamento da barragem para uma cheia que resulte de uma precipitação com período de retorno de 5000 anos, com a duração de t_c e com intensidade uniforme.

O caudal de ponta de cheia com um período de retorno 5000 anos determina-se de forma análoga ao caudal de ponta de cheia com período de retorno de 1000 anos, o qual foi determinado no capítulo 2.

Usando a lei de Gumbel e os mesmos dados do capítulo 2, estimou-se a precipitação sobre a bacia hidrográfica com duração de 24 horas e com período de retorno de 5000 anos. Os resultados apresentam-se na Tabela 30.

Tabela 30 – Precipitação de duração 24 h e T=5000 anos

K_{Gumbel}	P (mm)
6,191	177

Para calcular a precipitação de projeto utilizou-se o mesmo coeficiente de repartição que foi calculado anteriormente para precipitações de duração t_c , uma vez que a duração se mantém. Uma vez calculada a precipitação de projeto, determinou-se também a intensidade da precipitação. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 31.

Tabela 31 – Precipitação de projeto e intensidade da precipitação para T=5000 anos

Coeficiente de repartição, P_t/P_{24}	Precipitação de projeto, $P_{BH t}^T$ (mm)	i (mm/h)
0,65	114	14

Com estes dados, recorreu-se ao *software* HEC-HMS para simular o amortecimento de cheia e, assim, determinar o caudal de ponta de cheia e o nível de água máximo atingido na albufeira com a precipitação de projeto calculada. À exceção da intensidade da precipitação, esta simulação foi em tudo idêntica à alínea 4.4.5. Os resultados da simulação apresentam-se na Tabela 32.

Tabela 32 – Características da cheia com T=5000 anos

Q_{ponta de cheia} (m³/s)	Q_{amortecido} (m³/s)	H_{máx} (m)
224,6	183,6	1,8

Ao comparar esta cheia com a de período de retorno de 1000 anos, utilizada para o dimensionamento do descarregador, verifica-se que existe um acréscimo diminuto no caudal de ponta de cheia e um acréscimo ligeiro no caudal amortecido. Verifica-se também um acréscimo de 0,2 m no nível máximo registado na albufeira.

A relativa proximidade dos valores obtidos nas duas cheias prende-se com o facto de, para esta verificação, ser utilizada uma precipitação de intensidade constante ao invés de ser utilizada uma precipitação de intensidade variável, o que conduz a caudais de ponta de cheia menores, de acordo com o que foi mencionado no capítulo 2.

Tendo em conta o referido no primeiro parágrafo desta alínea, a existência de vários fatores, quantificáveis e não quantificáveis, levou à adoção de uma margem de 1,20 m a aplicar sobre o nível máximo da cheia de 5000 anos. Assim, resulta uma folga de 1,40 m.

Como consequência desta folga, a implantação da soleira descarregadora será feita a uma cota 3,00 m inferior à cota do coroamento da barragem, a qual corresponderá ao NPA.

Na Tabela 33 apresentam-se os valores da folga e das cotas referentes a talvegue, NPA, NMC e coroamento.

Tabela 33 – Folga e cotas referentes a talvegue, NPA, NMC e coroamento (m)

Folga	Talvegue	NPA	NMC	Coroamento
1,4	710,0	747,0	748,6	750,0

4.5. Transição vertical

A transição vertical, que se desenvolve entre a soleira descarregadora e o poço vertical, deve ser definida criteriosamente. Uma transição mal projetada pode levar à ocorrência de cavitação, um fenómeno que se traduz pela formação e colapso de cavidades de vapor a velocidades, temperaturas e pressões muito elevadas. Quando ocorre próximo da superfície sólida, estas intensas perturbações provocam tensões localizadas que, ao longo de repetidos colapsos, provocam a fadiga do material e conseqüente separação e perda de partes da sua superfície (Brennen, 1995).

Geralmente, a cavitação está associada a pressões reduzidas na lâmina inferior da veia líquida. Para evitar essas pressões reduzidas junto à superfície do descarregador e a conseqüente erosão da estrutura, a geometria da transição deve ser desenhada tal que o escoamento seja o mais aderente possível (Fais, 2007), seguindo o traçado da lâmina de água inferior de um escoamento sobre um descarregador circular de parede fina de igual raio.

Diversos autores propuseram métodos para o desenho desta transição. Segundo Viparelli (1990) in Genovez e Genovez (2000), a transição deve seguir a forma dada pela expressão (26).

$$\frac{Y}{H} = e \left(R - \frac{0,05D}{H} \right)^f \quad (26)$$

sendo,

- D – Diâmetro do poço;
- R – Raio da secção do perfil vertente;
- H – Carga hidráulica;
- e, f – Coeficientes.

Por outro lado, segundo Castorani, di Santo e Piccini (1986) in Fais (2007), a transição deve ter a forma dada pela expressão (27).

$$Y = \frac{0,45}{h_0} (R - 0,5D)^2 \quad (27)$$

sendo,

- D – Diâmetro do poço;
- R – Raio da secção do perfil vertente;
- h_0 – Carga hidráulica acima da crista.

Segundo Wagner (1956) in Ren et al (2004), a forma da transição pode ser dada pela expressão (28).

$$y = 0,0102 x^{3,818} \quad (28)$$

Seguindo uma abordagem diferente das anteriores, USBR (1987) refere que a transição vertical é definida com base na trajetória descrita pela lâmina inferior do escoamento sobre uma soleira descarregadora de parede fina. O mesmo autor estudou o escoamento arejado sobre soleira descarregadora circulares de parede fina e determinou experimentalmente as coordenadas que definem a lâmina inferior. Essas coordenadas são função das relações P/R e H/R e as tabelas que as definem podem ser consultadas no Anexo 7.

Neste trabalho, optou-se por seguir o estudo de USBR (1987) e projetar a transição de acordo com as coordenadas da lâmina inferior do escoamento sobre a soleira descarregadora circular de parede fina. Assim, importa determinar o quociente H/R para se definir as coordenadas. Na Tabela 34 apresenta-se a relação H/R.

Tabela 34 – Relação H/R

R (m)	H (m)	H/R
7	1,6	0,23

As tabelas originais não fornecem dados relativos ao quociente calculado, pelo que se estimaram os seus valores recorrendo a interpolações. Desta forma, calcularam-se as coordenadas da superfície da transição. As coordenadas calculadas apresentam-se no Anexo 8. É possível observar esta transição em pormenor nas peças desenhadas, em anexo.

4.6. Dimensionamento da garganta

Após a transição abordada na alínea anterior, o poço entra numa fase de traçado linear e vertical. A secção onde se inicia essa fase é frequentemente designada por garganta. Tal como anteriormente, o dimensionamento desta secção deve atender a passagem de material flutuante sem que o escoamento seja comprometido. De mais a mais, há que considerar que a adoção de dimensões reduzidas para esta secção pode representar uma dificuldade acrescida durante a sua construção. Por estas razões, Bollrich (1971), citado por Fais (2007), recomenda que o diâmetro do poço não seja inferior a 3 m.

Dado que não se pretende que a garganta se torne na secção de controlo deve garantir-se, portanto, que o escoamento não ocorra com a secção cheia.

Propôs-se um diâmetro de 7 m para o poço.

Para testar a validade da solução adotada, recorreu-se à expressão (29), fornecida por USBR (1987), que estabelece o raio mínimo que o poço deverá possuir para garantir que não ocorre estrangulamento do escoamento.

$$R_{min} = 0,275 \times \frac{Q^{0,5}}{H^{0,25}} \quad (29)$$

sendo,

- Q – Caudal de projeto;
- H – Carga hidráulica sobre a secção.

A expressão (29) assume como perdas de carga totais o valor de 10% da carga hidráulica.

Na Tabela 35 apresentam-se os dados para esta verificação.

Tabela 35 – Verificação de raio mínimo

Q (m³/s)	H (m)	R_{min} (m)	R adotado (m)
160,6	1,6	3,1	3,5

O raio proposto para o poço fica assim verificado, segundo a condição imposta por USBR.

4.7. Curva de ligação poço-túnel

A ligação entre o poço vertical e o túnel de restituição constitui uma zona crítica do escoamento num descarregador de cheias em poço. É uma zona onde o escoamento atinge velocidade elevadas, onde sofre uma deflexão acentuada e onde a queda da água provoca pressões consideráveis na parte convexa da curva e depressões na parte côncava, como ilustra a Figura 21.

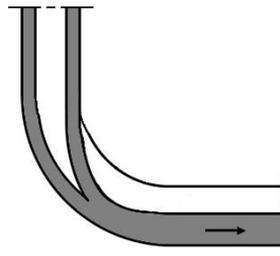


Figura 21 – Ilustração da queda da água na curva de ligação poço-túnel

Segundo Mussali (1969), recomenda-se que a superfície desta curva seja suave e sem juntas de construção para evitar erosão provocada por irregularidades, uma vez que este é um dos principais motivos que leva a operações de manutenção em descarregadores deste tipo. A erosão provocada pelo impacto na queda da água, a erosão provocada por elementos sólidos, as pressões negativas e as vibrações são outros dos principais motivos que levam a operações de manutenção, segundo o mesmo autor.

Apesar de se tratar de uma zona crítica, “não existe ainda critério específico para o cálculo do raio da curva, somente algumas recomendações. Além disso, poucos estudos experimentais foram realizados, para que se pudesse determinar uma geometria adequada para a curva” (Fais, 2007).

Na maioria dos casos são estudadas e adotadas curvas circulares de raio constante, medido em relação ao eixo da secção. Contudo, há estudos que sugerem outras soluções. Alguns autores, como Taylor e Eldsen (1955) citados em Fais (2007), analisaram diferentes tipos de curvas para estudar o escoamento numa curva de ligação poço-túnel. Na Figura 22 são apresentadas diversas curvas estudadas pelos referidos autores num estudo sobre um descarregador de uma barragem escocesa.

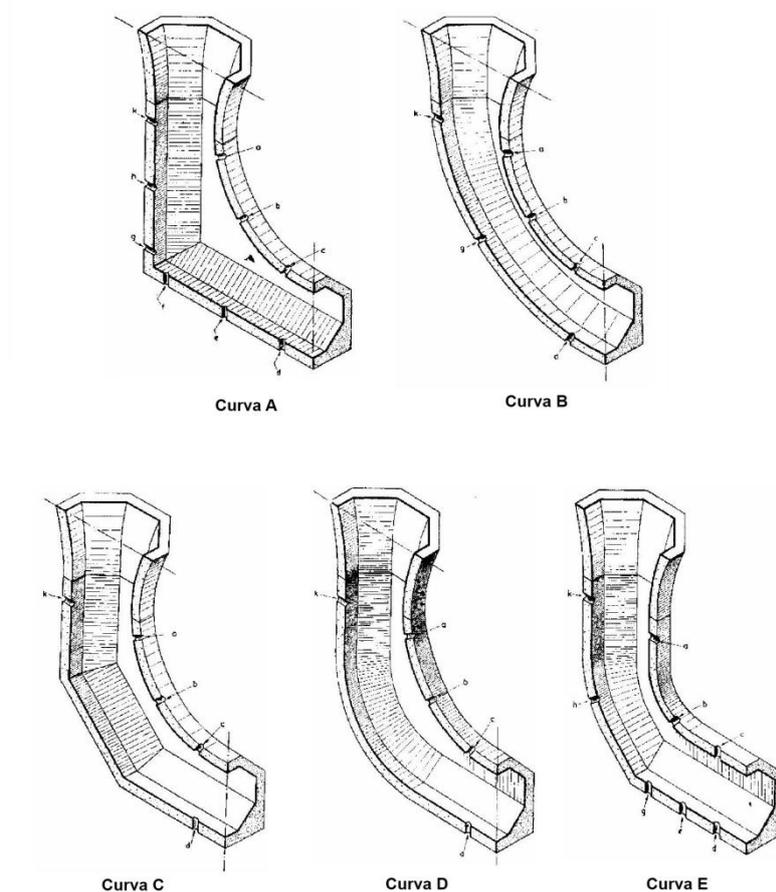


Figura 22 – Curvas estudadas por Taylor e Eldsen, 1955 (adaptado de Fais, 2007)

No caso da curva A, designada por Kaplan, os ensaios revelaram que a água descolava da parede da curva para cair verticalmente na base do poço e, quando o nível de água no túnel se aproximava do topo da secção, o escoamento tornava-se bastante instável devido à mudança da secção de controlo e, conseqüentemente, surgiam vibrações indesejadas.

O estudo prosseguiu no sentido de reduzir estes efeitos e, para tal, analisou-se a curva B, uma curva circular, e concluiu-se que o escoamento era mais estável e a perda de carga na curva era menor.

Testou-se também um modelo de curva Kaplan modificada e um modelo de curva de dois centros, representadas pelas curvas C e D, respetivamente, mas verificou-se em ambos os casos alguma instabilidade no escoamento no túnel.

A curva E foi o modelo final proposto pelos mesmos autores e resultou da adaptação das curvas anteriores e contemplou também uma alteração na geometria do túnel.

Este estudo demonstrou que a geometria da curva tem uma importância significativa no escoamento em descarregadores em poço pela forma como tem influência na quantidade de ar arrastado, na perda de carga, nas pressões verificadas e, em última instância, na estabilidade da estrutura.

Fais (2007) cita também Indri (1959) pela investigação que desenvolveu sobre o comportamento do escoamento em curvas como as que se apresentam na Figura 23 e a influência que o arejamento exerce quando aplicado neste tipo de estruturas.

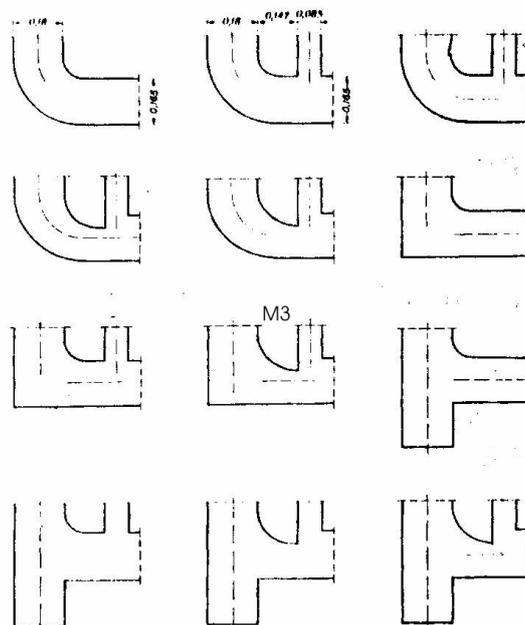


Figura 23 – Curvas estudadas por Indri, 1959 (Fais, 2007)

Segundo este estudo, a solução mais adequada, seguindo os critérios da segurança e funcionalidade, é o modelo de curva designado por M3, no centro da Figura 23. Este modelo, apesar de conduzir a uma redução no caudal escoado e de necessitar de maior arejamento, revelou ser melhor do que os modelos de curva circular devido às depressões que se formam na parte interior da curva circular.

Segundo Bollrich (1971) in Fais (2007), a curva deve ter um raio tal que a relação R_c/D se situe numa gama de valores entre 2 e 3, sendo R_c o raio da curva e D o diâmetro do poço, por razões de dissipação de energia e para permitir a passagem de material flutuante.

Em Fais (2007) foi analisado o escoamento através de curvas de raio variável, como a curva clotóide, e concluiu-se que a alteração da geometria da curva de ligação poço-túnel pode possibilitar uma maior vazão antes de se atingir o ponto de afogamento do descarregador.

Fais (2007) também refere que USBR adota curvas circulares com uma relação R_c/D com valores compreendidos entre 1,04 e 5,5, enquanto nos projetos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) essa relação varia entre 1,2 e 3,2.

No presente trabalho, decidiu-se adotar uma curva circular de raio 10 m, o que se traduz numa relação R_c/D de valor aproximado de 1,43, como se apresenta na Tabela 36. Para acomodar a conduta de arejamento, a geometria da curva foi modificada, não sendo, por essa razão, uma curva circular perfeita.

Tabela 36 – Raio de curva adotado e relação R_c/D

R_c (m)	D (m)	R_c/D
10	7	1,43

O pormenor da geometria da curva apresenta-se nas peças desenhadas, em anexo.

4.8. Dimensionamento da galeria

De um modo geral, o escoamento na galeria deve realizar-se em superfície livre. Segundo Pinheiro (2005a), tal deve-se a “questões de segurança estrutural, decorrentes da pressão exercida na parede da conduta e da possibilidade de ocorrência de ressalto hidráulico contra a abóbada, que se colocam com maior acuidade no caso de condutas sob barragens de aterro ou enrocamento”.

Por razões práticas, é comum projetar-se a galeria de restituição em túnel com as mesmas dimensões do poço vertical. Apesar de não ser rigorosamente necessário manter as dimensões, foi adotado um diâmetro de 7 m para a galeria, tal como havia sido adotado para o poço.

Diferentes autores propõem diferentes alturas de água na secção do túnel. Bollrich (1971) citado por Fais (2007) recomenda uma folga entre a superfície livre e o teto do túnel equivalente a 10 a 20% da altura da água. Segundo refere Mussali (1969), o LNEC recomenda que a secção molhada seja, no máximo, 86% da secção transversal do túnel, enquanto USBR recomenda, no máximo, 75% da secção transversal. Segundo Genovez e Genovez (2000), o escoamento deve preencher até 2/3 da secção transversal para possibilitar a passagem de ar.

Neste projeto de descarregador optou-se pela recomendação mais conservadora. Assim, o dimensionamento da galeria foi feito de forma a obter-se um escoamento cuja altura não ultrapasse 2/3 da sua secção. Para tal, foi utilizada a fórmula de Colebrook-White, definida pela expressão (30).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (30)$$

sendo,

- k – Rugosidade equivalente ($\approx 0,0002$ m);
- D – Diâmetro da secção.

O coeficiente de resistência, λ , e o número de Reynolds, Re, são definidos pelas expressões (31) e (32), respetivamente.

$$\lambda = \frac{J D 2g}{U^2} \quad (31)$$

$$Re = \frac{4 Q}{\pi D \nu} \quad (32)$$

sendo,

- ν – Viscosidade cinemática;
- U – Velocidade do escoamento;
- J – Perda de carga unitária.

A expressão (30) pode, então, ser reescrita como se apresenta na expressão (33).

$$Q + \frac{\pi D^2}{2} \sqrt{2g D J} \log \left(\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51\nu}{D\sqrt{2g D J}} \right) = 0 \quad (33)$$

A fórmula de Colebrook-White é apenas diretamente aplicável em escoamentos em canais circulares com secção cheia. Para contornar essa questão, recorreu-se ao diâmetro hidráulico, D_h , o qual se define com o quádruplo do raio hidráulico, R_h , devido à relação que existe entre ambas as grandezas nas secções circulares.

$$D_h = 4 R_h \quad (34)$$

O raio hidráulico, R_h , é definido pela expressão (35).

$$R_h = \frac{\pi r^2 - \frac{r^2(\theta - \text{sen } \theta)}{2}}{2\pi r - r\theta} \quad (35)$$

Na Figura 24 apresenta-se uma imagem ilustrativa da secção da galeria e das variáveis em consideração.

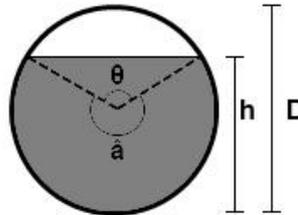


Figura 24 – Esquema da secção circular da galeria

A área molhada, A_m , calcula-se como se mostra na expressão (36).

$$A_m = \frac{D^2}{8} (\hat{\alpha} - \text{sen } \hat{\alpha}) \quad (36)$$

Dado que se pretende preencher 2/3 da secção circular, impõe-se a condição apresentada na expressão (37).

$$\frac{2\pi D^2}{3 \cdot 4} = \frac{D^2}{8} (\hat{\alpha} - \text{sen } \hat{\alpha}) \quad (37)$$

As características da secção circular da galeria apresentam-se na Tabela 37.

Tabela 37 – Características da secção circular da galeria

D (m)	A_m (m ²)	$\hat{\alpha}$ (rad)	θ (rad)	h (m)	h/D	R_h (m)	D_h (m)
7,00	25,66	3,68	2,61	4,43	0,63	1,99	7,98

Aplicando o valor do diâmetro hidráulico e o valor do caudal amortecido na expressão (33), é possível calcular o valor do declive da galeria, bem como a energia específica em regime uniforme. Na Tabela 38 apresentam-se os valores relativos a estes dados.

Tabela 38 – Declive da galeria e energia específica do caudal amortecido em regime uniforme

Q (m ³ /s)	i	H (m)
160,6	0,0007	6,47

Na parte terminal da galeria haverá uma transição suave da secção circular referida para uma secção mista com a metade inferior da galeria a transformar-se num canal retangular de base 7 m, mantendo-se a secção circular na metade superior. A transição ocorre ao longo dos últimos 15 m da galeria.

Uma vez que não foi possível determinar a perda de carga na curva de ligação entre o poço e a galeria, também não foi possível calcular a curva de regolfo no interior da galeria. Por essa razão, no dimensionamento da estrutura de dissipação de energia, admite-se que na parte final da galeria o escoamento já atingiu o regime uniforme. Contudo, o erro associado a essa simplificação pode não ser desprezável.

Uma vez que o escoamento se dará em superfície livre, não é possível determinar a perda de carga na curva devido à ausência de estudos que indiquem métodos para a calcular neste tipo de situações.

4.9. Arejamento

O arejamento é um fator relevante a ter em consideração quando se projeta uma estrutura deste género com escoamento em superfície livre na galeria. Segundo Mussali (1969), o ar alivia as pressões negativas, amortece o impacto da água em queda no poço e reduz os efeitos da cavitação. Por outro lado, Genovez (1997) citada por Fais (2007) refere que com o arrastamento de ar para dentro da galeria a operação de descarga pode tornar-se instável e a segurança pode ficar comprometida. O arejamento é também uma forma de mitigar os problemas causados por este fenómeno.

Lencastre (1956) citado por Fais (2007) estudou o efeito do arejamento em curvas e determinou que em galerias longas o arejamento resulta sempre numa maior estabilidade do escoamento. No caso de se tratar de galerias curtas, o arejamento não é necessário.

A localização do arejamento também afeta o escoamento. Este pode dar-se a montante da curva, através de uma abertura posicionada por baixo de um defletor no início da curva, ou a jusante desta, através de uma abertura no teto da galeria, sendo que, geralmente, as perdas de carga são maiores no primeiro caso do que no segundo. Na Figura 25 apresenta-se uma representação esquemática dos defletores para entrada de ar.

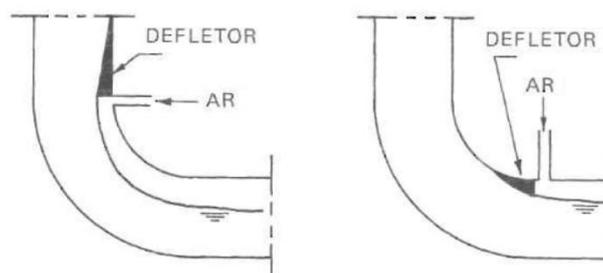


Figura 25 – Defletores para entrada de ar (adaptado de Mussali, 1969)

Para dimensionar a conduta de arejamento é necessário calcular, em primeiro lugar, o arrastamento de ar. Segundo Genovez e Maciel (1998), o caudal de ar arrastado para o descarregador pode ser calculado recorrendo-se à expressão (38).

$$\beta = \frac{Q_a}{Q} = 0,1 \left(\frac{L_g}{D_g} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{\pi^{\frac{3}{5}} K^{\frac{3}{5}} D_g^{\frac{8}{5}} Q^{\frac{2}{5}}}{4 Q} - 1 \right) \quad (38)$$

sendo,

- Q_a – Caudal de ar;
- L_g – Comprimento da galeria;
- D_g – Diâmetro da galeria;
- K – Coeficiente de Manning-Strickler referente à rugosidade da galeria.

Considerou-se um comprimento de 170 m para a galeria e um valor de K de $80 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Os resultados do caudal de ar arrastado apresentam-se na Tabela 39. Neste cálculo foi considerado o caudal ponta de cheia de projeto ($161 \text{ m}^3/\text{s}$).

Tabela 39 – Caudal de ar arrastado

β	$Q_{ar} \text{ (m}^3/\text{s)}$
5,33	856,4

Segundo Pinheiro (2005a), “o sistema de arejamento deve ser dimensionado para uma velocidade máxima $V_a < 50 \text{ m/s}$, de modo a evitar os feitos indesejáveis da compressibilidade do ar”.

A área mínima e o raio mínimo necessários para cumprir a referida condição são apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Área mínima e raio mínimo da conduta de arejamento

$A_{\text{mín, ar}} \text{ (m}^2\text{)}$	$R_{\text{mín, ar}} \text{ (m)}$
17,13	2,33

Adotou-se uma conduta de arejamento circular com diâmetro de 2,5 m e com crista à cota 750 m, sendo esta a mesma cota do coroamento da barragem. Optou-se por posicionar o arejamento a jusante da curva.

4.10. Dimensionamento da estrutura de dissipação de energia

4.10.1. Considerações prévias

A descarga de um caudal considerável, como aquele que resulta de uma cheia causada por precipitação intensa, origina, frequentemente, escoamentos com elevada energia específica. Para evitar potenciais problemas causados por descargas de caudais consideráveis em espaços exíguos, como a erosão excessiva no leito do rio ou danos em estruturas próximas, é necessário uma estrutura onde a energia se possa dissipar.

Na realização deste anteprojeto optou-se pela implantação de uma bacia de dissipação de energia por ressalto. A bacia será projetada de acordo com as recomendações de USBR (1987) e as suas características dependerão das condições do escoamento. Para o dimensionamento desta estrutura será necessário, em primeiro lugar, determinar o nível do rio a jusante da barragem para o caudal amortecido. Posteriormente serão calculados o nível da soleira da bacia de dissipação de energia, as dimensões geométricas desta e a dimensão dos muros.

O caudal proveniente da galeria será encaminhado para a bacia através de uma rampa descendente, cujo perfil será determinado na alínea 4.10.5. Na bacia, que estará implantada numa cota inferior à do leito do rio, ocorrerá um ressalto devido ao encontro com um escoamento lento e será dissipada grande parte da energia do escoamento.

4.10.2. Nível do rio a jusante

Para determinar o nível do rio a jusante da barragem recorreu-se ao *software* HEC-RAS. Para tal utilizou-se a informação relativa à topografia do terreno, definindo secções cada 50 m, e simulou-se a curva de regolfo no rio para o caudal amortecido ($160,6 \text{ m}^3/\text{s}$) em regime lento. Foi usado um coeficiente de rugosidade de Manning de valor 0,04 e, da simulação efetuada, resultou uma altura de escoamento de 3,3 m. Na Figura 26 apresenta-se a secção do rio imediatamente a jusante da barragem, resultante da referida simulação.

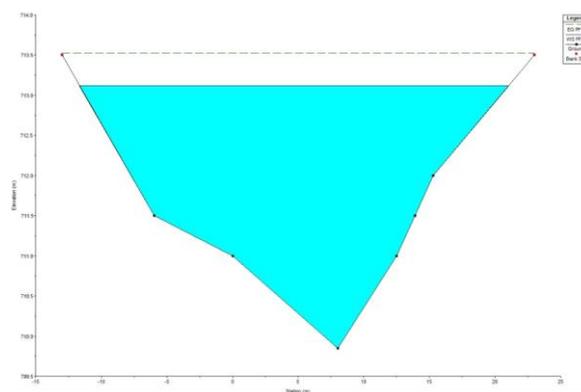


Figura 26 – Secção do rio a jusante da barragem

Com base nesta simulação, o nível do rio situar-se-á à cota 713,3 m durante o pico da cheia de projeto. Este dado será necessário para, posteriormente, ser calculada a cota do fundo bacia de dissipação.

4.10.3. Nível da soleira da bacia

Foi referido na alínea 4.8 que se admite que, na secção terminal da galeria, a energia específica do escoamento corresponde à energia em regime uniforme, H_u , a qual toma o valor de 6,47 m. Admitindo agora que no canal que faz a ligação entre a galeria e a bacia não existem perdas de carga, a energia do escoamento na entrada para a bacia será H_u acrescido do desnível, δ , existente entre as cotas da galeria, N_c , e a do fundo da bacia, N_f .

O nível do fundo da bacia calcula-se iterativamente. Procede-se começando por atribuir um valor a δ . A energia do escoamento na entrada para a bacia, H_1 , será então dada pela expressão (39).

$$H_1 = H_u + \delta \quad (39)$$

Uma vez calculado o valor da energia do escoamento à entrada para a bacia, é possível calcular a altura do escoamento, com base na expressão (40) da energia específica.

$$H = h_1 + \frac{Q^2}{2g h_1^2 b^2} \quad (40)$$

sendo,

- h_1 – Altura do escoamento na entrada para a bacia;
- b – Largura do canal.

A largura do canal terá o valor de 7 m. Sabendo a altura do escoamento, h_1 , a largura, b , e o caudal, Q , é possível calcular a velocidade do escoamento, V . Esta é utilizada para calcular o número de Froude, Fr , dado pela expressão (41).

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_1}} \quad (41)$$

Após o cálculo do número de Froude, é possível determinar a altura conjugada do ressalto a jusante, h_2 , através da expressão (42).

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{2 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (42)$$

Para o cálculo da submersão, S , da bacia, considera-se recomendação de Peterka (1978) in Pinheiro (2009) para bacias do tipo IV, conforme se apresenta na expressão (43).

$$S = h_2 \quad (43)$$

Sabendo o valor da submersão, S , e do nível do rio a jusante, N_j , calcula-se o nível do fundo da bacia através da expressão (44).

$$N_f = N_j - S \quad (44)$$

Após o cálculo do nível de N_f , determina-se o valor correspondente ao desnível, δ' , entre a conduta e a bacia através da expressão (45)

$$\delta' = N_c - N_f \quad (45)$$

Finalmente, comparam-se os valores δ e δ' . Caso estes sejam diferentes, recomeça-se o processo e realizam-se as iterações necessárias até que estes sejam iguais ou suficientemente próximos.

Procedeu-se da forma descrita para calcular o valor de N_f . Considerou-se, ainda, que a galeria se situa à cota 709 m, estando, por isso, 1 m abaixo da cota do leito do rio. Como consequência deste facto, a galeria poderá estar parcialmente preenchida por água, mesmo sem ocorrência de descarga, caso os níveis freáticos assim o determinem. Os resultados da última iteração deste processo apresentam-se na Tabela 41.

Tabela 41 – Resultados da última iteração do processo de cálculo de N_f

N_c (m)	709,00
N_j (m)	713,30
δ (m)	2,10
H_1 (m)	8,57
h_1 (m)	2,03
V_1 (m/s)	11,30
Fr_1	2,53
h_2 (m)	6,40
S (m)	6,40
N_f (m)	706,90
δ' (m)	2,10

4.10.4. Tipo e características da bacia

A escolha do tipo de bacia depende dos valores do número de Froude e da velocidade do escoamento. Na Figura 27 apresentam-se as condições de escoamento para cada tipo de bacia de dissipação por ressalto que USBR (1987) propõe.

Tipo	Fr_1 (-)	V_1 (m/s)	q (m ² /s)
II	>4,5	<33	-
III	>4,5	<18	<18
IV	$2,5 < Fr_1 < 4,5$	<15	-

Figura 27 – Condições de escoamento para bacias de dissipação de energia por ressalto propostas por USBR (Pinheiro, 2009)

Tendo em conta estas condições, adotou-se a bacia do tipo IV. Na Figura 28 apresenta-se a definição geométrica de uma bacia do tipo IV.

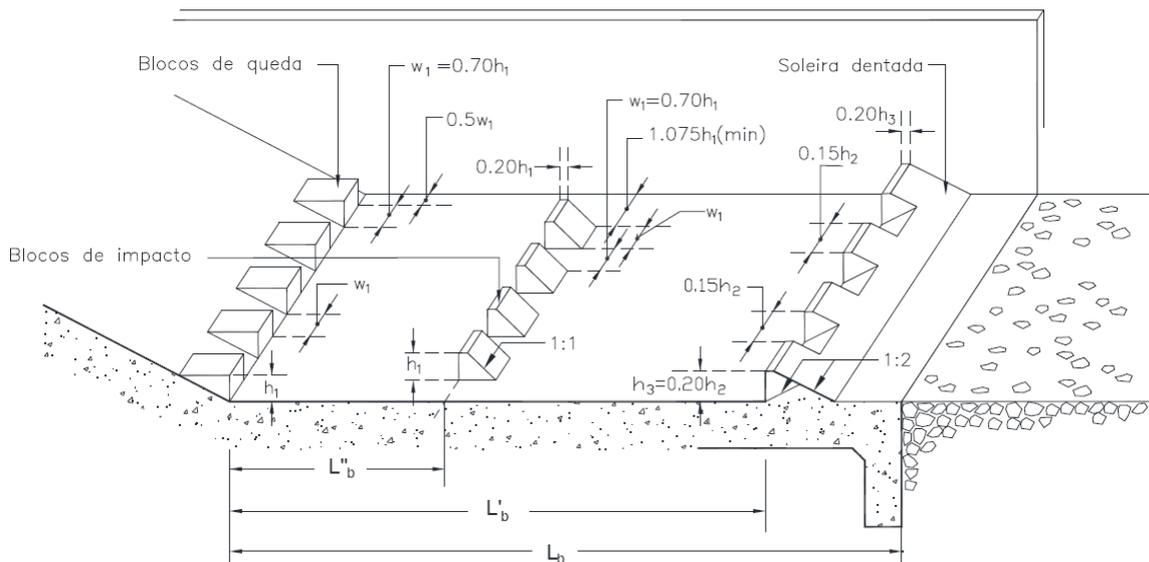


Figura 28 – Definição geométrica de uma bacia do tipo IV segundo USBR (Pinheiro, 2009)

Os comprimentos da bacia são calculados recorrendo à Figura 29.

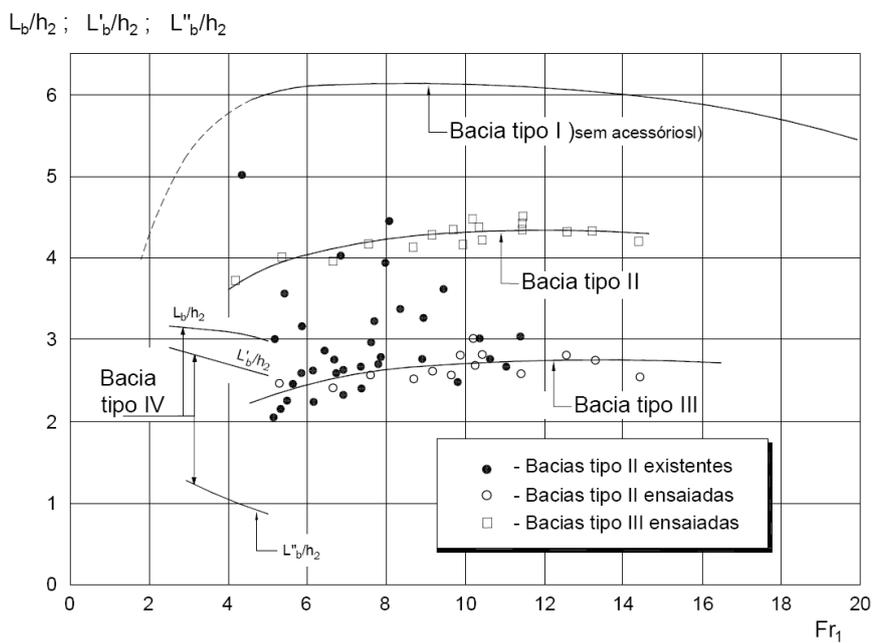


Figura 29 – Comprimentos da bacia segundo USBR (Pinheiro, 2009)

Na Tabela 42 apresentam-se os valores dos parâmetros necessários para a definição geométrica da bacia.

Tabela 42 – Parâmetros para definição geométrica da bacia

w_1 (m)	1,42
h_3 (m)	1,28
L_b/h_2	3,15
L_b'/h_2	2,85
L_b''/h_2	1,25
L_b (m)	20,16
L_b' (m)	18,24
L_b'' (m)	8,00

Segundo USBR (1987), os muros da bacia de dissipação de energia devem ter uma folga relativamente ao nível do rio a jusante, com valor desta a ser dado pela expressão (46).

$$f = 0,1(V_1 + h_2) \quad (46)$$

Os resultados da aplicação desta expressão apresentam-se na Tabela 43.

Tabela 43 – Folga e altura dos muros (m)

N_j	N_f	f	h_{muros}
713,30	706,90	1,77	8,17

Foi adotado o valor de 8,30 m para a altura dos muros. Os parâmetros que definem a geometria da bacia de dissipação de energia sofreram ligeiras alterações em relação ao apresentado na Tabela 42. Os seus valores podem ser consultados nas peças desenhadas, em anexo.

4.10.5. Canal de ligação à bacia de dissipação de energia

A ligação entre a galeria e a bacia de dissipação de energia é realizada por intermédio de um canal descendente e de traçado parabólico. Segundo Pinheiro (2006), deve ser adotada uma curvatura menos acentuada do que aquela que ocorre num jato livre com condições de escoamento iniciais idênticas às da situação que se pretende dimensionar, para que não ocorram pressões negativas na superfície da estrutura.

A curvatura do jato livre, que depende das condições do escoamento na secção inicial, é dada pela expressão (47).

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{k \left[4 \left(h + \frac{V^2}{2g} \right) \cos^2 \theta \right]} \quad (47)$$

sendo,

- θ – Ângulo entre a horizontal e a direção do jato;
- h – Altura do escoamento;
- V – Velocidade;
- k – Coeficiente.

O coeficiente k traduz a convexidade curva. Ao valor $k=1$ está associada a curvatura do escoamento de um jato livre, enquanto valores de k superiores a 1 tornam a curva menos convexa. Neste trabalho foi usada a expressão (47) para definir o traçado do canal e foi adotado o valor $k=1,5$, como é habitual neste tipo de canais, para tornar o traçado menos convexo do que a curva do jato livre.

O canal a implantar inicia-se à cota 709,00 m e termina na cota correspondente à soleira da bacia de dissipação de energia, 706,90 m. O ângulo θ pode admitir-se nulo, uma vez que o declive é baixo. Da aplicação da expressão (47) resulta um comprimento do canal em planta de 7,68 m. No Anexo 9 estão definidas as coordenadas adotadas para o traçado do canal.

5. Considerações finais

A realização deste trabalho visava a elaboração de um anteprojeto de um descarregador de cheias em poço para uma barragem no rio Beça, tendo como base um estudo hidrológico e fundamentando as opções tomadas de acordo com a bibliografia disponível.

No estudo hidrológico realizado no capítulo 2, foi calculado o caudal de ponta de cheia recorrendo a dois métodos distintos: um através dos registos de precipitação, o outro através dos registos de caudal de uma estação hidrométrica localizada na bacia hidrográfica em análise. Os resultados obtidos (219 e 238 m³/s para o primeiro e segundo método, respetivamente) foram similares, o que confere alguma confiança ao estudo realizado.

Verifica-se, em diversas situações, que o dimensionamento de elementos deste tipo de descarregadores depende do critério do projetista. Porém, também se levantam várias questões de ordem técnica, nomeadamente quanto ao modo de funcionamento do descarregador (livre ou afogado). A inexistência de regulamentação relativa a esta questão não deve levar à adoção de descarregadores dimensionados para regime afogado, sempre que se trate de barragens de aterro, devido à vulnerabilidade destas em caso de galgamento e às características da curva de vazão destes descarregadores. Além disso, o dimensionamento de descarregadores para escoamentos afogados leva à ocorrência de vibrações durante a mudança da secção de controlo, resultantes da instabilidade do escoamento.

Outra questão que se levantou na realização do presente trabalho, prende-se com o dimensionamento e definição geométrica da curva de ligação poço-túnel. Apesar de se tratar de um elemento crítico no descarregador devido às elevadas pressões, depressões, turbulência, vibrações e velocidade do escoamento, foi evidente a escassez de normas e estudos tendo em conta a importância deste elemento. Em situação oposta, verificou-se uma abundância de estudos sobre o perfil da soleira descarregadora. Ainda que, em curvas circulares, a adoção de maiores quocientes R_c/D conduza a menores acelerações na mudança de direção do escoamento, poderão verificar-se dificuldades construtivas acrescidas, particularmente no que diz respeito a evitar juntas e garantir uma superfície tão suave quanto possível. Também se verificou que não existem estudos que permitam calcular a perda de carga em curvas circulares com secção parcialmente cheia e com arejamento, o que pode comprometer o cálculo da altura e da velocidade do escoamento na entrada para a bacia de dissipação de energia.

O cálculo do coeficiente de vazão da soleira descarregadora é de capital importância para um correto dimensionamento deste tipo de obras, visto que todo o descarregador será dimensionado em função do caudal escoado. No entanto, para cargas reduzidas, não foi possível apresentar resultados rigorosos para este coeficiente devido à inexistência de dados fiáveis. Assim, o hidrograma de cheia amortecida poderá não ser tão exato quanto se pretende. Apesar de este hidrograma ser afetado pela inexatidão dos resultados, o

dimensionamento do descarregador depende da vazão para cargas mais elevadas, pelo que a magnitude das consequências no dimensionamento do descarregador não deverá ser tão acentuada. Verificou-se ainda que os coeficientes de vazão calculados segundo os métodos apresentados por USBR (1987) e Lazzari (1959) evoluem de forma diferente à medida que a carga hidráulica aumenta. Enquanto no primeiro caso o coeficiente diminui com a carga, exibindo uma forte influência do efeito de convergência do escoamento, no segundo caso ocorre o oposto. Ainda assim, verifica-se uma desaceleração no aumento do valor de C em função da carga hidráulica, o que também poderá indiciar a influência do efeito de convergência do escoamento, embora este não seja tão evidente.

Tendo em conta os diversos fatores inerentes a um projeto deste género, sendo alguns deles imponderáveis, a solução adotada garante o bom funcionamento hidráulico do descarregador e oferece segurança às povoações vizinhas.

Recomenda-se, para futuro, estudos sobre o traçado e a perda de carga na curva de ligação entre poço e túnel, assim como estudos sobre o coeficiente de vazão para baixas cargas hidráulicas.

Finaliza-se este trabalho salientando a contribuição que este teve para a aprendizagem de conteúdos não abordados durante o restante percurso académico e a preparação que forneceu para a vida pós-académica, nomeadamente ao nível de projeto.

Referências Bibliográficas

BRANDÃO, C. et al, *Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental*, Direção dos Serviços de Recursos Hídricos, DSRH, Instituto da Água, INAG, 2001

BRENNEN, C.E., *Cavitation and bubble dynamics*, Oxford University Press, 1995, ISBN 0-19-509409-3

BOLLRICH, G., *Combined-function hydraulic structures with shaft spillway*, Water Power, Vol. 23, n. 10, pp 362 – 367, 1971 (*)

CASTORANI, A., DI SANTO, A. e PICCINI, A.F., *Alcune considerazioni sul proporzionamento degli sfioratori a Calice*, L'Energia Elettrica, n. 6, pp 238-246, 1986 (*)

CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R. e MAYS, L.W., *Applied Hydrology*, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, Singapura, 1988, ISBN 0 07-010810-2

FAIS, L., *Análise experimental da curva de ligação poço-túnel em vertedor com emboque tipo tulipa*, Universidade Estadual de Campinas, Brasil, 2007

GENOVEZ, A.I.B. e GENOVEZ, A.M., *Critérios de dimensionamento para poços verticais com embocadura tipo tulipa*, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 2000

GENOVEZ, A. e MACIEL, N.M., *Comprimento limite do poço vertical no estudo do arrastamento de ar em vertedor com embocadura tipo tulipa*, XVIII Congresso Latino-Americano de Hidráulica, Oaxaca, México, pp 541-550, 1998

LAZZARI, E., *Ricerca Sperimentali sugli sfioratori a calice*, Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Padova, Itália, 1959 (*)

LOUREIRO, J., *Expressões para o cálculo do caudal máximo de cheia em cursos de água em Portugal*, APRH, Vol. 5, n.º 1, 1984

MARTINS, R., *A folga em barragens*, Memória n.º 828, LNEC, 2002

MAYS, L.W., *Hydraulic Design Handbook*, McGraw-Hill Education, Londres, Reino Unido, 1999, ISBN 0070411522

MUSSALI, Y. G., *A study of flow conditions in shaft spillways*, Atlanta, EUA, 1969

NAGHETTINI, M. e PORTELA, M. M., *Probabilidade e estatística aplicadas à hidrologia*, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, 2011

NAGY, E. D. et al, *Comparing methods for computing the time of concentration in a medium-sized Hungarian catchment*, Slovak Journal of Civil Engineering, Vol 24, No. 4, pp 8-14, 2016

PINHEIRO, A. N., *Descarregadores de Cheias em Canal de Encosta - Dimensionamento e Implantação*, Texto de apoio à disciplina de Estruturas Hidráulicas, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006

PINHEIRO, A. N., *Descarregadores de Cheias - Dimensionamento e Implantação*, Texto de apoio à disciplina de Estruturas Hidráulicas, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005a

PINHEIRO, A. N., *Soleiras descarregadoras – Dimensionamento e Implantação*, Texto de apoio à disciplina de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005b

PINHEIRO, A. N., *Obras de dissipação de energia*, Texto de apoio à disciplina de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009

PORTELA, M.M., *Modelação e Planeamento de Recursos Hídricos*, Documentos de apoio às aulas de Modelação e Planeamento de Recursos Hídricos do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2015

PORTELA, M.M., *Modelação Hidrológica*, Documento de apoio à disciplina de Modelação e Planeamento de Recursos Hídricos do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005

PORTELA, M. M., MARQUES, P. e CARVALHO, F. F., *Hietogramas de projecto para análise de cheias baseada no modelo do hidrograma unitário do Soil Conservation Service (SCS)*, 5º Congresso da Água, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, APRH, 2000

REN, Q., TAN, J.S.Y. e WIELAND, M., *New Developments in Dam Engineering – Proceedings of the 4th International Conference on Dam Engineering*, A A Balkema Publishers, Londres, Reino Unido, pp 461-470, 2004, ISBN 04 1536 240-7

SENTURK, F., *Hydraulics of dams and reservoirs*, Water Resources Publications, Colorado, EUA, 1994, ISBN 0918334802

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION, *Design of small dams*, 3rd Edition, Water Resources Technical Publication, United States Department of the Interior, 1987

VIPARELLI, R., *Proporzionamento di un imbocco a calice*, XXII Convegno di Costruzioni Idrauliche, Cosenza, Itália, pp 51-63, 1990 (*)

WAGNER, W., *Morning-Glory Shaft Spillways: A Symposium: Determination of Pressure-Controlled Profiles*, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 121, pp 345-368, 1956 (*)

WOODWARD, D.E., *National Engineering Handbook*, Natural Resources Conservation Services, United States Department of Agriculture, EUA, 2010

(*) Referência não consultada diretamente

Sítios da Internet

Número de escoamento – European Data Portal – <http://www.europeandataportal.eu> (consultado em 2017)

SNIRH – <http://www.snirh.pt> (consultado em 2017)

Regulamentos Nacionais

Regulamento de Segurança de Barragens 2007. Decreto-Lei n.º 344/2007, Lisboa

Normas de projecto de Barragens. Anexo à Portaria n.º 846/93, Lisboa, 1993

Anexo 1 – Período de retorno segundo anexo às Normas de Projeto de Barragens de 1993

Quadro referido na alínea h) do n.º 3 do artigo 6.º

Período de retorno da cheia de projecto, em anos

Barragem		Risco potencial	
Betão	Aterro	Elevado	Significativo
$h \geq 100$	$h \geq 50$	10 000 a 5 000	5 000 a 1 000
$50 \leq h < 100$	$15 \leq h < 50$	5 000 a 1 000	1 000
$15 \leq h < 50$	$h < 15$	1 000	1 000
$h < 15$	-	1 000	500

h — altura da barragem, em metros.

Anexo 2 – Parâmetros das curvas IDF para T = 1000 anos

Parâmetros das curvas IDF para T = 1000 anos e durações de 5 a 30 min (adaptado de Portela, 2005)

IDF (válidas dos 5 aos 30 min)			
T = 1000 anos			
Códigos	Posto udográfico	a	b
02G/09	Casal Soeiro	1061.50	-0.641
03J/05	Vila da Ponte	579.40	-0.608
05T/01	Miranda do Douro	351.19	-0.405
03M/01	Chaves	542.72	-0.610
06I/01	Amarante	545.18	-0.518
03E/03	Viana do Castelo	689.03	-0.496
10F/01	Aveiro (Universidade)	427.90	-0.532
10H/01	Caramulo	352.67	-0.423
11I/01	Sta Comba Dão	719.22	-0.611
11L/05	Penhas Douradas	622.71	-0.523
12L/03	Covilhã	482.36	-0.562
12G/01	Coimbra (IG)	409.51	-0.429
13L/02	Gralhas	585.94	-0.489
21C/06	Lisboa (IGIDL)	399.04	-0.447
21C/02	Lisboa (Portela)	814.30	-0.611
20C/01	S. Julião do Tojal	579.58	-0.573
18M/01	Portalegre	361.99	-0.387
20E/01	Barragem de Magos	764.22	-0.669
20I/01	Pavia	641.40	-0.607
22J/02	Évora-Cemitério	394.60	-0.377
25J/02	Beja	379.12	-0.424
23G/01	Pêgo do Altar	501.13	-0.545
26D/01	Sines	535.16	-0.562
27G/01	Relíquias	439.97	-0.365
30J/02	Catraia *		
31J/01	S. Brás de Alportel *		
30M/01	Figueirais *		
31F/01	Praia da Rocha	529.28	-0.585
30F/01	Monchique	513.81	-0.382
31J/02	Faro	486.23	-0.403
30M/02	Vila Real de Sto António	405.61	-0.408

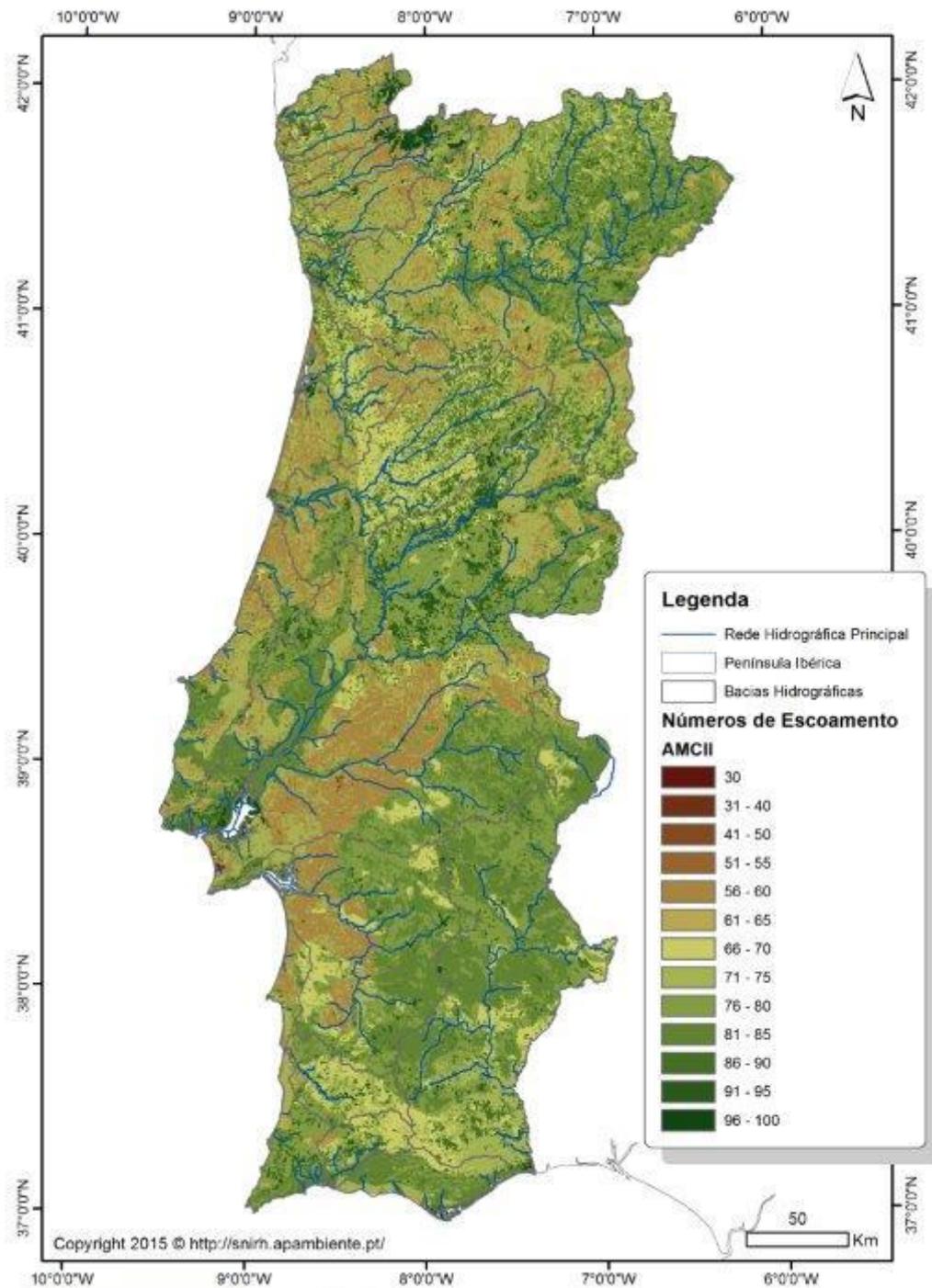
Parâmetros das curvas IDF para T = 1000 anos e durações de 30 min a 6 h (adaptado de Portela, 2005)

IDF (válidas de 30 min a 6 h)			
Códigos	Posto udográfico	T = 1000 anos	
		a	b
02G/09	Casal Soeiro	1091.60	-0.660
03J/05	Vila da Ponte	531.05	-0.569
05T/01	Miranda do Douro	1747.10	-0.865
03M/01	Chaves	1424.60	-0.853
06I/01	Amarante	1232.80	-0.752
03E/03	Viana do Castelo	2156.80	-0.832
10F/01	Aveiro (Universidade)	922.80	-0.742
10H/01	Caramulo	574.26	-0.565
11I/01	Sta Comba Dão	1050.80	-0.695
11L/05	Penhas Douradas	1226.30	-0.709
12L/03	Covilhã	480.84	-0.577
12G/01	Coimbra (IG)	1161.10	-0.730
13L/02	Gralhas	1067.00	-0.970
21C/06	Lisboa (IGIDL)	793.16	-0.645
21C/02	Lisboa (Portela)	763.86	-0.602
20C/01	S. Julião do Tojal	447.56	-0.479
18M/01	Portalegre	1275.50	-0.761
20E/01	Barragem de Magos	549.08	-0.566
20I/01	Pavia	643.53	-0.629
22J/02	Évora-Cemitério	1582.10	-0.769
25J/02	Beja	1314.20	-0.787
23G/01	Pêgo do Altar	778.81	-0.664
26D/01	Sines	895.23	-0.704
27G/01	Relíquias	1464.10	-0.712
30J/02	Catraia *	1519.20	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel *	1566.10	-0.594
30M/01	Figueirais *	6361.20	-0.792
31F/01	Praia da Rocha	910.65	-0.724
30F/01	Monchique	683.80	-0.451
31J/02	Faro	1253.60	-0.694
30M/02	Vila Real de Sto António	1155.90	-0.700

Parâmetros das curvas IDF para T = 1000 anos e durações de 30 min a 6 h (adaptado de Portela, 2005)

IDF (válidas de 6 a 48 h)			
T = 1000 anos			
Códigos	Posto udográfico	a	b
02G/09	Casal Soeiro	376.10	-0.472
03J/05	Vila da Ponte	229.05	-0.419
05T/01	Miranda do Douro	398.44	-0.617
03M/01	Chaves	295.54	-0.601
06I/01	Amarante	464.09	-0.585
03E/03	Viana do Castelo	383.00	-0.547
10F/01	Aveiro (Universidade)	753.46	-0.694
10H/01	Caramulo	365.76	-0.477
11I/01	Sta Comba Dão	870.74	-0.671
11L/05	Penhas Douradas	375.66	-0.508
12L/03	Covilhã	252.57	-0.453
12G/01	Coimbra (IG)	1089.10	-0.715
13L/02	Gralhas	307.14	-0.4521
21C/06	Lisboa (IGIDL)	1479.80	-0.762
21C/02	Lisboa (Portela)	2148.80	-0.774
20C/01	S. Julião do Tojal	3186.90	-0.810
18M/01	Portalegre	473.11	-0.596
20E/01	Barragem de Magos	3083.60	-0.854
20I/01	Pavia	1033.20	-0.701
22J/02	Évora-Cemitério	1432.20	-0.766
25J/02	Beja	1232.00	-0.776
23G/01	Pêgo do Altar	1520.30	-0.795
26D/01	Sines	1289.80	-0.775
27G/01	Relíquias	378.90	-0.495
30J/02	Catraia *	1264.60	-0.588
31J/01	S. Brás de Alportel *	2858.60	-0.682
30M/01	Figueirais *	6999.60	-0.761
31F/01	Praia da Rocha	830.42	-0.711
30F/01	Monchique	7594.20	-0.864
31I/02	Faro	1497.90	-0.722
30M/02	Vila Real de Sto António	1056.30	-0.693

Anexo 3 – Ábaco para determinação de número de escoamento (AMC II)



Número de escoamento AMC II (European Data Portal)

Anexo 5 – Soluções estudadas para a soleira descarregadora segundo método apresentado por USBR (1987)

R = 5 m			
H (m)	H/R	C	Q (m ³ /s)
0,0	0,00		
0,2	0,04		
0,4	0,08		
0,6	0,12		
0,8	0,16		
1,0	0,20	0,48	66,73
1,2	0,24	0,475	86,80
1,4	0,28	0,47	108,23
1,6	0,32	0,47	132,23
1,8	0,36	0,45	151,07
2,0	0,40	0,445	174,97
2,2	0,44	0,43	195,06
2,4	0,48	0,42	217,08
2,6	0,52	0,41	238,95
2,8	0,56	0,4	260,53
3,0	0,60	0,385	278,10
Resultados HEC-HMS			
Caudal efluente		144,3	m ³ /s
Elevação máxima		1,7	m

R = 7 m			
H (m)	H/R	C	Q (m ³ /s)
0,0	0,00		
0,2	0,03		
0,4	0,06		
0,6	0,09		
0,8	0,11		
1,0	0,14		
1,2	0,17		
1,4	0,20	0,48	154,75
1,6	0,23	0,475	187,09
1,8	0,26	0,475	223,25
2,0	0,29	0,47	258,72
2,2	0,31	0,47	298,48
2,4	0,34	0,465	336,48
2,6	0,37	0,45	367,16
2,8	0,40	0,445	405,77
3,0	0,43	0,435	439,90
Resultados HEC-HMS			
Caudal efluente		158,7	m ³ /s
Elevação máxima		1,4	m

R = 6 m			
H (m)	H/R	C	Q (m ³ /s)
0,0	0,00		
0,2	0,03		
0,4	0,07		
0,6	0,10		
0,8	0,13		
1,0	0,17		
1,2	0,20	0,48	105,26
1,4	0,23	0,475	131,26
1,6	0,27	0,475	160,37
1,8	0,30	0,47	189,34
2,0	0,33	0,465	219,40
2,2	0,37	0,45	244,95
2,4	0,40	0,445	276,00
2,6	0,43	0,435	304,22
2,8	0,47	0,425	332,17
3,0	0,50	0,42	364,06
Resultados HEC-HMS			
Caudal efluente		155,4	m ³ /s
Elevação máxima		1,6	m

R = 8 m			
H (m)	H/R	C	Q (m ³ /s)
0,0	0,00		
0,2	0,03		
0,4	0,05		
0,6	0,08		
0,8	0,10		
1,0	0,13		
1,2	0,15		
1,4	0,18	0,49	180,54
1,6	0,20	0,48	216,07
1,8	0,23	0,475	255,14
2,0	0,25	0,475	298,82
2,2	0,28	0,475	344,75
2,4	0,30	0,47	388,68
2,6	0,33	0,465	433,60
2,8	0,35	0,46	479,37
3,0	0,38	0,45	520,08
Resultados HEC-HMS			
Caudal efluente		166,4	m ³ /s
Elevação máxima		1,3	m

Anexo 6 – Soluções estudadas para a soleira do descarregador segundo método apresentado por Lazzari (1959)

R = 5 m		
H₀ = 1,9 m		
H (m)	C	Q (m ³ /s)
0		
0,2		
0,4		
0,6	0,309	19,98
0,8	0,328	32,58
1,0	0,342	47,61
1,2	0,355	64,91
1,4	0,366	84,35
1,6	0,376	105,85
1,8	0,385	129,32
2,0	0,393	154,68
2,2	0,401	181,89
2,4	0,408	210,89
Resultados HEC-HMS		
Caudal efluente	141,7 m ³ /s	
Elevação máxima	1,9 m	

R = 7 m		
H₀ = 1,6 m		
H (m)	C	Q (m ³ /s)
0		
0,2		
0,4		
0,6	0,328	29,69
0,8	0,348	48,42
1,0	0,364	70,76
1,2	0,377	96,47
1,4	0,389	125,37
1,6	0,399	157,32
1,8	0,409	192,20
2,0	0,418	229,90
2,2	0,426	270,34
2,4	0,433	313,43
Resultados HEC-HMS		
Caudal efluente	160,6 m ³ /s	
Elevação máxima	1,6 m	

R = 6 m		
H₀ = 1,8 m		
H (m)	C	Q (m ³ /s)
0		
0,2		
0,4		
0,6	0,316	24,52
0,8	0,335	39,99
1,0	0,350	58,44
1,2	0,363	79,67
1,4	0,375	103,54
1,6	0,385	129,93
1,8	0,394	158,73
2,0	0,402	189,87
2,2	0,410	223,27
2,4	0,417	258,86
Resultados HEC-HMS		
Caudal efluente	151,8 m ³ /s	
Elevação máxima	1,8 m	

R = 8 m		
H₀ = 1,5 m		
H (m)	C	Q (m ³ /s)
0		
0,2		
0,4		
0,6	0,336	34,72
0,8	0,356	56,62
1,0	0,372	82,73
1,2	0,386	112,80
1,4	0,398	146,59
1,6	0,409	183,94
1,8	0,418	224,72
2,0	0,427	268,80
2,2	0,436	316,08
2,4	0,443	366,47
Resultados HEC-HMS		
Caudal efluente	167,6 m ³ /s	
Elevação máxima	1,5 m	

Anexo 7 – Traçado da curva de transição soleira descarregadora-poço

Tabela de coordenadas normalizadas (USBR, 1987) – Acima da crista de soleira fina

x/H	z/H (H/R=0,20)	z/H (H/R=0,25)	z/H (H/R=0,23) (interpolado)
0,000	0,000	0,000	0,000
0,010	0,013	0,013	0,013
0,020	0,025	0,024	0,025
0,030	0,035	0,034	0,034
0,040	0,044	0,042	0,043
0,050	0,051	0,049	0,050
0,060	0,057	0,055	0,056
0,070	0,063	0,061	0,062
0,080	0,068	0,066	0,067
0,090	0,072	0,070	0,071
0,100	0,076	0,073	0,075
0,120	0,083	0,079	0,081
0,140	0,087	0,083	0,085
0,160	0,091	0,086	0,088
0,180	0,093	0,087	0,090
0,200	0,094	0,088	0,090
0,250	0,093	0,085	0,088
0,300	0,085	0,076	0,080
0,350	0,075	0,065	0,070
0,400	0,062	0,050	0,055
0,450	0,045	0,031	0,037
0,500	0,025	0,010	0,017

Tabela de coordenadas normalizadas (USBR, 1987) – Abaixo da crista da soleira de parede fina

z/H	x/H (H/R=0,2)	x/H (H/R=0,25)	x/H (H/R=0,23) (interpolado)
0,000	0,554	0,520	0,536
-0,020	0,592	0,560	0,575
-0,040	0,627	0,596	0,610
-0,060	0,660	0,630	0,644
-0,080	0,692	0,662	0,676
-0,100	0,722	0,692	0,706
-0,150	0,793	0,762	0,776
-0,200	0,860	0,826	0,842
-0,250	0,919	0,883	0,899
-0,300	0,976	0,941	0,957
-0,400	1,079	1,041	1,058
-0,500	1,172	1,131	1,150
-0,600	1,260	1,215	1,236
-0,800	1,422	1,369	1,393
-1,000	1,564	1,508	1,534
-1,200	1,691	1,635	1,661
-1,400	1,808	1,748	1,775
-1,600	1,918	1,855	1,884
-1,800	2,024	1,957	1,988
-2,000	2,126	2,053	2,086
-2,500	2,354	2,266	2,306
-3,000	2,559	2,428	2,488
-3,500	2,749	2,541	2,636
-4,000	2,914	2,620	2,754
-4,500	3,053	2,682	2,852
-5,000	3,178	2,734	2,937
-5,500	3,294	2,779	3,014
-6,000	3,405	2,812	3,083

Anexo 8 – Coordenadas da superfície de transição do descarregador adotado

Coordenadas da superfície do descarregador adotado (m)

Acima da crista de soleira fina		Abaixo da crista de soleira fina	
x	z	z	x
0,000	0,000	0,000	0,857
0,016	0,021	-0,032	0,919
0,032	0,039	-0,064	0,976
0,048	0,055	-0,096	1,030
0,064	0,068	-0,128	1,081
0,080	0,079	-0,160	1,129
0,096	0,089	-0,240	1,242
0,112	0,098	-0,320	1,346
0,128	0,106	-0,400	1,439
0,144	0,113	-0,480	1,53
0,160	0,119	-0,640	1,693
0,192	0,129	-0,800	1,840
0,224	0,136	-0,960	1,977
0,256	0,140	-1,280	2,229
0,288	0,144	-1,600	2,454
0,320	0,145	-1,920	2,657
0,400	0,142	-2,240	2,841
0,480	0,129	-2,560	3,014
0,560	0,111	-2,880	3,180
0,640	0,089	-3,200	3,338
0,720	0,060	-4,000	3,690
0,800	0,027	-4,800	3,981
		-5,600	4,218
		-6,400	4,407
		-7,200	4,563
		-8,000	4,699
		-8,800	4,823
		-9,600	4,933

Anexo 9 – Coordenadas do traçado do canal de acesso à bacia de dissipação

Coordenadas do traçado do canal de acesso à bacia de dissipação (m)

x	y
0,250	0,002
0,500	0,009
0,750	0,020
1,000	0,036
1,250	0,056
1,500	0,080
1,750	0,109
2,000	0,143
2,250	0,180
2,500	0,223
2,750	0,270
3,000	0,321
3,250	0,377
3,500	0,437
3,750	0,501
4,000	0,570
4,250	0,644
4,500	0,722
4,750	0,804
5,000	0,891
5,250	0,983
5,500	1,078
5,750	1,179
6,000	1,283
6,250	1,393
6,500	1,506
6,750	1,624
7,000	1,747
7,250	1,874
7,500	2,005
7,675	2,100

**Anteprojeto de descarregador de cheia em poço de uma
barragem no rio Beça**

Peças desenhadas

Hugo Jonas Ferreira Boavista

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Doutor António Alberto do Nascimento Pinheiro

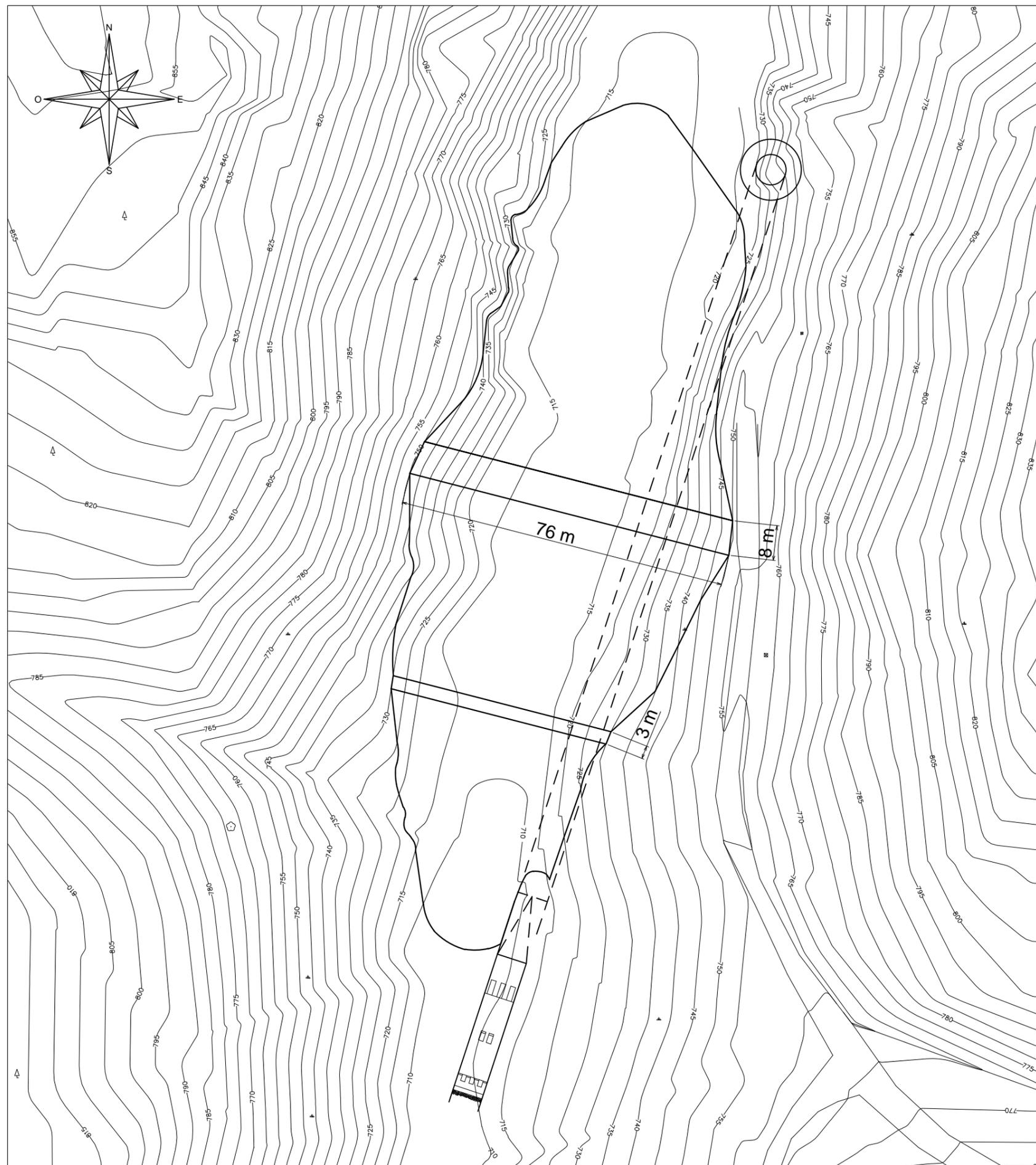
Júri

Presidente: Professor Doutor Rodrigo de Almada Cardoso Proença de Oliveira

Orientador: Professor Doutor António Alberto do Nascimento Pinheiro

Vogal: Professor Doutor António Bento Franco

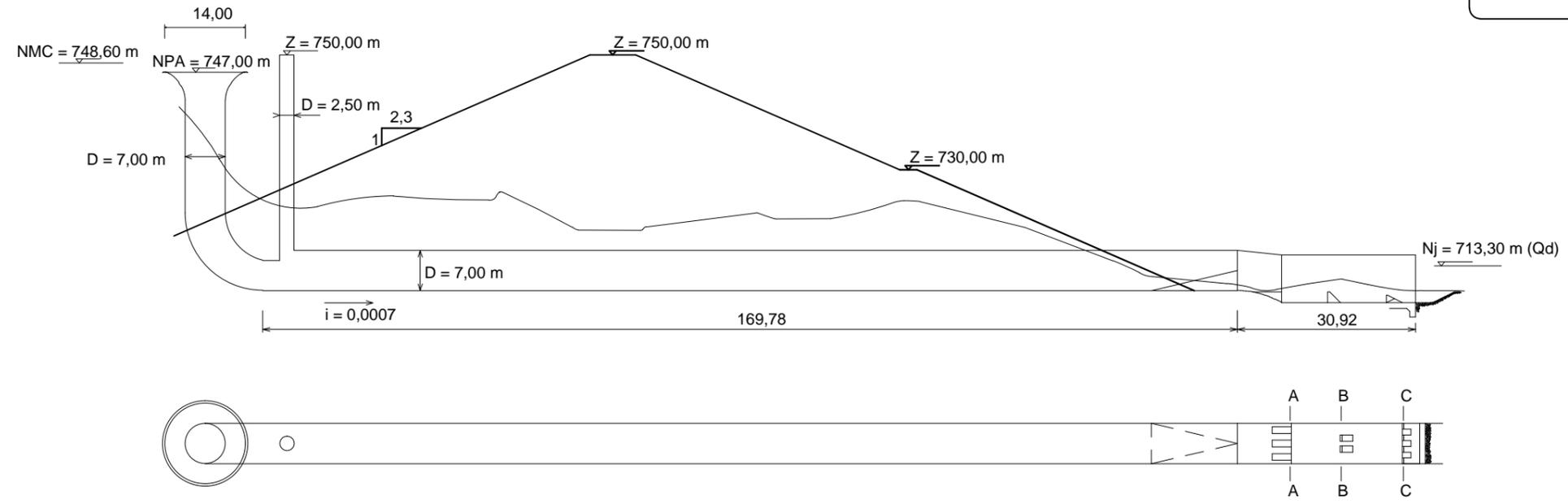
Outubro de 2017



DESENHOS DE REFERÊNCIA	NÚMERO
Perfil longitudinal, pormenor de entrada e porm. da curva	PT-DE-002
Pormenor de saída	PT-DE-003
Cortes da bacia de dissipação de energia	PT-DE-004

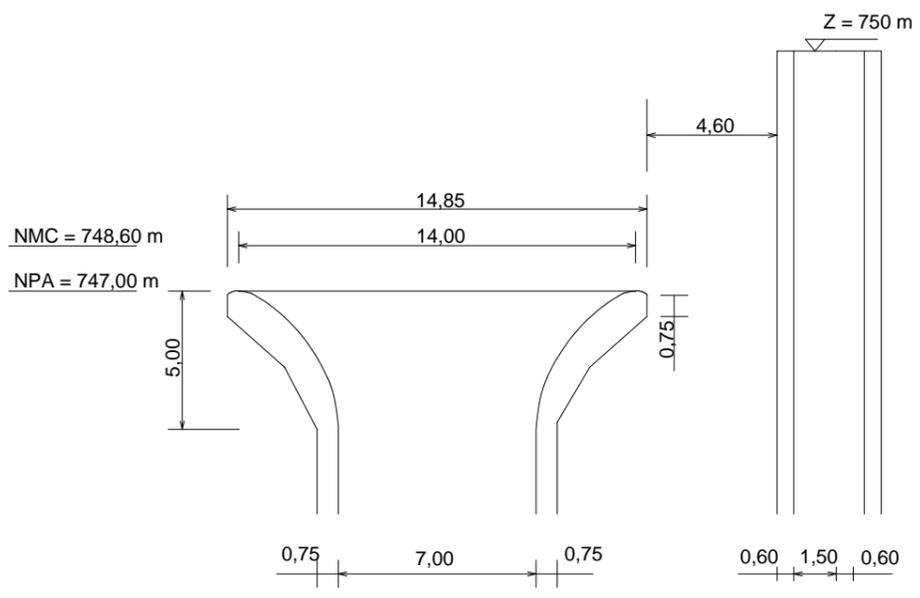
0	DESENHO DA DISSERTAÇÃO	24/10/2017	HB		
REV.	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.		
INSTITUTO / UNIVERSIDADE:					
 TÉCNICO LISBOA		INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO			
PROJECTO / TESE					
<p align="center">ANTEPROJETO DE DESCARREGADOR DE CHEIA EM POÇO DE UMA BARRAGEM NO RIO BEÇA</p>					
LOCAL					
<p align="center">RIO BEÇA, CODESSOSO, BOTICAS</p>					
NOME				NÚMERO	
Hugo Jonas Ferreira Boavista				67405	
TÍTULO				DATA	
Planta Geral da Barragem				24/10/2017	
ESCALA(S)		DESENHO Nº			
A3 - 1:1000		PT-DE-001			

DESENHOS DE REFERÊNCIA	NÚMERO
Planta Geral da Barragem	PT-DE-001
Pormenor de saída	PT-DE-003
Cortes da bacia de dissipação de energia	PT-DE-004



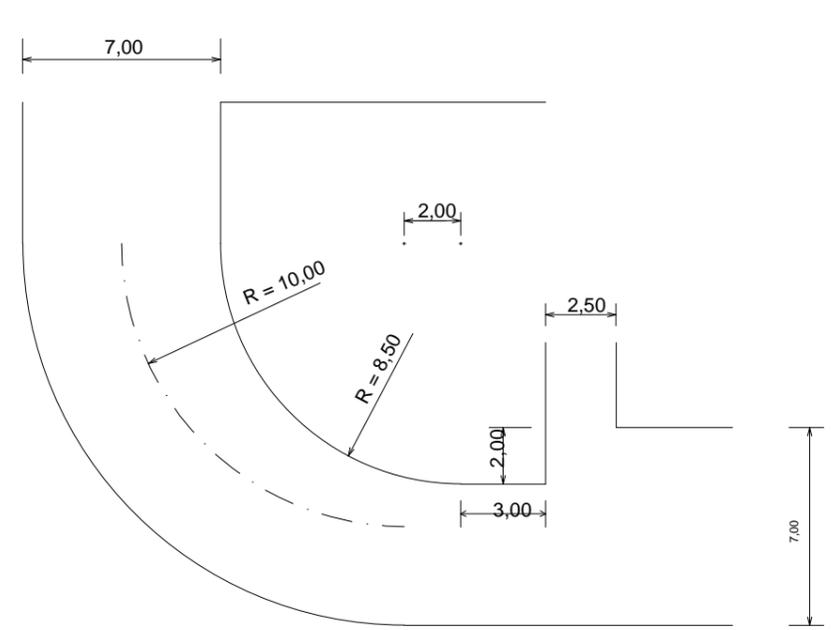
ESCALA - 1:1000

Pormenor Entrada



ESCALA - 1:250

Pormenor Curva

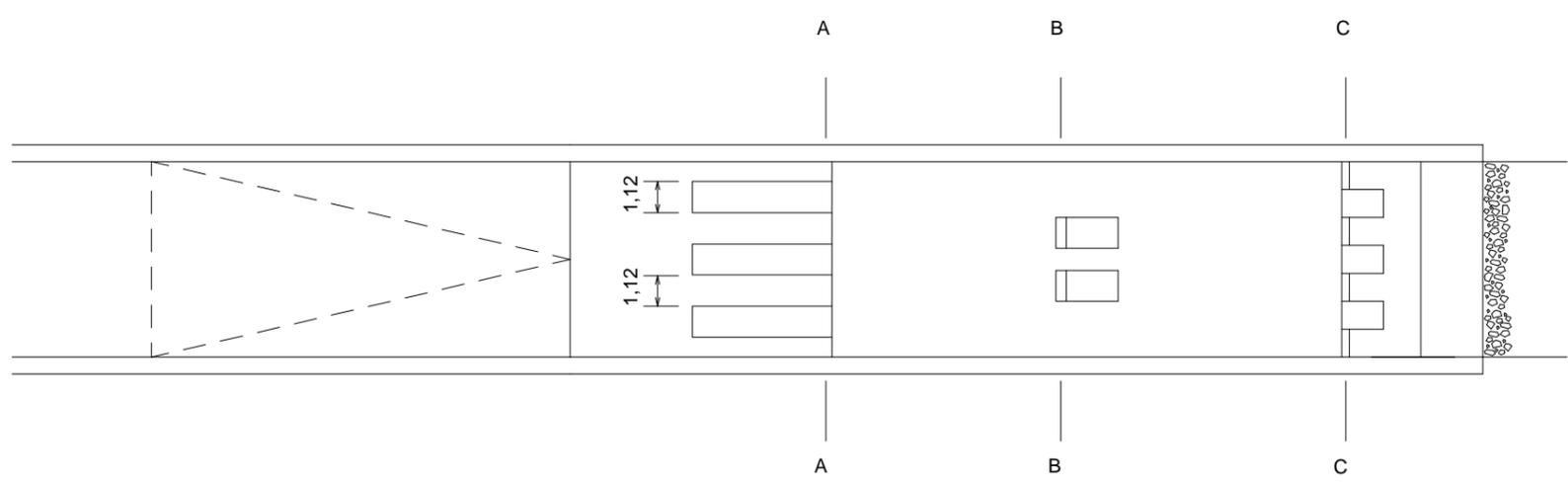
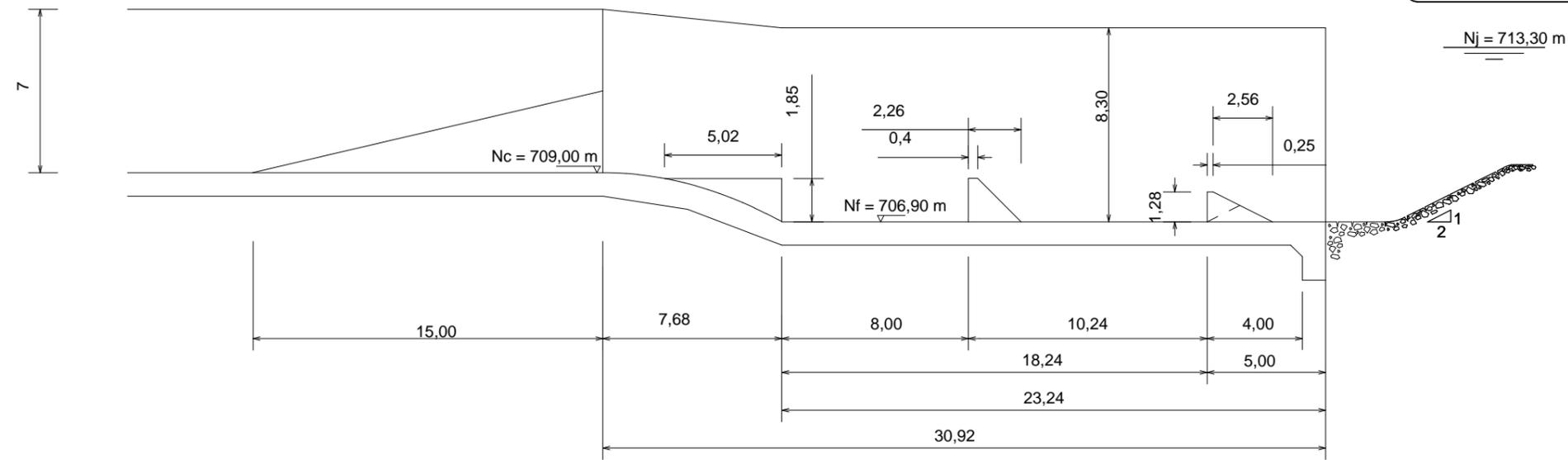


ESCALA - 1:250

0	DESENHO DA DISSERTAÇÃO	24/10/2017	HB		
REV.	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.		
INSTITUTO / UNIVERSIDADE:					
 TÉCNICO LISBOA INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO					
PROJECTO / TESE					
ANTEPROJETO DE DESCARREGADOR DE CHEIA EM POÇO DE UMA BARRAGEM NO RIO BEÇA					
LOCAL					
RIO BEÇA, CODESSOSO, BOTICAS					
NOME				NÚMERO	
Hugo Jonas Ferreira Boavista				67405	
TÍTULO				DATA	
Perfil longitudinal, pormenor de entrada e pormenor da curva				24/10/2017	
ESCALA(S)		DESENHO Nº			
A3 - 1:1000 / 1:250		PT-DE-002			

Pormenor Saída

DESENHOS DE REFERÊNCIA	NÚMERO
Planta Geral da Barragem	PT-DE-001
Perfil longitudinal, pormenor de entrada e porm. da curva	PT-DE-002
Cortes da bacia de dissipação de energia	PT-DE-004



REV.	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.
0	DESENHO DA DISSERTAÇÃO	24/10/2017	HB

INSTITUTO / UNIVERSIDADE:

IFT **TÉCNICO LISBOA** INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

PROJECTO / TESE: ANTEPROJETO DE DESCARREGADOR DE CHEIA EM POÇO DE UMA BARRAGEM NO RIO BEÇA

LOCAL: RIO BEÇA, CODESSOSO, BOTICAS

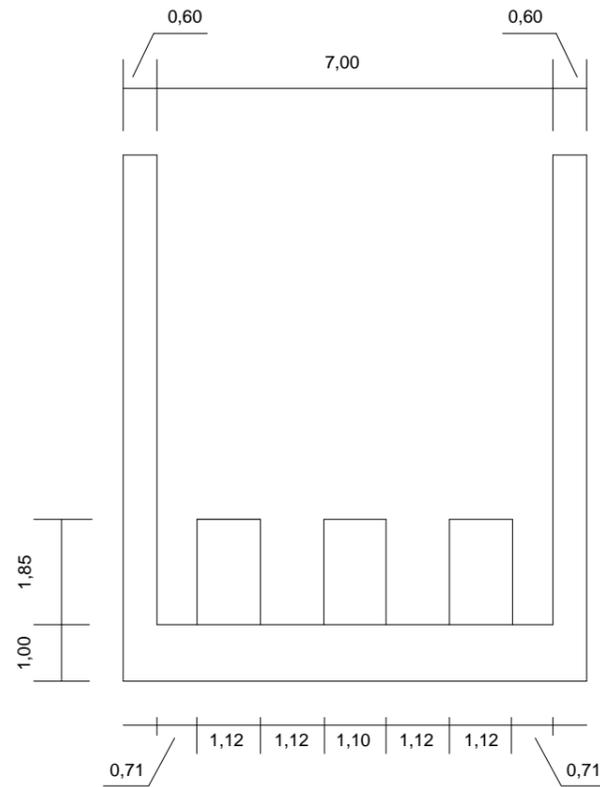
NOME: Hugo Jonas Ferreira Boavista NÚMERO: 67405

TÍTULO: Pormenor de saída DATA: 24/10/2017

ESCALA(S): A3 - 1:250 DESENHO Nº: PT-DE-003

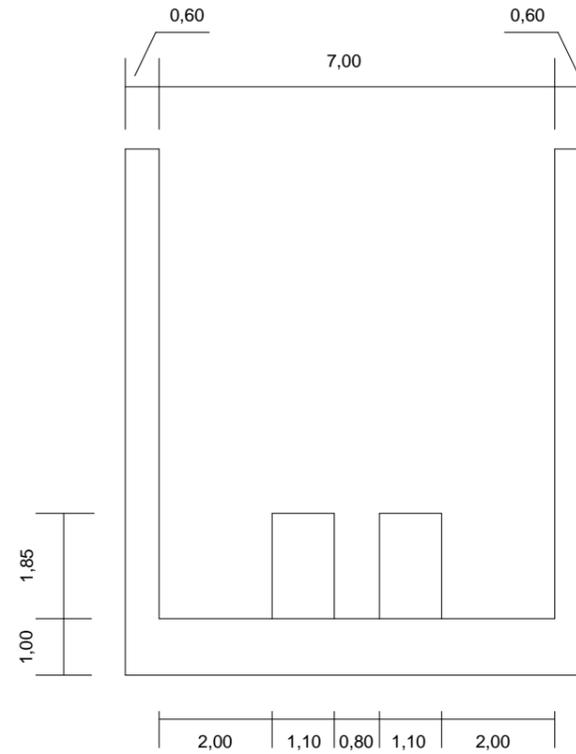
DESENHOS DE REFERÊNCIA	NÚMERO
Planta Geral da Barragem	PT-DE-001
Perfil longitudinal, pormenor de entrada e porm. da curva	PT-DE-002
Cortes de saída	PT-DE-003

Corte A



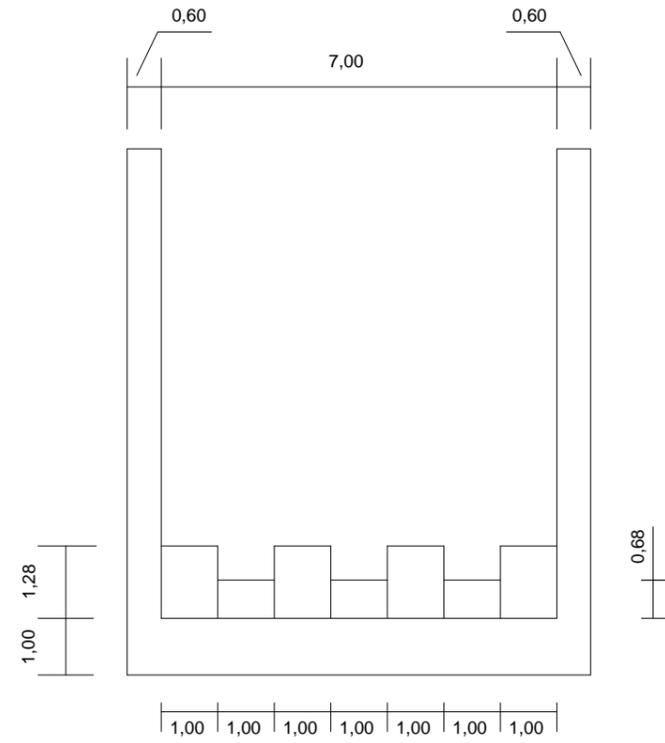
ESCALA - 1:125

Corte B



ESCALA - 1:125

Corte C



ESCALA - 1:125

0	DESENHO DA DISSERTAÇÃO	24/10/2017	HB		
REV.	DESCRIÇÃO	DATA	EXEC.		
INSTITUTO / UNIVERSIDADE:					
		TÉCNICO LISBOA INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO			
PROJECTO / TESE					
ANTEPROJETO DE DESCARREGADOR DE CHEIA EM POÇO DE UMA BARRAGEM NO RIO BEÇA					
LOCAL					
RIO BEÇA, CODESSOSO, BOTICAS					
NOME			NÚMERO		
Hugo Jonas Ferreira Boavista			67405		
TÍTULO			DATA		
Cortes da bacia de dissipação de energia			24/10/2017		
ESCALA(S)		DESENHO Nº			
A3 - 1:125		PT-DE-004			